

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, теплоенергетики та газопостачання

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Особливості підсилення фундаменту мілкого

закладання короткими палями

Виконала: студентка 2 курсу, групи Б-20м
спеціальності

192 Будівництво та цивільна

інженерія

(шифр і назва напрямку підготовки)

Городнік Л. А.

(прізвище та ініціали)

Керівник: к.т.н., доц. кафедри БМГА

(вчений ступінь, посада)

Маєвська І.В.

(прізвище та ініціали)

«__» _____ 20__ р.

Опонент: к.т.н., доц. кафедри ІСБ

(вчений ступінь, посада)

Анохіна К.В.

(прізвище та ініціали)

«__» _____ 20__ р.

Допущено до захисту
Завідувач кафедри БМГА

_____ В.В. Швець
(підпис) (прізвище та ініціали)

«__» _____ 20__ р.

Факультет Будівництва, теплоенергетики та газопостачання

Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури

Ступінь вищої освіти магістр

Галузь знань 19 Архітектура та будівництво

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

Освітня програма Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри БМГА

Швець В.В.

“ 05 ” 10 2021 року

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Городнік Лілії Анатоліївни

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Особливості підсилення фундаменту мілкого закладання

короткими палями

керівник проекту (роботи) Маєвська І.В., к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ 24 ” 09 2021 року № 277

2. Строк подання студентом роботи 27.11.2021 р.

3. Вихідні дані до роботи Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту проектування, результати інженерно-геологічних вишукувань. Передбачається реконструкція існуючої 5-ти поверхової будівлі спального корпусу на 219 місць у 10-ти поверхову 100-квартирну житлову будівлю, безкаркасної конструкції з несучими стінами з цегли з зовнішнім утепленням. Перекриття збірні залізобетонні з монолітними ділянками. Покрівля скатна з металочерепиці над мансардним поверхом. Передбачене автономне опалення.

4. Зміст текстової частини (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація)

1.Науково-дослідна частина (огляд літературних джерел, аналіз досвіду використання коротких паль підсилення. Проведення маломасштабного фізичного моделювання підсилення стрічкового фундаменту з короткими та довгими палями. Опанування програмного комплексу Plaxis 3D, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів. Порівняння несучої здатності вдавлюваної палі, визначеної у програмному комплексі Plaxis, з результатами натурного експерименту. Планування чисельного експерименту з визначення впливу довжини та кроку паль підсилення на сумісну роботу паль і ростверку у складі підсиленого фундаменту. Планування чисельного експерименту визначення впливу виду ґрунту на сумісну роботу паль і ростверку у складі підсиленого фундаменту. Чисельне моделювання роботи підсилених фундаментів, а також окремих їх елементів при варіюванні довжини паль, відстані між палями, характеристик ґрунту основи. Аналіз одержаних результатів, виявлення найбільш впливових чинників на перерозподіл зусиль між ростверком та палями у складі підсиленого фундаменту. Порівняння роботи коротких і довгих паль.

2. Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту (розрахунок планувальних відміток генплану, специфікації на збірні залізобетонні конструкції, віконні та дверні заповнення, експлікація підлоги, теплотехнічний розрахунок).

3. Основи та фундаменти (розробка конструктивного рішення підсилення фундаменту за методикою норм та у варіанті з використанням результатів досліджень)

4. Розробка заходів з охорони праці та цивільного захисту.

5. Економічна частина (визначення економічного ефекту від впровадження результатів наукової розробки на прикладі технічного об'єкту).

Висновки

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)

1. Науково-дослідний розділ – 5-8 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Архітектурно-будівельні рішення – 2 арк. (фасад, генеральний план, плани, план покрівлі, розріз, вузли)

3. Основи та фундаменти – 1-2 арк. (план фундаментів для двох варіантів, робочі креслення фундаментів, специфікації)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконання прийняв

7. Дата видачі завдання 05.10.2021 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Складання технічного завдання та вступу до МКР	11.10-16.10.21	
2	Науково-дослідна частина	02.09-16.10.21	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	18.10-26.10.21	
4	Будівельні конструкції	27.10-05.11.21	
5	Охорона праці та цивільний захист	06.11-10.11.21	
6	Економічна частина	11.11-18.11.21	
7	Оформлення МКР	19.11-24.11.21	
8	Подання МКР на кафедрі для перевірки	25.11-27.11.21	
9	Попередній захист	29.11-03.12.21	
10	Рецензування	06.12-10.12.21	

Студент _____
(підпис)

Городнік Л.А.
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Маєвська І.В.
(прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.15

Городнік Л. А. Особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – будівництво та цивільна інженерія, освітня програма – промислове та цивільне будівництво. Вінниця: ВНТУ, 2021. 202с.

На укр. мові. Бібліогр.: 58 назв; рис.: 62; табл. 35.

У магістерській кваліфікаційній роботі досліджено особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями. Виконано аналіз сучасного стану питання підсилення фундаментів мілкового закладання, на основі чого складено програму та приведено результати фізичне моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями у лабораторному лотку на маломасштабних моделях. Для порівняння виконано чисельне моделювання НДС системи «існуючий фундамент – палі підсилення - основа» у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation

В технічній частині роботи виконане проектування процесу реконструкції п'ятиповерхового житлового будинку. Конструкторська документація розроблялась у складі, достатньому для впровадження результатів наукової розробки у конструктивне рішення фундаментів будівлі. Розроблено два традиційних рішення фундаментів у варіанті буроін'єкційних паль та два новітніх рішення з використанням результатів математичного дослідження.

У розділі економіки визначений економічний ефект від впровадження результатів наукової розробки на прикладі технічного об'єкту та обрано найкращий варіант для виконання підсилення фундаменту.

У роботі розроблено розділ з охорони праці та безпеки у надзвичайних ситуаціях відповідно до нормативної документації.

Магістерська кваліфікаційна робота містить 46 аркушів графічної частини.

Ключові слова: короткі палі, паля, підсилення, моделювання, ростверк, модель.

ABSTRACT

Horodnik L. A. Features of strengthening the foundation of shallow laying with short piles. Bachelor's thesis in specialty 192 – construction and civil engineering. Vinnitsa: VNTU, 2021.202p.

In Ukrainian language. Bibliographer: 58 titles; fig.: 62; tabl. 35.

In the master's qualification work the peculiarities of strengthening the foundation of shallow foundation with short piles are investigated. The analysis of the current state of the issue of strengthening the foundations of shallow foundations, based on the program and the results of physical modeling of strengthening the foundations of shallow foundations with short piles in a laboratory tray on small-scale models. For comparison, numerical simulation of VAT system "existing foundation - reinforcement piles - foundation" in the software complexes Plaxis 3D Foundation.

In the technical part of the work, the process of reconstruction of a five-storey residential building was designed. The design documentation was developed in a composition sufficient for the implementation of the results of scientific development in the design of the building foundations. Two traditional solutions of foundations in the version of borehole injection piles and two newest solutions using the results of mathematical research have been developed.

In the section of economics, the economic effect of the implementation of the results of scientific development on the example of a technical object is determined and the best option for strengthening the foundation is selected.

The section on labor protection and safety in emergency situations has been developed in accordance with the normative documentation.

Master's thesis contains 46 sheets of graphics.

Keywords: short piles, pile, strengthening, modeling, grillage, model.

ВІДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи

студента (ки) Городнік Лілії Анатоліївни

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему:

Особливості підсилення фундаменту мілкого закладання короткими палями

В зв'язку з численними випадками проєктної практики, що потребують підсилення фундаментів існуючих будівель, пов'язаного з надбудовою об'єктів, зміною конструктивної схеми, погіршенням властивостей ґрунтів основи тощо, актуальним питанням є розробка ефективних конструктивних рішень такого підсилення. Використання коротких палей при підсиленні фундаментів мілкого закладання є одним з традиційних рішень разом з улаштуванням банкетів, але до цього часу відсутні будь-які рекомендації щодо розрахунку потрібної кількості і розмірів палей підсилення при їх малій довжині. Перевагами способу підсилення короткими палями є їх більша несуча здатність на одиницю витраченого матеріалу у порівнянні з довгими палями і менші витрати на земляні роботи, що при підсиленні виконуються вручну, у порівнянні з банкетами.

Робота відповідає виданому завданню і вимогам до магістерських кваліфікаційних робіт.

Робота є навчальною, але відповідає сучасним потребам проєктної практики.

Під час виконання магістерської роботи було виконане фізичне моделювання на маломасштабних моделях та математичне моделювання за допомогою програмного комплексу Plaxis. Студентка самостійно розробила план експериментальних досліджень відповідно до поставлених задач. Попередньо був виконаний аналіз літературних джерел.

При обробці результатів експериментів студентка показала високий рівень фахових знань, здатність до прийняття самостійних наукових та інженерних рішень, володіння сучасними програмними комплексами та інформаційними технологіями.

Робота над темою магістерської роботи була почата ще на 3 курсі. Студентка проявила інтерес до наукових досліджень, працювала у студентському науковому гуртку, протягом навчання опублікувала 10 тез за виступами на наукових конференціях, 4 з них присвячені темі магістерської роботи. За матеріалами досліджень у 2021 році нею була подана робота на Всеукраїнський конкурс студентських наукових робіт.

Студентка дотримувалась календарного плану, працювала наполегливо, виконала великий обсяг роботи, показала високий рівень підготовки.

По роботі слід відзначити такі недоліки та побажання:

1. При виборі моделі стрічкового фундаменту для фізичного моделювання бажано було прийняти більше співвідношення між довжиною та шириною фундаменту, можливо за рахунок укрупнення масштабу моделювання.

2. При аналізі результатів математичного моделювання не достатньо чітко визначена різниця між глинистим та піщаним ґрунтами і вплив цієї різниці на роботу окремих елементів підсиленого фундаменту.
3. Висновки по роботі поки що не носять універсального характеру, оскільки для таких висновків потрібний значно більший обсяг досліджень, тому на перспективу бажано було продовжити роботу в рамках підготовки кандидатської дисертації.

Підготовка студентки Городнік Л. А. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує на оцінку «А» (відмінно), а студентка на присвоєння їй ступеня магістра та кваліфікації Магістр з будівництва та цивільної інженерії за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво».

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

Доц. каф. БМГА, к.т.н.

(посада, науковий ступінь, вчене звання)


(підпис)

І. В. Маєвська

(ініціали, прізвище)

ВІДГУК ОПОНЕНТА

на магістерську кваліфікаційну роботу

студента (-ки) _____ Городнік Лілії Анатоліївни
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему _____ «Особливості підсилення фундаментів мілкового закладання короткими палями»

Тема кваліфікаційної роботи магістра є актуальною, оскільки існує велика кількість будівель минулого століття та споруд, що вже вичерпали термін експлуатації і потребують аналізу та перевірки міцності їх елементів для подальшої безпечної експлуатації. Підсилення фундаментів вважається доволі ефективним методом збереження експлуатаційних якостей будівлі.

Магістерська кваліфікаційна робота виконана згідно отриманим завданням. Матеріал роботи подано у розгорнутому та доступному для розуміння вигляді.

У першому розділі роботи виконано доволі розгорнутий та якісний огляд робіт інших авторів із близьким напрямком дослідження, що дає гарне розуміння обраної теми дослідження. У другому розділі фізичного моделювання описано виконання та результати здобуті у експериментальній частині роботи, проектування у натурному вигляді, є великим внеском до науки у сфері будівництва. Третій розділ математичного моделювання виконувався за допомогою сучасних програм для виконання розрахунків, аналізуючи отримані результати, можна спостерігати, що студентка якісно опанувала новий програмний комплекс Plaxis. У четвертій технічній частині диплому отримані результати були застосовані на реальному об'єкті, а саме реконструкції будівлі, що дає змогу більше ознайомитись із принципом роботи. Усі розрахунки здійснено у відповідності до чинних норм проектування. У п'ятому розділі розроблено заходи з охорони праці та безпеки у надзвичайних ситуаціях, підтвердженням можливості застосування обраного рішення до об'єкту реконструкції є розрахунок стійкості будівлі на сейсмічні впливи. Найбільш вагомим підтвердженням усіх результатів роботи є шоста економічна частина, у якій здійснено порівнянні типових та новітніх рішень фундаментів у

кошторисному розрахунку та розраховано економічний ефект від впровадження новітнього рішення.

Виконання текстової частини пояснювальної записки та графічних креслень виконано відповідно до стандартів та з дотриманням усіх вимог.

До недоліків роботи можна віднести:


- відсутність прикладів реального виконання підсилення фундаментів в Україні.

Проте вказані недоліки не впливає на позитивне враження від роботи.

Магістерська кваліфікаційна робота у цілому виконана на високому рівні і студентка заслуговує присвоєння кваліфікації магістр будівництва та на оцінку відмінно (А).

Опонент

К. Т. Н., доц. кафедри ІСБ
(посада, науковий ступінь, вчене звання)


(підпис)

К.В.Анохіна
(ініціали, прізвище)

Відомість аркушів графічної частини

Аркуш	Найменування	Примітки
1	Мета і задачі дослідження «Особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями»	Плакат 1
2	Фізичне моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями. Зображення лотка, що імітує ґрунтову основу, наголовники, танзометричні датчики	Плакат 2
3	Зображення приладу ІДЦ та приладу для тарування наголовників	Плакат 3
4	Програма модельних випробувань для виконання фізичного моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання	Плакат 4
5	Зображення експериментальної моделі фундаменту та жорсткої балки	Плакат 5
6	Дослідна конструкція для виконання експерименту. Система встановлення прогиноміру для досліду.	Плакат 6
7	Система для досліду випробування 14 палей та 8 палей	Плакат 7
8	Модель випробування одиночної палі в лотку	Плакат 8
9	Модель випробування плити ростверку та плити ростверку у варіанті умовного фундаменту	Плакат 9
10	Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком палей 3d та 6d	Плакат 10
11	Приклад руйнування основи при різних випробуваннях моделей палей	Плакат 11
12	Графіки залежності навантаження – осідання для палей довжиною 200 мм та 400 мм	Плакат 12
13	Графік залежності навантаження – осідання для плити ростверку без палей	Плакат 13
14	Сума зусиль заміряна тензометричними датчиками в палях при різному ступені навантаження	Плакат 14
15	Порівняння роботи пального фундаменту з плитою ростверку з роботою його окремих елементів при осіданні фундаменту $s = 12,0$ мм	Плакат 15
16	Графік залежності несучої здатності фундаменту в залежності від довжини палей	Плакат 16
17	Частка ростверку у несучій здатності фундаменту та графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту	Плакат 17
18	Ступінь реалізації несучої здатності палей та ростверку та графіки їх залежностей	Плакат 18

19	Математичне моделювання підсилення фундаменту мілкого закладання короткими та довгими палями у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation. Схема стрічкового фундаменту, що потребує підсилення. Програма математичного моделювання підсилення роботи фундаменту у рівні підосви	Плакат 19
20	Моделі підсилення фундаменту	Плакат 20
21	Графічна модель підсилення фундаменту	Плакат 21
22	Просторова графічна модель підсилення фундаменту 1	Плакат 22
23	Просторова графічна модель підсилення фундаменту 2	Плакат 23
24	Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 3d у піщаному ґрунті	Плакат 24
25	Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 3d у глинистому ґрунті	Плакат 25
26	Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 3d у піщаному та глинистому ґрунті	Плакат 26
27	Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 6d у піщаному та глинистому ґрунті	Плакат 27
28	Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 6d у піщаному та глинистому ґрунті	Плакат 28
29	Графік осідання – навантаження одиночних паль та плити ростверку без паль	Плакат 29
30	Порівняння роботи пального фундаменту з плитою ростверку з роботою його окремих елементів	Плакат 30
31	Графіки залежності несучої здатності фундаменту у піщаному ґрунті в залежності від кроку паль	Плакат 31
32	Графік залежності несучої здатності фундаменту у глинистому ґрунті в залежності від кроку паль	Плакат 32
33	Частка ростверку у несучій здатності фундаменту	Плакат 33
34	Графіки залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту у піщаному та глинистому ґрунті	Плакат 34
35	Ступінь реалізації несучої здатності паль та ростверку	Плакат 35
36	Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у піщаному та глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини паль	Плакат 36
37	Графік залежності ступеня реалізації ростверку у піщаному та глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини паль	Плакат 37
38	Висновки за результатами наукового дослідження	Плакат 38
39	Плани 1-го, 5-го поверхів до реконструкції. Фасади 1-14, А-Р	

40	Плани першого, 6-9 поверхів. План покрівлі. Розріз 1-1.	
41	Схема елементів заповнення дверних та віконних прорізів 1-9 та мансардного поверху	
42	Специфікація елементів заповнення прорізів та підвіконних плит вище відм. 0.000.	
43	Фасад 1-14 після реконструкції. Генеральний план (1:500). План перекриття над 1 поверхом. Плани балок перекриття.	
44	Геологічний розріз з варіантами розміщення паль. Підсилення палями 3 м (новітнє та типове рішення). Підсилення палями 6 м (новітнє та типове рішення).	
45	План підсилення фундаментів. Розріз 1-1, 2-2. Каркас К-1. Сітка С-1, С-2. Специфікація арматурних виробів. Відомість витрат сталі.	
46	Висновки	

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1	
АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПИТАННЯ ТА ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ	9
1.1 Виконання реконструкції будівель з використанням паль підсилення у різних ґрунтових умовах.....	9
1.2 Визначення несучої здатності паль за результатами математичного моделювання.....	16
Висновки до розділу 1.....	17
РОЗДІЛ 2	
ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КОРОТКИМИ ПАЛЯМИ	18
2.1 Постановка задач та виконання експерименту.....	18
2.2 Аналіз отриманих результатів фізичного моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання палями.....	26
Висновки до розділу 2.....	34
РОЗДІЛ 3	
МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КОРОТКИМИ ТА ДОВГИМИ ПАЛЯМИ У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ PLAXIS 3D FOUNDATION	35
3.1 Розробка програми та моделювання підсилення фундаменту у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation.....	35
3.2 Виконання моделювання відповідно до поставлених задач у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation.....	39
3.3 Аналіз отриманих результатів математичного моделювання у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation.....	44
Висновки до розділу 3.....	59

РОЗДІЛ 4

ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА	61
4.1 Архітектурно-будівельні рішення.....	61
4.1.1 Загальні дані.....	61
4.1.2 Конструктивні рішення існуючої будівлі.....	62
4.1.3 Генеральний план.....	64
4.1.4 Об'ємно-планувальні рішення при реконструкції.....	66
4.1.5 Конструктивні рішення при реконструкції.....	68
4.1.6 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожень.....	76
4.1.7 Зовнішнє оздоблення.....	79
4.1.8 Внутрішнє оздоблення.....	80
4.1.9 Інженерне обладнання.....	81
4.2 Перевірка несучої здатності основ і фундаментів.....	88
4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов майданчику.....	88
4.2.2 Конструктивна характеристика реконструйованого спального корпусу.....	91
4.2.3 Визначення максимального навантаження, яке можна передати на існуючі фундаменти виходячи з міцності ґрунту і порівняння його з проектним.....	92
4.2.4 Обґрунтування вибору варіантів підсилення основ та фундаментів.....	97
4.3 Розрахунок підсилення фундаментів.....	98
4.3.1 Розрахунок підсилення фундаменту буроін'єкційними палями довжиною 6 м.....	98
4.3.2 Розрахунок підсилення фундаменту буроін'єкційними палями довжиною 3 м.....	104
4.3.3 Розрахунок армування ростверку для новітнього варіанту.....	111
Висновки до розділу 4.....	114

РОЗДІЛ 5**ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ..... 115**

5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта.....	116
5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць при улаштуванні штучних основ і фундаментів.....	116
5.1.2 Електробезпека.....	120
5.2 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії.....	122
5.2.1 Мікроклімат.....	122
5.2.2 Склад повітря робочої зони.....	123
5.2.3 Виробниче освітлення.....	124
5.2.4 Виробничий шум.....	127
5.2.5 Виробничі вібрації.....	128
5.2.6 Психофізіологічні фактори.....	129
5.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	131
5.3.1 Розрахунок сейсмічного впливу на підсилений пальовий фундамент.....	131
5.3.2 Визначення допустимого навантаження на палі для аварійного сполучення навантажень.....	135
Висновок за розділом 5.....	138

РОЗДІЛ 6**ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА..... 140**

6.1 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів.....	140
6.2 Порівняльні кошторисні розрахунки вартості та трудомісткості підсилення фундаментів.....	143
Висновки до розділу 6.....	145

ВИСНОВКИ..... 147**СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ..... 149****ДОДАТКИ..... 156**

ВСТУП

Актуальність теми. При збільшенні навантажень за рахунок надбудови поверхів, відбувається збільшення навантаження на основу фундаменту, додаткова вага може викликати осідання фундаменту, в таких випадках потрібно виконати операції по підвищенню несучої спроможності фундаменту або зміцнення ґрунтів на які вони опираються. Найкращим методом є підсилення фундаментів. Вибір найбільш доцільного підвищення несучої здатності фундаментів та економічного варіанту з мінімальними затратами і скороченням обсягів земляних робіт при використанні на практиці, є актуальним питанням.

Застосування паль та пальових фундаментів у різних ґрунтових умовах використовується доволі давно. Не дивлячись на широке застосування пальових фундаментів і велику кількість досліджень, недостатньо вивченими є ряд факторів, що впливають на несучу здатність і осідання при їх роботі в різних ґрунтових умовах. Зокрема відомі з практики пропозиції щодо використання коротких паль підсилення не підкріплені жодними рекомендаціями стосовно методики їх розрахунку. Також цікавим питанням при проектуванні є можливість заміни групи паль з ростверком, на ґрунто-пальовий масив, який має габарити умовного фундаменту.

Мета і задачі дослідження. Метою роботи є дослідити особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями. Дослідити різницю у реалізації несучої здатності паль при підсиленні існуючого фундаменту мілкового закладання короткими палями різної довжини, варіюючи при цьому кроком розміщення паль та ґрунтовими умовами. Перевірити різницю роботи фундаменту при заміні його на умовний.

Задачі, які розв'язуються у дослідження:

- виконати аналіз сучасного стану питання підсилення фундаментів мілкового закладання;

- скласти програму та виконати фізичне моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями у лабораторному лотку на маломасштабних моделях;

- виконати чисельне моделювання НДС системи «існуючий фундамент – палі підсилення - основа» у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation

- порівняти отримані математичні та фізичні результати досліджень;

- обрати найкращий варіант для виконання підсилення фундаменту мілкового закладання, при реконструкції існуючої 5-ти поверхової будівлі.

Об'єкт дослідження. Поведінка фундаменту мілкового закладання при підсиленні його короткими палями різної довжини з різним кроком у піщаному та глинистому ґрунті.

Предмет дослідження. Визначення несучої здатності фундаменту мілкового закладання у випадку підсилення.

Методи дослідження. Для перевірки припущення, що у випадку застосування коротких палей, їх несуча здатність у складі фундаменту реалізується не повністю, при тому що значну частку навантаження бере на себе ростверк у другому розділі описано виконання фізичного моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання у лабораторному лотку за допомогою маломасштабних моделей усіх елементів системи підсилення. У третьому розділі для порівняння даних та для подальшого застосування отриманих результатів на реальному об'єкті виконано математичне моделювання підсилення фундаменту за допомогою програмного комплексу Plaxis 3D Foundation.

Новизна одержаних результатів. Перевірка, можливості проектування підсиленого фундаменту, заміною групи палей з ростверком, на ґрунто-пальовий масив, який має габарити умовного фундаменту.

Особистий внесок магістра. Спрямування роботи на досягнення максимального економічного ефекту при підсиленні фундаменту. Виконання математичного та фізичного дослідження для оцінки реалізації палей та ростверку у складі фундаменту та окремо.

Апробація результатів магістерської роботи. Результати роботи апробовано на:

- міжнародній науково-технічній конференції «Енергоефективність в галузях економіки України-2021», проведеної 23 – 25 листопада 2021р. у ВНТУ;
- L науково-технічній конференції факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання, проведеної 10-12 березня 2021р. у ВНТУ;
- міжнародній науково-технічній конференції «Інноваційні технології в будівництві-2020», проведеної 10 - 12 листопада 2020 р. у ВНТУ;
- XLVIII науково-технічній конференції факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання, проведеної 13-15 березня 2019 р. у ВНТУ;

Публікації.

1. Городнік Л.А., Маєвська І.В. Планування експерименту дослідження підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями. *Інноваційні технології в будівництві-2020*: міжнар. наук.-техн. конф., м. Вінниця, 10-12 листоп.2020р.Вінниця,2020.URL:<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2020/paper/viewFile/10847/9060>

2. Маєвська І.В., Забаштанська Л.А., Кремінська Ю.О. Вплив відносної довжини паль на напружено-деформований стан пальового фундаменту. *XLVIII науково-технічна конференція факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання*: зб. доп., м. Вінниця, 13-15 берез. 2019р. Вінниця, 2019. С. 200–206. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2019/paper/view/7176/6209>

3. Городнік Л.А., Маєвська І.В. Математичне моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation. *L науково-технічна конференція факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання*: зб. доп., м. Вінниця, 10-12 берез. 2021р. Вінниця, 2021. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2021/paper/view/12181/10137>

4. Городнік Л.А., Маєвська І.В. Відмінність у роботі коротких та довгих паль при підсиленні фундаментів мілкового закладання. *Енергоефективність в галузях*

економіки України-2021: міжнар. наук.-техн. конф., м. Вінниця, 23-25 листоп. 2021р.
Вінниця, 2021. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2021/paper/viewFile/13952/11812>

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПИТАННЯ ТА ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

1.1. Виконання реконструкції будівель з використанням паль підсилення у різних ґрунтових умовах

Застосування паль та пальових фундаментів у різних ґрунтових умовах використовується доволі давно. Але питання про їх проектування та застосування є відкритим та потребує подальшого дослідження.

При ступені зносу фундаментів, що перевищує 50% або збільшенні навантажень за рахунок надбудови поверхів, для збільшення площ, покращення планувальних рішень зі збереженням існуючого будівництва, актуальним є питання підсилення фундаментів різними методами, вибір найбільш доцільного підвищення несучої здатності фундаментів та економного варіанту з мінімальними затратами і скороченням обсягів земляних робіт при використанні на практиці.

При збільшенні навантаження на основу фундаменту, додаткова вага може викликати осідання фундаменту, в таких випадках потрібно виконати операції по підвищенню несучої спроможності фундаменту або зміцнення ґрунтів на які вони опираються.

Для початку підсилення будівель та споруд мають бути чітко сформовані конструктивні особливості причин виконання реконструкції. Начальний посібник В.І. Травіна [1] у комплексі розглядаються найважливіші методи обстеження будівель, що підлягають реконструкції. Також пояснюється вибір правильного методу реконструкцій та подані рекомендацію по підсиленню конструкцій, що можуть створити певний вид деформацій. У роботі автор звертає особливу увагу на виконання робіт надбудов, оскільки даний процес вважається самим складним при реконструкції будь-якого об'єкту. Такий вид реконструкції потребує додаткових розрахунків для визначення нового

навантаження, визначивши яке, приймають рішення чи можливо виконати даний вид реконструкції.

Авторами роботи [2], про відновлення і підсилення будівельних конструкцій аварійних і реконструйованих будівель, було представлено посібник, що виконано у вигляді атласу схем та креслень по вирішенню практичних завдань, що виникають при реконструкції будівель і споруд. За мету було поставлено доступно та наочно показати проектувальникам та фахівцям у даній сфері способи оцінки технічного стану елементів будівель. Розглянуто доволі багато питань, пов'язаних із реконструкцією будівель та споруд, в тому числі зміцнення ґрунтових основ, прийоми підсилення будівельних конструкцій та способи передачі навантаження на ґрунти і палі. Приклад передачі навантаження від стіни на набивні палі наведено на рисунку 1.1.

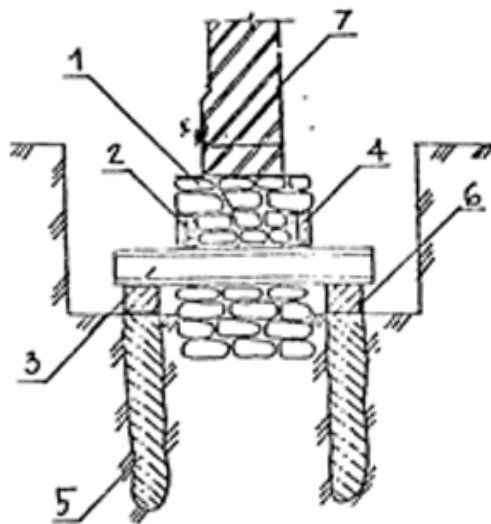


Рисунок 1.1 – Передача навантаження від стіни на набивні палі [1]: 1- фундамент, що підсилюється, 2 - повздовжні металеві балки, 3 - поперечні металеві балки, 4 - цементно-піщаний розчин, 5 - набивні палі, 6 - з/б обмотка по палях, 7 - цегляна стіна

У роботі Швеця В.Б [3] висвітлено тему підсилення та реконструкції фундаментів. Реконструкція фундаментів зазвичай не пов'язана із їх порушенням, а зміни їх конструкцій у зв'язку зі зміною функціонального призначення, заміною типу або виду обладнання та збільшення навантаження на основу фундаменту. Одним із розділів підручника є висвітлення питання

підсилення та реконструкції фундаментів мілкового закладання. Описано такі методи підсилення фундаментів палями: підсилення вдавленими палями, підведення палей під подошву фундаменту, пересадка на виносні палі, підсилення буронабивними палями, підсилення кореневидними бурін'єкційними палями.

У практиці будівництва є доволі великий досвід підсилення фундаментів мілкового закладання металічними палями. Схема підсилення фундаменту за допомогою вдавлених металічних палей зображено на рисунку 1.2 [3].

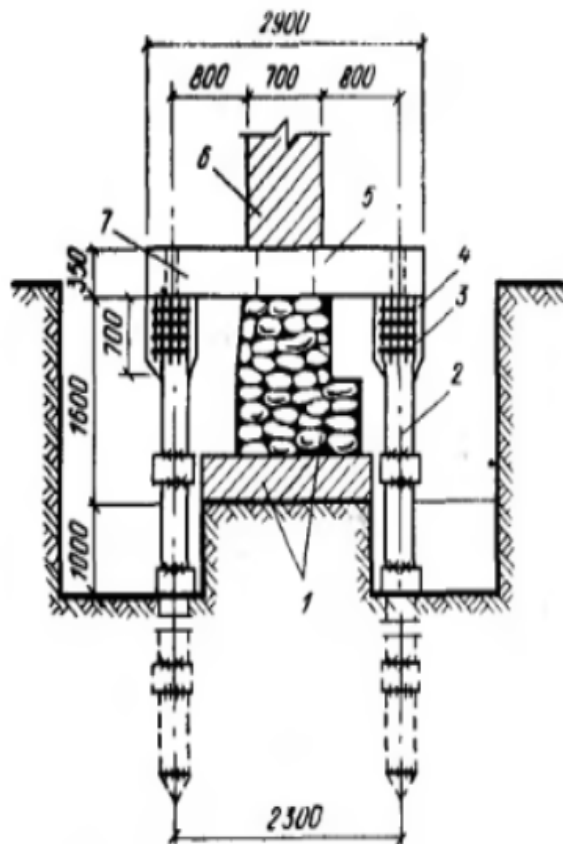


Рисунок 1.2 – Схема підсилення фундаменту за допомогою вдавлених металічних палей: 1 – існуючий фундамент, 2 – металічні трубчаті палі, 3 – арматурний каркас оголовку палі, 4 – оголовок палі, 5 – монолітні залізобетонні балки, 6 – стіни будівлі

Для підсилення стрічкових фундаментів є два ефективних методи: виносні палі, що доречно використовувати при високому рівні ґрунтових вод, їх можна встановлювати як в один ряд так і у два; палі, що підводяться під подошву фундаменту, варто використовувати при низькому рівні ґрунтових вод. Передача навантаження від підсиленого фундаменту на палі, виконується за допомогою

металічних та залізобетонних балок, а довжина паль обирається виходячи із характеристик ґрунту, розмірів поперечного перерізу паль та навантаження, що буде здійснюватися на фундамент. Балки з'єднують ростверком, що об'єднує голови паль. На рисунку 1.3 продемонстровано схеми розміщення виносних паль при підсиленні стрічкових та стовпчастих фундаментів [3].

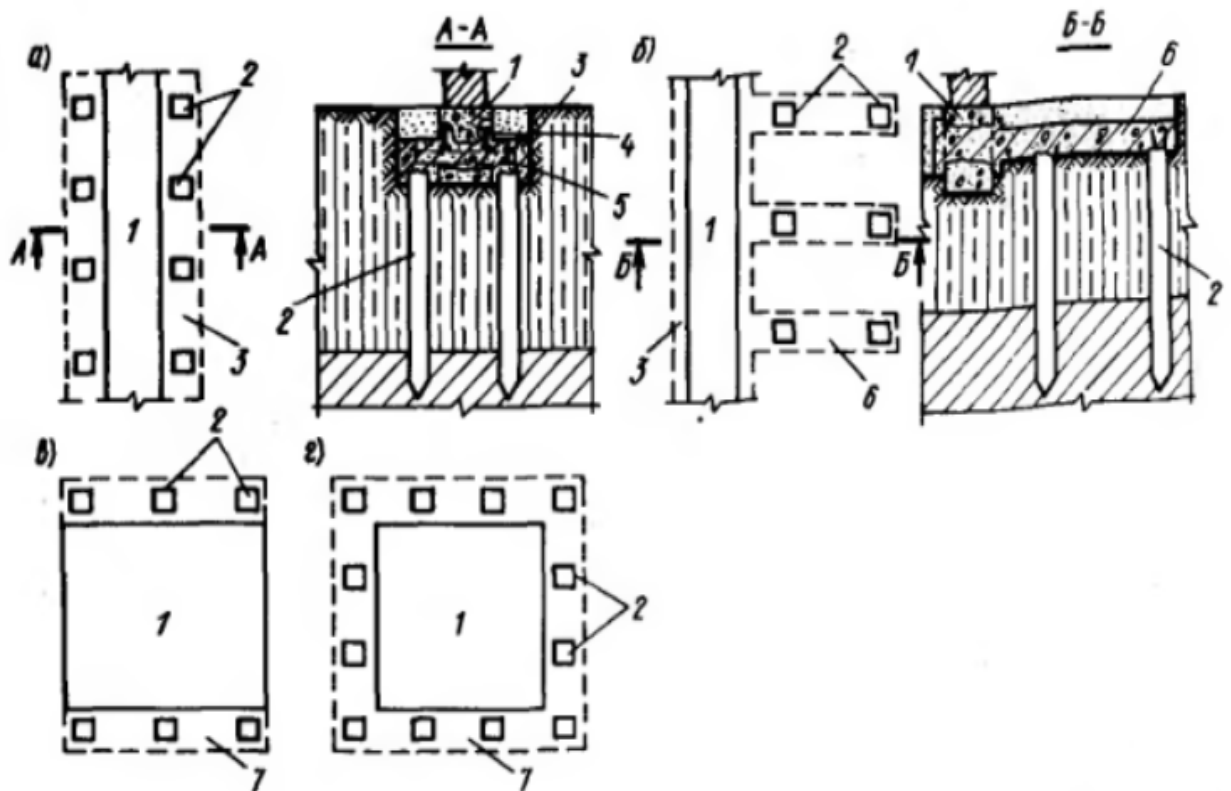


Рисунок 1.3 – Схеми розміщення виносних паль при підсиленні стрічкових і стовпчастих фундаментів: 1 – фундамент, що підсилюється, 2 – паля, 3 – залізобетонний пояс, 4 – рандбалки, 5 – поперечна балка, 6 – важільний ростверк, 7 – залізобетонна обойма

У довіднику Г. І. Швецова, [4] розглядаються короткі теоретичні передумови та практичні методи проєктування основ і фундаментів із застосуванням ЕОМ. Кожна глава довідника супроводжується відомостями про область застосування і прикладами розрахунку конструкцій фундаментів. У роботі представлено приклад по підсиленню існуючих стрічкових фундаментів двостороннім розширенням основ цементно-піщаними палями, наведеного на рисунку 1.4.

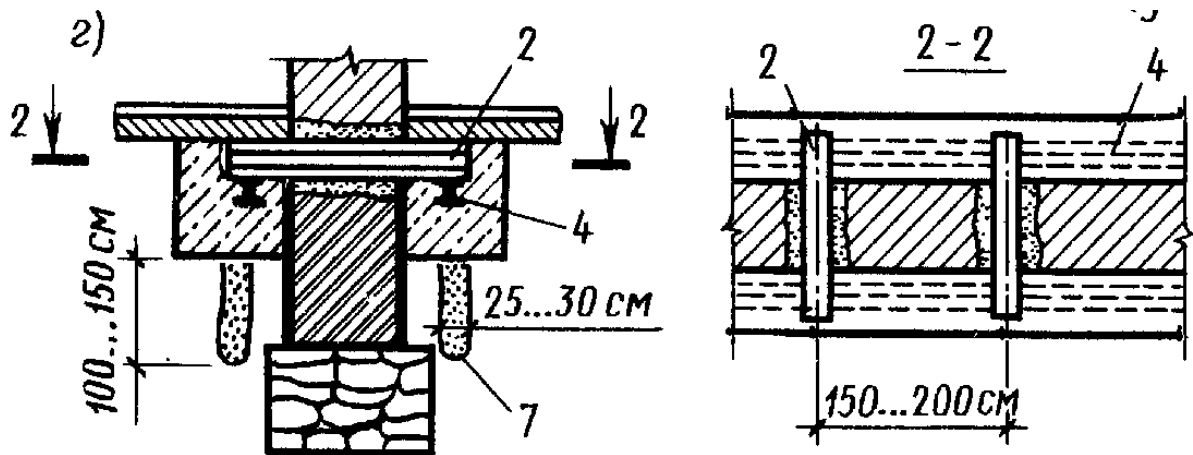


Рисунок 1.4 – Підсилення фундаментів двосторонніми розширеннями з підсиленням основ цементно-піщаними палями [2]

У роботі С.І. Головка [5] висвітлено тему експериментального визначення несучої здатності вдавлюваних палей та осідання палевих фундаментів, на прикладі 18 поверхової будівлі .

Характерною особливістю процесу реконструкції і підсилення фундаментів та основ являється необхідність його ведення в стисненій обстановці (перш за все в умовах діючих підприємств або будівель, які експлуатуються). У роботі А.М Боднар [6] за мету взято розробити найбільш раціональний метод підсилення фундаментів, за умов суцільної забудови.

Проектом реконструкції адмінбудинку передбачені стрічкові монолітні фундаменти. Підшва фундаментів знаходиться на глибині 3,6 м, а з врахуванням щебеневої підготовки - 3,9 м. Підсилення існуючих фундаментів передбачається виконати окремими ділянками на глибину 3,9 м.

Така глибина закладання фундаментів пов'язана із проведенням великого об'єму земляних робіт, що в умовах існуючої забудови ускладнює технологію виконання будівельно-монтажних робіт, а запропонований метод підсилення може привести до деформації основи поряд розміщеного житлового будинку.

У роботі проведено аналіз розглянутих методів підсилення фундаментів та показано, що в конкретних умовах можна розглядати такі методи підсилення: збільшення опорної площі фундаментів; застосування буронабивних палей; підсилення фундаментів методом вдавлюваних палей. Відповідно зроблено такі

висновки, що підсилення фундаментів методом вдавлювання паль, пов'язане із застосуванням спеціальних гідравлічних установок, є доволі складним.

Найбільш економічно виправданим в даних умовах є підсилення фундаментів за допомогою мікропаль з поширеною п'ятою, що дає можливість зменшити об'єми земляних робіт, виконати буронабивні мікропали з мінімальним використанням технічних засобів, виключити вплив пошкодження основ існуючих фундаментів.

У роботі І. В. Маєвської, Н. В. Блащук [7] шляхом чисельного моделювання виконаний комплексний аналіз НДС системи «існуючий фундамент – палі підсилення – основа» та системи «ростверк – палі – основа» з врахуванням не тільки впливу геометричних та конструктивних параметрів, але і фізико-механічних характеристик ґрунтів основи та способу улаштування палі (з вийманням чи без виймання ґрунту).

Для математичного моделювання роботи стрічкового пального фундаменту та підсиленого палями фундаменту мілкого закладання обрано програмний продукт Plaxis 3D.

У роботі було виконано моделювання роботи поодиноких паль, створено розрахункову схему стрічкового фундаменту. Досліджено залежність навантаження, що сприймається ростверком підсиленого фундаменту, в залежності від способу влаштування паль підсилення.

При моделюванні приймалися палі підсилення – призматичні з поперечним розміром $d=30$ см, довжиною 3, 6, 9, 12 та 15 м; модель стрічкового фундаменту, що підсилювався, з співвідношенням сторін $L/B \geq 10$;

Експериментальними дослідженнями встановлено, що ростверк в залежності від кроку і довжини паль здатний сприймати значну частину навантаження. Роботу існуючого фундаменту при підсиленні палями можна розглядати як роботу ростверку у складі підсиленого. При врахуванні роботи ростверку як новостворених палювих, так і підсиленних палями фундаментів можна знизити вартість та трудомісткість робіт нульового циклу.

За положеннями існуючих нормативних документів [8] проєктування пальового фундаменту передбачає визначення допустимого навантаження на палю і визначення кількості паль з умови не перевищення цього допустимого навантаження на палю. При цьому потрібне виконання умови не перевищення граничних значень осідань при використанні моделі лінійно-деформованого середовища з обмеженням тиску в рівні нижніх кінців паль величиною розрахункового опору ґрунту R .

В зв'язку з цим при нормативному підході до проєктування пальових фундаментів для виконання умови не перевищення допустимого навантаження на палю збільшують їх кількість, що призводить до «перенасичення» палями умовного фундаменту при незмінному осіданні будівлі і, як наслідок, до завищення вартості. Ствердження про незмінне осідання при збільшенні кількості паль при інших рівних умовах підтверджене численними експериментальними дослідженнями [9].

Для оптимізації проектних рішень пальово-плитних фундаментів з'являються нові методики, які пропонують врахування роботи з ґрунтом плити ростверку [10, 11] або розгляд умовного фундаменту як єдиного пальово-плитного масиву [9].

При розгляді роботи пальово-плитних фундаментів пропонується принцип поділу фундаментів висотних будинків на пальову основу та пальовий фундамент [10], які визначаються габаритами паль і ростверку, що зумовлює характер деформацій основи. Так, у випадку пальової основи (довжина паль менша за габарити плити ростверку) через палі передається близько 55 % зовнішнього навантаження, а у випадку пальового фундаменту (довжина паль перевищує габарити плити ростверку) – близько 85 %.

У роботі [7] рекомендується підхід, при якому відстань між палями у ґрунто-пальовому масиві не повинна перевищувати величини

$$a = 2L \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4} + d, \quad (1.1)$$

де L – довжина палі; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту навколо палі; d – сторона або діаметр палі.

При цьому забезпечується рівномірне розподілення навантаження в рівні підшви умовного фундаменту, а величина «а» є оптимальним кроком палі.

Палю пропонується розглядати не як окремий елемент з певною несучою здатністю по ґрунту, а як елемент системи, що забезпечує передачу навантаження на підшву умовного фундаменту з забезпеченням умови $p < R$ для можливості прийняття ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого середовища.

1.2 Визначення несучої здатності палі за результатами математичного моделювання.

На сьогодні, аналітичні рішення, для визначення напружень та переміщень у ґрунтових масивах, є побудованими на теорії деформованого стану. Саме тому область використання аналітичних методів є обмеженою, через нюанси математичного характеру.

Все більше виникає потреба у нових та менш часозатратних методах розрахунків. І одним із таких є доволі поширений та ефективний метод скінчених елементів (МСЕ).

МСЕ має такі переваги:

- властивості матеріалів загальних елементів можуть бути різними, що дає можливість застосовувати метод до моделей, складених з декількох матеріалів;
- скінченними елементами є прості фігури (прямі лінії, трикутники, прямокутники, піраміди, призми);
- розміри елементів можуть бути змінними, що дозволяє збільшувати чи зменшувати елементи сітки;
- алгоритм методу скінчених елементів дозволяє створити загальні програми для розв'язку завдань різного класу.

Розробка та застосування чисельних методів кінцевих елементів, зараз активно застосовуються у геотехнічній практиці і широко використовуються при

обґрунтуванні прийнятих технічних рішень. Тому звертаючись іноземного збірника статей про чисельні методи розрахунків у геотехнічній галузі можна виділити роботи Пономарьова А.Б, Колошина С. В. та Голубева А. І., які використовували для дослідження моделювання та розрахунку своїх робіт програмний комплекс Plaxis 2D, 3D. [12].

Таким чином, МСЕ на сьогодні є одним з найефективніших методів вивчення напружено-деформованого стану (НДС) при вирішенні різних завдань механіки ґрунтів [13].

Так розвитку МСЕ стосовно до прикладних задач та пояснення принципу використання присвячені роботи наступних авторів: О. М. Степанченко [14], М. В. Корнієнко [15], С. В. Єршов [16], В. А. Овчаренко, С. В. Подлесний, С. М. Зінченко [17], А. Я. Карвацький [18], А. С. Моргун, Р. І. Малачковська [19].

Висновки до розділу 1

1. Не існує до теперішнього часу нормативної методики розрахунку підсилення фундаменту мілкового закладання палями. Існуючі пропозиції різних авторів часто враховують не всі фактори впливу на роботу підсиленого фундаменту.

2. Аналіз матеріалів досліджень показав відсутність робіт, присвячених виявленню різниці в поведінці довгих та коротких паль підсилення.

3. Відомі з практики пропозиції щодо використання коротких паль підсилення не підкріплені жодними рекомендаціями стосовно методики їх розрахунку

РОЗДІЛ 2

ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КОРОТКИМИ ПАЛЯМИ

2.1 Постановка задач та виконання експерименту

При моделюванні передбачено дослідити підсилення стрічкових фундаментів мілкового закладання палями з варіюванням їх кроку та довжини (довгі та короткі палі), що дозволить з'ясувати доцільність використання коротких палей при підсиленні фундаментів.

Ставилась також задача з'ясувати, при якому кроці і довжині палей підсилення робота пального фундаменту може бути прирівнена до роботи ґрунто-пального масиву (чи можна при проектуванні замінювати групу палей з ростверком на ґрунто-пальовий масив, який має габарити умовного фундаменту).

Спираючись на багаторічний досвід, фізичне моделювання, тобто експеримент, найкраще задовольняє умови для виявлення виду та характеру сприйняття та розподілу зусиль у елементах пального фундаменту в залежності від геометричних параметрів. Фізичне моделювання найкраще виконувати на маломасштабних моделях. Даний метод дозволяє одержувати достатньо достовірну картину поведінки палевих фундаментів під їх навантаженням.

При виконанні моделювання ґрунтового середовища використовувався металевий лоток з геометричними розмірами 1800x1200x1000 мм (рисунок 2.1).

Для передачі навантаження, при виконанні різних моделей та етапів експерименту, в якості упорної системи використовується металева рама з виконана із прокатних профілів, що може забезпечити передачу навантаження на модель величиною до 30 кН.



Рисунок 2.1 – Лоток з ущільненим піском, що імітує ґрунтову основу під фундамент

За ґрунтову основу модельованого експериментального масиву прийнято - пісок середньої крупності. Пошаровим засипанням піску у лоток створювалася ґрунтова основа потрібної вологості, з ущільненням кожного шару до заданої щільності. У кожному шарі ґрунту товщиною 20 см, методом ріжучого кільця, виконується контроль щільності у трьох точках.

Маючи стиснені геометричні розміри лотка з піском, ми маємо обмежені можливості упорної системи та можливість проведення після одного пересипання ґрунту, випробування чотирьох моделей пальового фундаменту.

Для моделювання натурних паль довжиною 3 м та 6 м з поперечним перерізом 20x20 мм використано дерев'яні моделі з поперечним перерізом 20x20 мм, довжиною 20 см і 40 см.

У якості приладів для контролю переміщення фундаменту використовуються прогиноміри, навантаження на окремі палі визначається за допомогою, спеціально виготовлених з металу наголовників. Навантаження буде визначатись, що приходить на кожну палю.

Для заміру частки навантаження, що припадає на кожну окрему палю фундаменту, були використані тензометричні датчики для паль, зображені на рисунку 2.2

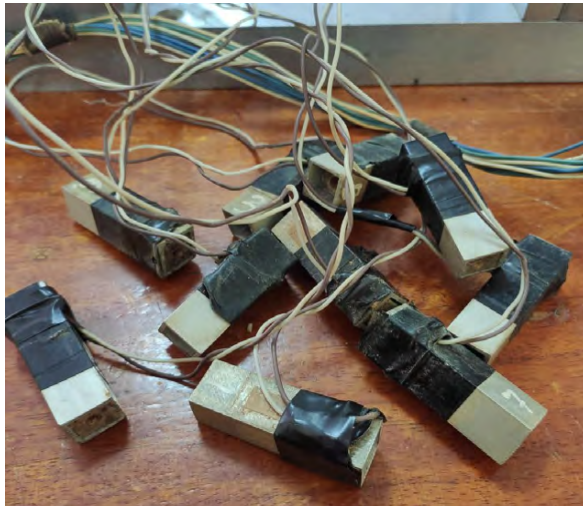


Рисунок 2.2 – Тензометричні датчики

У якості матеріалу для виготовлення наголовників було використано відрізки квадратної труби, на основу яких за допомогою ізолюючого матеріалу закріплено тензометричні датчики. Тензометричний датчик являє собою основу з двома провідниками: один використовується в якості з'єднувача з іншими тензометричними датчиками, до другого припаюють провід, який після того, як всі наголовники готові, з'єднують між собою і підключають до цифрового приладу вимірювання статичних деформацій ІДЦ-1.

Для подальшого якісного використання датчиків перед дослідом виконується тарування наголовників (рисунок 2.3).



Рисунок 2.3 – Виконання процесу тарування наголовників

У даному експерименті було виконано три групи дослідів (п'ять випробувань), при різному кроці розташування паль у ростверку, а також при змінній довжині паль для кожної моделі підсиленого стрічкового фундаменту мілкого закладання. В таблиці 2.1 наведено програму модельних випробувань [20].

Таблиця 2.1 – Програма модельних випробувань

Група дослідів	Крок паль у поперечений напрямку (a)	Крок паль у повздовжньому напрямку	Довжина паль, мм
1	3d	7d	200
			400
2	6d	7d	200
			400
3	Умовний фундамент мілкого закладання глибиною закладання 20 см	-	-

Модель фундаменту являє собою жорстку металеву плиту (рисунок 2.4) з отворами, що розміщені з кроком 3d. Це дає можливість використання плити для експерименту при кроці паль 3d і 6d. Дана модель якісно імітує існуючий стрічковий фундамент мілкого закладання, що буде підсилюватись палями крізь його тіло, розрахований на 14 паль.



Рисунок 2.4 – Експериментальна модель фундаменту

Щоб передати розподілене навантаження на плиту ростверку, в ході експерименту зверху на плиту ростверку закріплюється жорстка металева балка (рисунок 2.5).



Рисунок 2.5 – Жорстка балка

Послідовність виконання випробування при проведенні експерименту мала наступну послідовність:

- 1) виймання ґрунту з експериментального лотка;
- 2) пошарового вкладання піску в лоток ($\delta = 20$ см) з ущільненням кожного шару за допомогою трамбівки, щільність контролювалась після кожного шару згідно з [21];
- 3) розміщення у лотку ростверку і завантаження його, для моделювання роботи старого фундаменту мілкою закладання до загального навантаження у розмірі 16 кН;
- 4) передача фіксованого навантаження на фундамент здійснюється ступенями з витримкою кожного ступеня до стабілізації деформацій (не більше 0,25 мм за 15 хв. спостережень) з ціллю досягнення навантаженням граничного значення;
- 5) занурення паль різної довжини та кроку разом із закріпленими тензометричними датчиками у відповідності із прийнятою послідовністю;
- б) продовження передачі статичного навантаження на пальовий фундамент ступенями з витримкою кожного ступеня до умовної стабілізації деформацій (не

більше 0,25 мм за 15 хв. спостережень) до досягнення межі зриву для підсиленого палями фундаменту [7].

Для передачі і вимірювання навантаження використовувалися відповідно автомобільний домкрат і динамометр, які розраховані на максимальне навантаження 5 т. Існуюча металева рама, що закріплена до граней лотка була задіяна в якості упорної системи для домкрата.

Важливим моментом є система для замірювання переміщень фундаменту - система прогиномірів, встановлена на незалежній упорній частині, що закріплена до стінки лотка, показана на рисунку 2.6.

Дослідна експериментальна конструкція, у готовому до початку випробування стані, показана на рисунку 2.7.



Рисунок 2.6 – Система встановлення прогиноміру для досліду

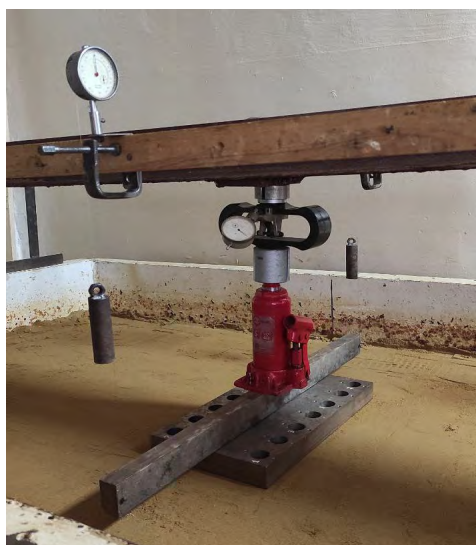


Рисунок 2.7 – Дослідна конструкція для виконання експерименту

При виконанні підсилення фундаменту, після занурення паль із закріпленими тензометричними датчиками, у відповідності із прийнятою послідовністю, конструкція має наступний вигляд (рисунок 2.8).

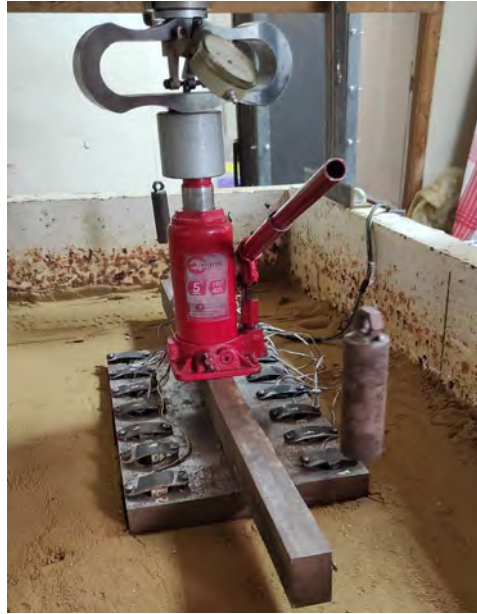


Рисунок 2.8 – Конструкція моделювання підсилення фундаменту

Довжина паль є обмежена, внаслідок стиснених можливостей упорної системи лотка. Кількість паль для дослідів прийнята 8 та 14 шт. На рисунку 2.9 зображено вигляд системи досліду при різних кроках паль відповідно.



а)



б)

Рисунок 2.9 – Система для досліду випробування а) 14 паль ; б) 8 паль

Під час досліду для порівняння виконано моделювання одиночних паль довжиною 20 см та 40 см та плити ростверку без урахування паль на поверхні

грунтового масиву (рисунок 2.10) та у варіанті умовного фундаменту (рисунок 2.11).



Рисунок 2.10 – Модель випробування плити ростверку



Рисунок 2.11 – Модель випробування плити ростверку у варіанті умовного фундаменту

Навантаження одиночних паль здійснювалось за допомогою важеля, що шарнірно кріпиться до стінки лотка. В залежності від місця розміщення палі у лотку співвідношення плечей важеля становить: для палі довжиною 200 мм -

$150/33=4,54$; для палі довжиною 400 мм – $150/35=4,28$. Модель випробування одиночної палі зображена на рисунку 2.12.



Рисунок 2.12 – Модель випробування одиночної палі в лотку

2.2 Аналіз отриманих результатів фізичного моделювання з підсилення фундаменту мілкого закладання палями

В результаті проведення групи запланованих п'яти дослідів за програмою експериментального дослідження були одержані значення несучої здатності підсиленого фундаменту, його осідання, а також окремо навантаження, що сприймають палі і ростверк у складі підсиленого фундаменту.

На рисунку 2.13 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до підсилення - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці 3d і 6d з різними довжинами палей (20 і 40 см) до втрати несучої здатності. Крива осідання-навантаження для I стадії роботи фундаменту до підсилення для розглянутих випадків практично співпадає. Також на рисунку 2.13 для порівняння наведено одержаний графіки осідання фундаменту у варіанті умовного.

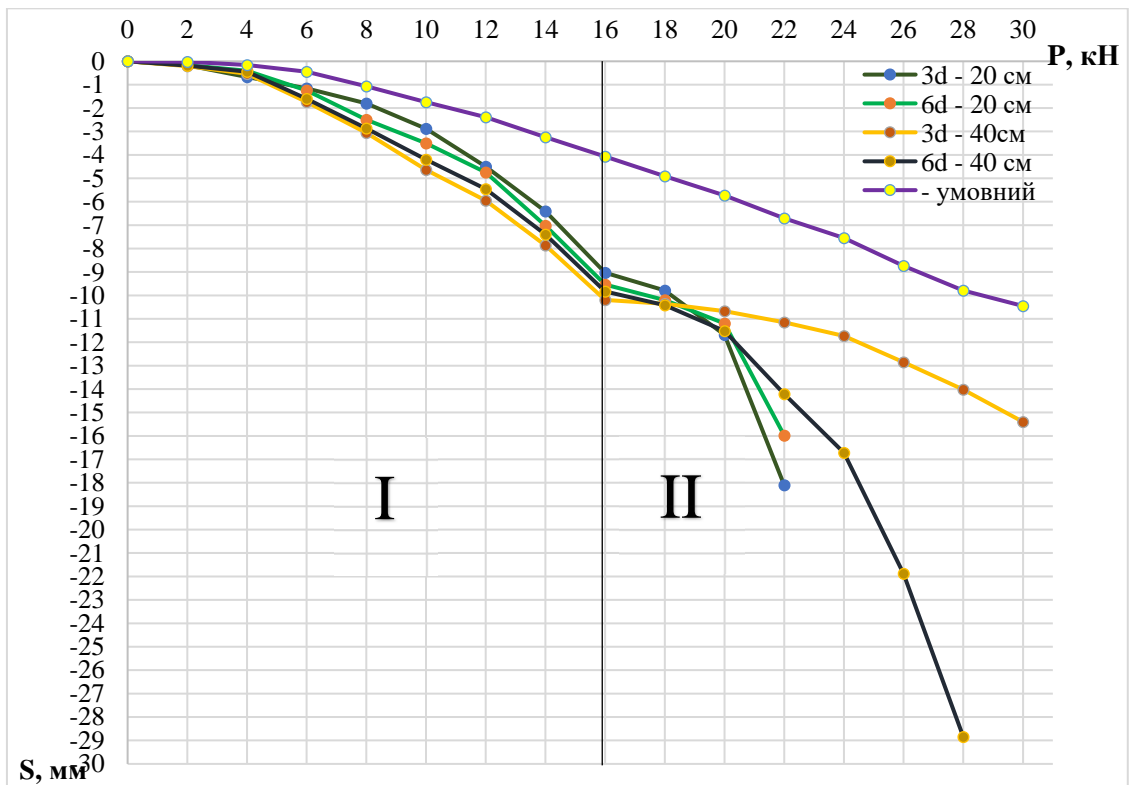


Рисунок 2.13 – Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 3d та 6d: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту

На рисунку 2.14 зображено, руйнування ґрунтової основи, яке відбувається при втраті несучої здатності фундаменту.

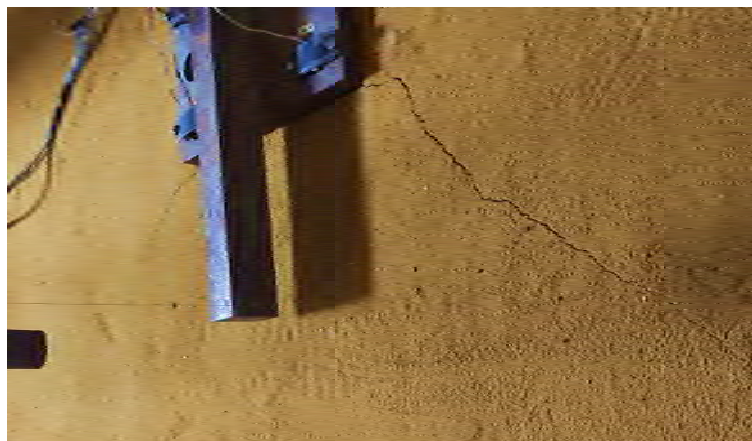


Рисунок 2.14 – Приклад руйнування основи при випробуванні моделей паль довжиною 40 см з кроком 6d

Обмежені можливості у рамках експерименту, не дають побачити повну картину втрати несучої здатності паль, що не дало змоги довести усі експериментальні моделі до зриву. З графіків залежності осідання від

навантаження видно, що несуча здатність підсиленого фундаменту при кроці 3d склала 22 і 30 кН при довжині паль відповідно 20 і 40 см; при кроці 6d – 22 і 28 кН. Найкращим експериментальним варіантом згідно графіку є підсилення фундаменту мілкового закладання палями довжиною 40 см з кроком 3d.

Умовний фундамент показав, що заміна пальового фундаменту умовним не дає бажаного результату, хоч і в ході експерименту, через стиснені можливості він також не був доведений до зриву.

Отже, замінювати пальовий фундамент на умовний фундамент мілкового закладання з метою визначення його несучої здатності некоректно.

На рисунку 2.15 наведені такі графіки для одиночних паль, на рисунку 2.16 – для плити ростверку, як штампу без паль.

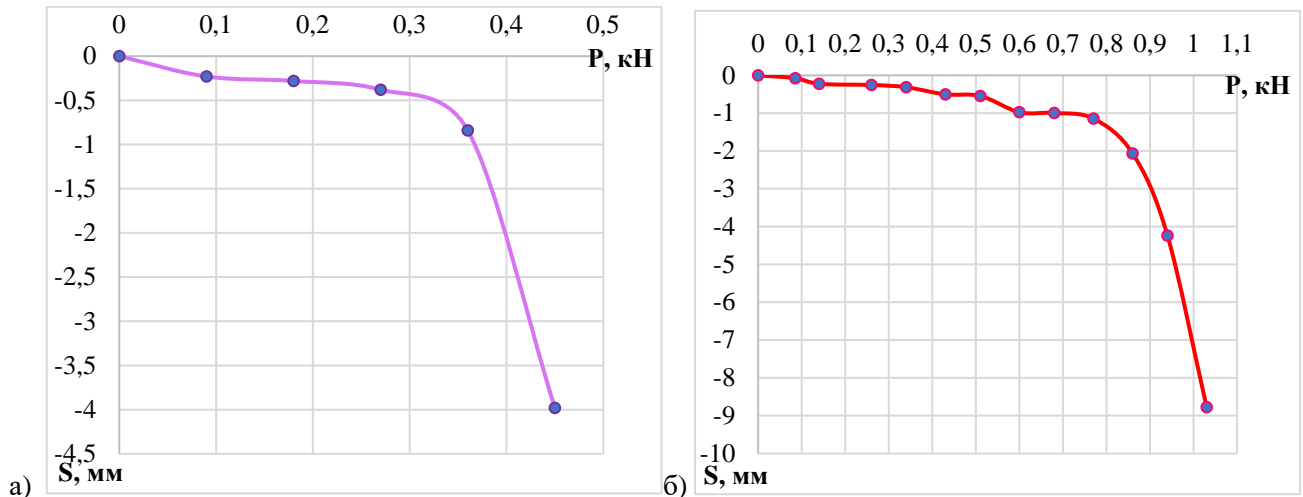


Рисунок 2.15 – Графіки залежності навантаження – осідання для паль довжиною: а) 200 мм; б) 400 мм

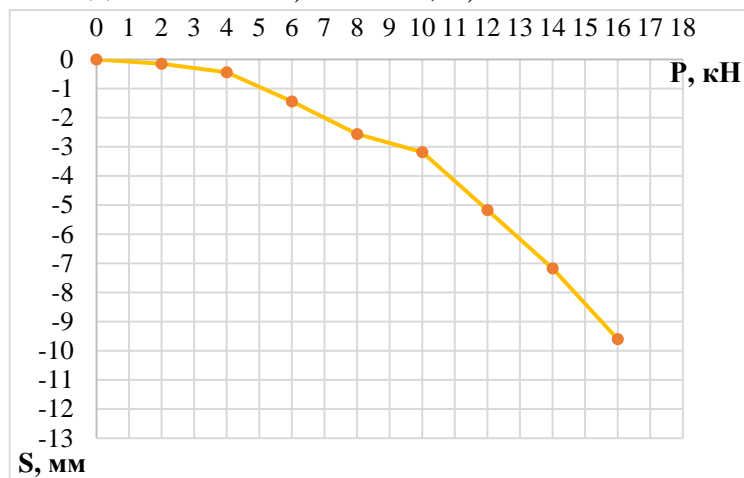


Рисунок 2.16 – Графік залежності навантаження – осідання для плити ростверку без паль

За допомогою приладу ІДЦ-1, що дає можливість визначити навантаження, що сприймає кожна паля в певний момент завантаження, було розраховано частку навантаження, яке сприймають палі підсилення. Частка визначалась як сума зусиль в кожній палі, що були виміряні тензометричними датчиками, дані занесено до таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Сума зусиль в палях при різному ступені навантаження

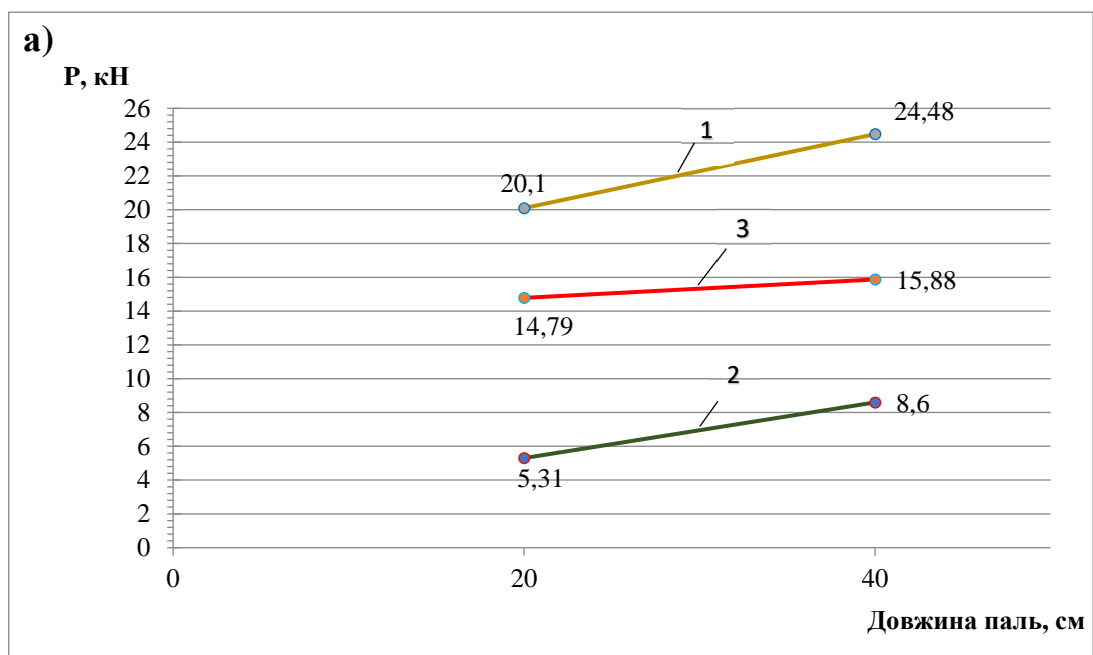
Навантаження на фундамент, кг	Довжина та крок палі			
	Палі 20 см крок 3d	Палі 20 см крок 6d	Палі 40 см крок 3d	Палі 40 см крок 6d
1600	4,22	1,54	5,3	3,2
1800	5,06	1,82	5,7	4,06
2000	5,28	2,04	6,91	4,7
2200	5,87	2,51	7,2	5,32
2400	-	2,81	8,18	5,96
2600	-	3,37	9,95	6,76
2800	-	3,75	10,85	7,24
3000	-	3,74	11,52	-

По отриманих результатах експерименту було зроблено порівняння роботи пального фундаменту з плитою ростверку з роботою його окремих елементів при обраному осіданні 12 мм (таблиця 2.3). Частка навантаження, яку сприймають палі фундаменту, визначається як сума зусиль в палях, заміряних тензометричними датчиками, частка навантаження, яку сприймає ростверк, визначалась як різниця між навантаженням на фундамент та сумою зусиль в палях.

Таблиця 2.3 – Порівняння роботи пальового фундаменту з плитою ростверку з роботою його окремих елементів при осіданні фундаменту $s = 12,0$ мм

Довжина паль, см	Крок паль	При роботі у складі фундаменту					При роботі кожного з елементів як окремого			
		Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях підсилення, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на фундамент кН	Частка ростверку, %	Несуча здатність одиночної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без паль, кН	Навантаження фундамент, як сума окремих елементів кН
20	3d	0,38	5,31	14,79	20,10	74	0,405	5,67	16	21,67
	6d	0,27	2,12	18,21	20,33	90		3,24		19,24
40	3d	0,62	8,6	15,88	24,48	65	0,872	12,21	16	28,21
	6d	0,6	4,81	15,55	20,36	76		6,98		22,98

Графік залежності несучої здатності фундаменту в цілому, ростверку окремо та паль в залежності від довжини паль при кроці паль 3d(а) та 6d(б) зображено на рисунку 2.17.



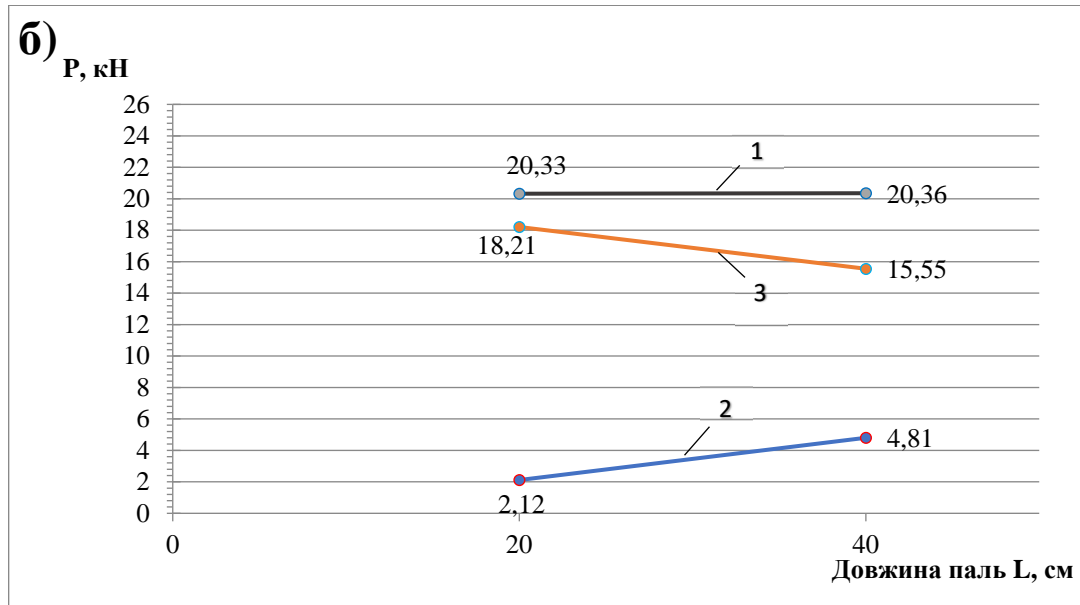


Рисунок 2.17 – Графік залежності несучої здатності фундаменту в залежності від довжини паль при кроці паль 3d(а) та 6d(б): 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність паль; 3 – несуча здатність ростверку

Визначена частка ростверку наведена в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Частка ростверку у несучій здатності фундаменту, %

Крок паль	Довжина паль, см	
	20	40
3d	74	65
6d	90	76

Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту, від довжини паль при кроці паль 3d і 6d зображено на рисунку 2.18.

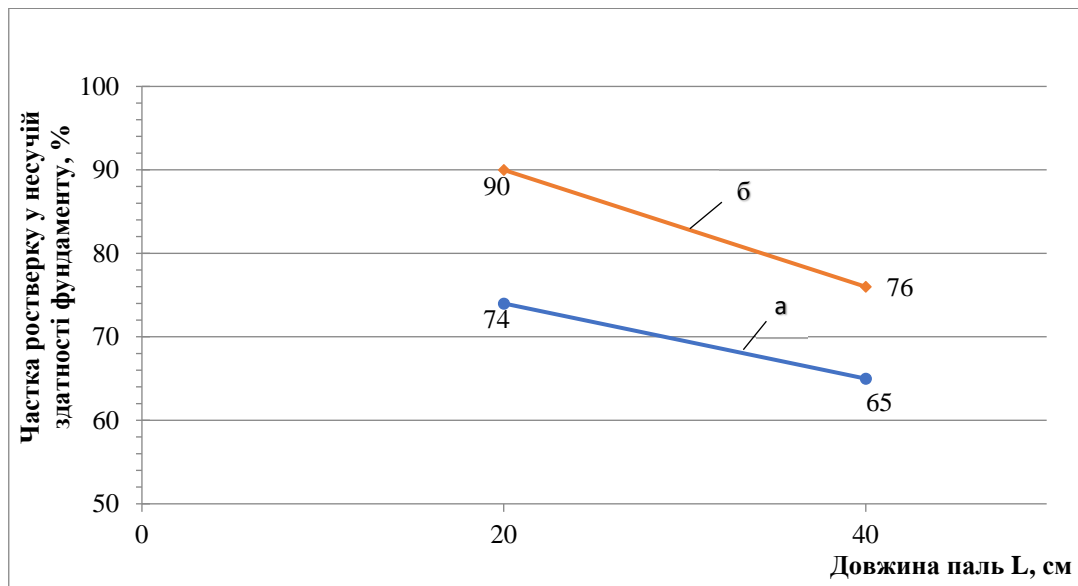


Рисунок 2.18 – Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту, від довжини паль: а і б – при кроці паль 3d і 6d відповідно

Ступінь реалізації несучої здатності паль визначався як відношення осередненої несучої здатності палі у складі фундаменту до несучої здатності одиночної палі. Ступінь реалізації тиску під ростверком - як відношення частки навантаження, яку сприймає ростверк у складі фундаменту, до навантаження, яке сприймає плита ростверку, працюючи без паль. У таблиці 2.5 та на рисунку 2.19-2.20 наведені результати обробки параметрів фізичного експерименту.

Таблиця 2.5 – Ступінь реалізації несучої здатності паль та ростверку

Довжина, см	Крок паль	Ступінь реалізації несучої здатності палі	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
1	2	3	4
L=20 см	3d	0,93	0,92
L=20 см	6d	0,65	1,14
L=40 см	3d	0,72	1,0
L=40 см	6d	0,69	0,97

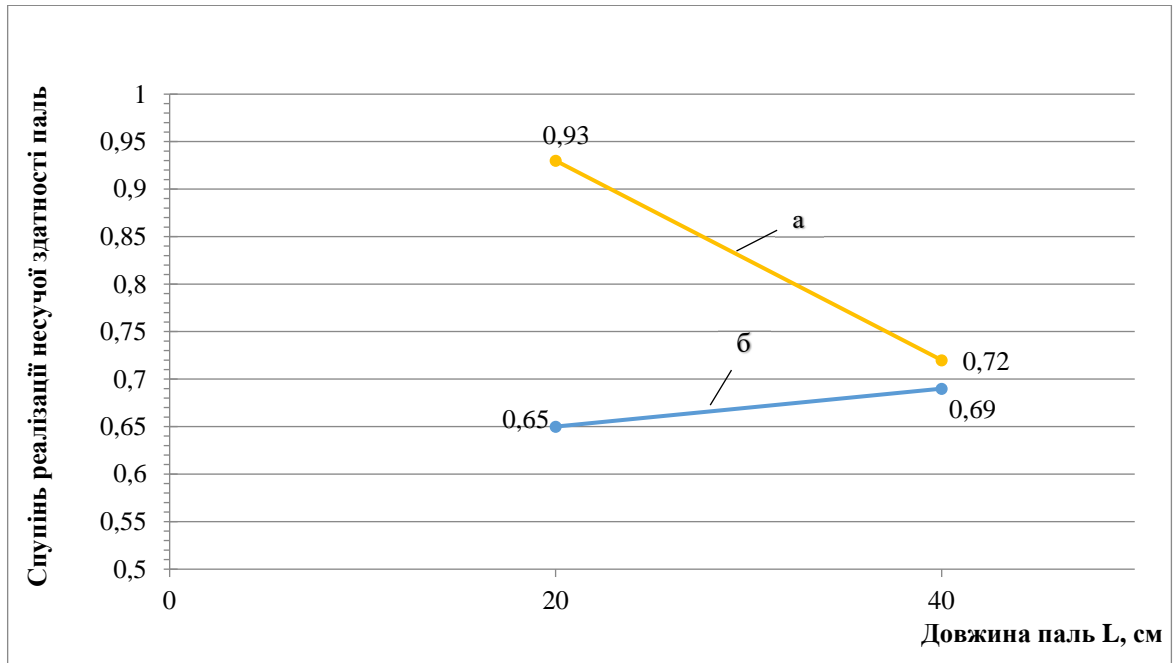


Рисунок 2.19 – Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у складі фундаменту від кроку і довжини паль: а і б – при кроці паль 3d і 6d відповідно

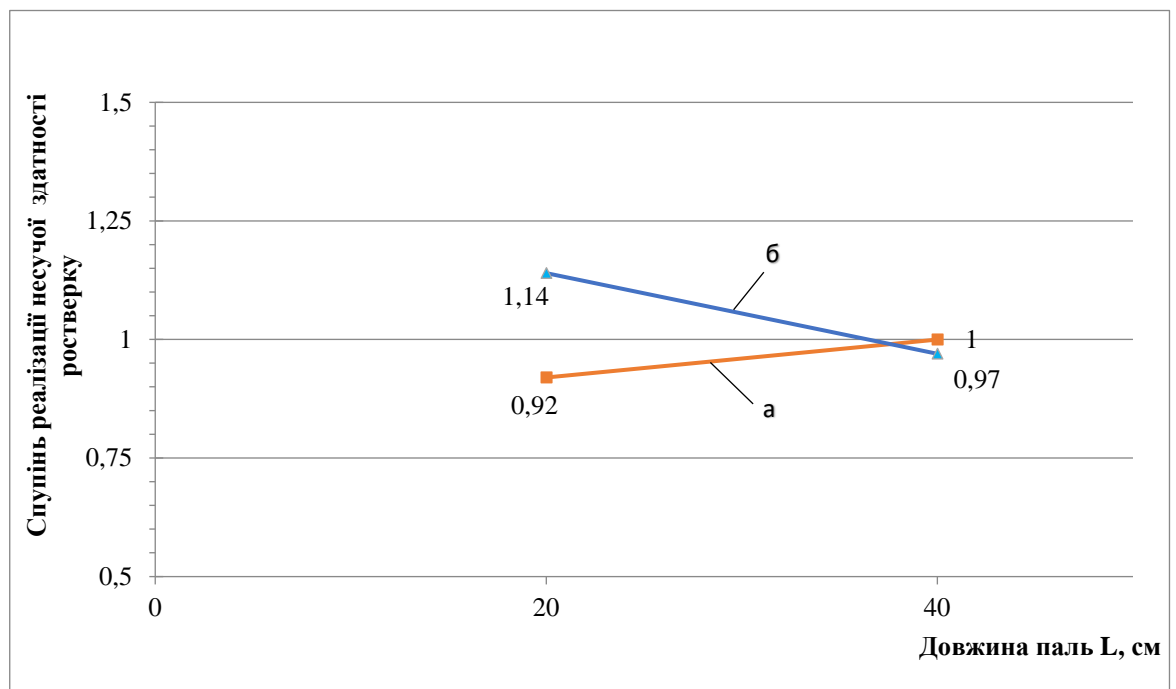


Рисунок 2.20 – Графік залежності ступеня реалізації ростверку: а і б – при кроці паль 3d і 6d відповідно

Ступінь реалізації несучої здатності паль складає від 0,65 до 0,93, а реалізація несучої здатності ростверка змінюється від 0,92 до 1,14 при найменшій кількості паль найменшої довжини.

Висновки до розділу 2

1. Застосування коротких паль при підсиленні стрічкових фундаментів (довжина паль сумірна з шириною ростверка підсиленого фундаменту) дає достатньо ефективний результат. Перехід від коротких до довгих паль, що мають на 50% більшу довжину, збільшує несучу здатність підсиленого фундаменту лише на 10-15%.

2. Найбільш оптимальним варіантом розміщення паль підсилення є розміщення їх з кроком, який відповідає розміру підошви умовного фундаменту навколо одиночної палі.

3. Замінювати пальовий фундамент на умовний фундамент мілкового закладання з метою визначення його несучої здатності некоректно.

РОЗДІЛ 3

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КОРОТКИМИ ТА ДОВГИМИ ПАЛЯМИ У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ PLAXIS 3D FOUNDATION

3.1 Розробка програми та моделювання підсилення фундаменту у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation

У даній роботі передбачено виконати математичне моделювання та порівняння підсилення фундаментів короткими та довгими палями, з дослідженням їх у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation [20].

При моделюванні передбачено виконати підсилення фундаментів мілкового закладання у двох різних ґрунтових умовах з варіюванням кроку, довжини, а також зміною виду розташування голови палі відносно підшви фундаменту, що дозволить з'ясувати доцільність використання коротких палей при підсиленні фундаментів.

Було зроблене припущення, що в випадку застосування коротких палей, їх несуча здатність у складі фундаменту реалізується не повністю при тому що значну частку навантаження бере на себе ростверк. Тоді варто перевірити, чи можна при проєктуванні замінювати групу палей з ростверком на ґрунто-пальовий масив, який має габарити умовного фундаменту.

Ставилась також задача з'ясувати, при якому кроці і довжині палей підсилення робота пальового фундаменту може бути прирівняна до роботи ґрунто-пальового масиву.

Прийнятою початковою експериментальною моделлю є фундамент мілкового закладання висотою 300 мм, шириною 1 м, глибиною закладання 1 м та постійне навантаження, яке задаємо - 200 кН. Схема стрічкового фундаменту зображено на рисунку 3.1 [20].

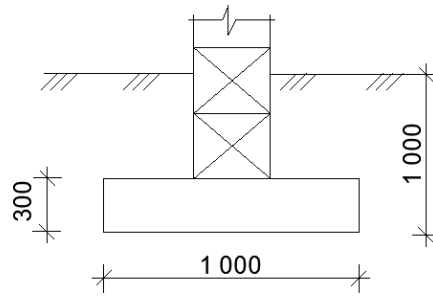


Рисунок 3.1 – Схема стрічкового фундаменту, що підлягає підсиленню

У першому варіанті плануємо підсилення існуючого фундаменту короткими палями з головою у рівні підшви.

До розрахунку приймаємо такі параметри:

- тип палі – вдавлюванні з металевих труб;
- модель ґрунту – пружно-пластична модель Кулона-Мора;
- фундамент, що підсилюються – стрічковий мілкового закладання;
- палі довжиною 1,0 м з кроком 600 та 1200 мм;
- палі довжиною 5,0 м з кроком 600 та 1200 мм;
- діаметр палі 0,2 м;
- висота ростверку – 600 мм;
- ростверк – 2,6 м x 10 м;
- характеристики ґрунту: пісок дрібний, щільний $\gamma = 19,2 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,59$, $c = 4 \text{ кПа}$, $\varphi = 31^\circ$, $E = 28 \text{ МПа}$ та суглинок $\gamma = 18,5 \text{ кН/м}^3$, $e = 35$, $c = 23 \text{ кПа}$, $\varphi = 21^\circ$, $E = 14 \text{ МПа}$ [8];

Графічна модель підсилення фундаменту у рівні підшви зображена на рисунку 3.2.

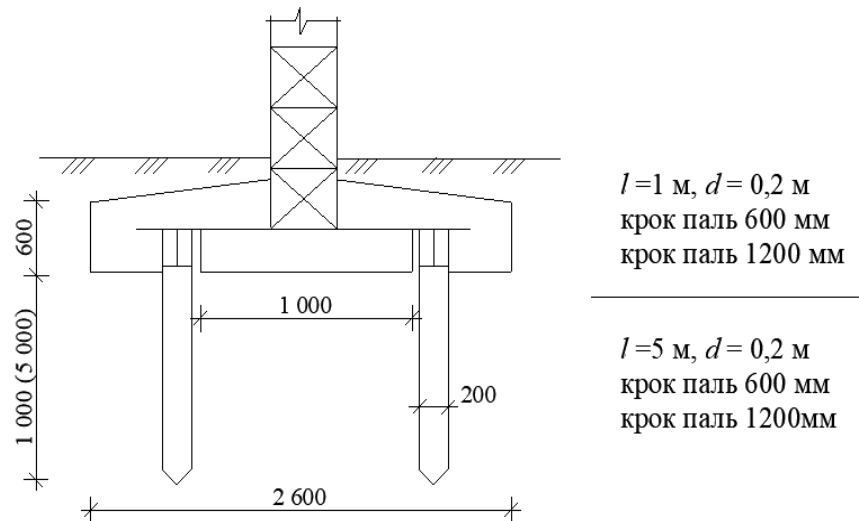


Рисунок 3.2 – Модель підсилення фундаменту у рівні підшоши

Також варто розглянути програму моделювання підсилення роботи фундаменту у рівні підшоши наведеної у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Програма математичного моделювання підсилення роботи фундаменту у рівні підшоши

Група дослідів	Довжина та поперечний розмір палей	Крок палей
1	$L = 1 \text{ м}, d = 0,2 \text{ м}$	600 мм
2		1200 мм
3	$L = 5 \text{ м}, d = 0,2 \text{ м}$	600 мм
4		1200 мм

У другому варіанті виконуємо підсилення існуючого фундаменту короткими палями без викопування траншей, заглиблюючи голову палі на 500 мм з метою улаштування ростверку. Такий спосіб доволі гарно мінімізує працю, витрачену на земляні роботи [20].

Параметри конструктивних та фізичних характеристик аналогічні попередньому варіанту. Програма моделювання підсилення фундаменту методом заглиблення відповідна до варіанту моделі у рівні підшоши. Модель підсилення фундаменту мілкового закладання із заглибленням на 500 мм зображено на рисунку 3.3.

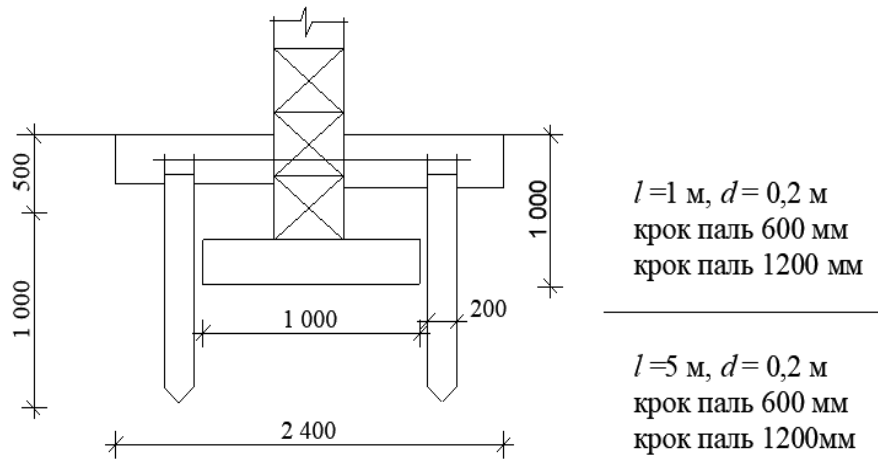


Рисунок 3.3 – Модель підсилення фундаменту методом заглиблення

Третім етапом математичного моделювання планується виконати перевірку підсиленого фундаменту, як умовного фундаменту мілко закладання з глибиною закладання в рівні нижніх кінців палів (відповідно 2,0 м та 6,0 м). При цьому ґрунто-пальовий масив моделюється як суцільний фундамент призматичної форми з питомою вагою, що дорівнює осередненому значенню питомої ваги бетону і ґрунту у складі умовного фундаменту. Ширина умовного фундаменту - 2,6 м [20].

Схема суцільного фундаменту, що моделює умовний фундамент, зображено на рисунку 3.4.

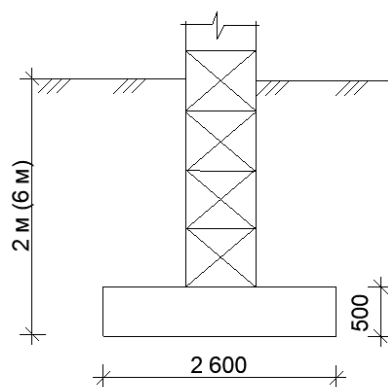


Рисунок 3.4 – Схема фундаменту, що прийнята для моделювання суцільного ґрунто-пального масиву в межах умовного фундаменту

У кожному з варіантів підсилення, за мету поставлено перевірити та порівняти чи збігатимуться результати випробувань та значення навантаження при доведенні підсиленого фундаменту до однакового значення осідання.

Також заплановано виконати моделювання роботи поодиноких паль різної довжини в різних ґрунтових умовах.

3.2 Виконання моделювання відповідно до поставлених задач у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation

Для виконання математичного моделювання роботи існуючого стрічкового фундаменту, підсиленого вдавленими палями різних довжин та варіантів виконання, за основу було взято програмний продукт Plaxis 3D Foundation, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів [22].

Для моделювання сумісної роботи існуючого фундаменту і паль при його підсиленні було виконано моделювання у трьох варіантах: підсилення палями у рівні підосви, підсилення палями з поверхні ґрунту та робота суцільного ґрунто-пального масиву в межах умовного фундаменту. Порівняння було виконано у двох різних ґрунтових умовах.

Для чисельного моделювання сумісної роботи існуючого фундаменту і паль при його підсиленні було прийнято такі вихідні дані:

- палі підсилення (поперечний розмір $d=0,2$ м, довжиною 1 та 5 м) з кроком $3d$ (34 шт.) та $6d$ (18 шт.) при варіанті підсилення фундаменту палями від рівня підосви (рисунок 3.5), ростверк розмірами $2,6 \times 10$ м;

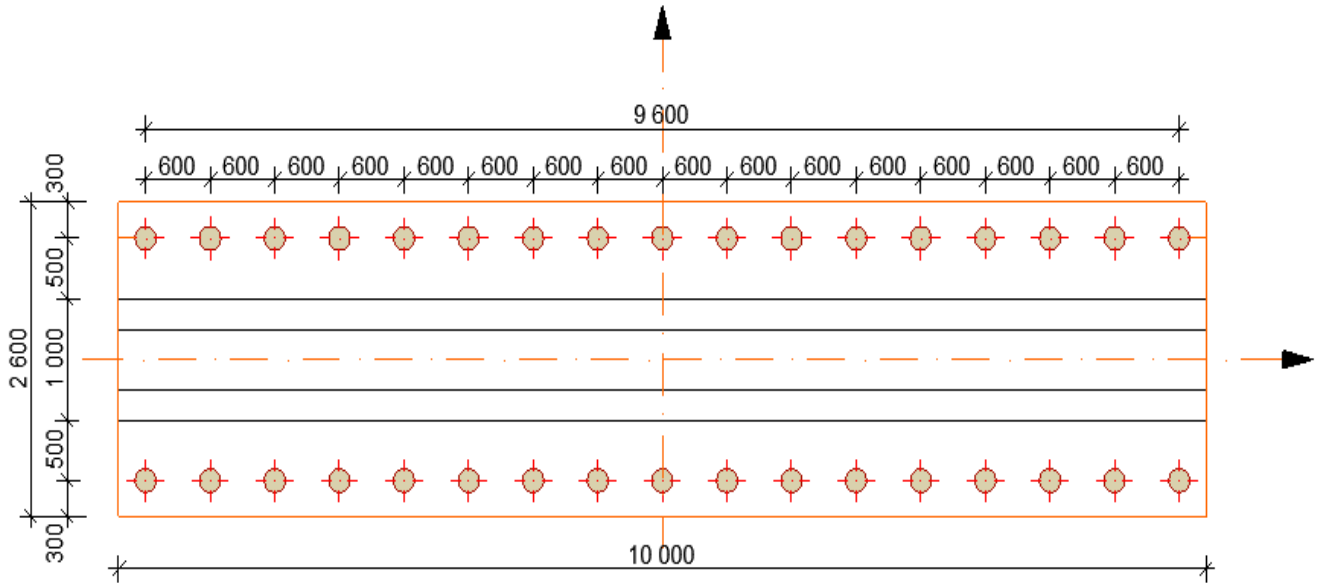


Рисунок 3.5 – Модель фундаменту з розміщенням палів кроком 600мм

- палі підсилення (поперечний розмір $d=0,2$ м, довжиною 1 та 5 м) з кроком $3d$ (34 шт.) та $6d$ (18 шт.) при варіанті підсилення фундаменту палями з рівня поверхні ґрунту (рисунок 3.6), ростверк розмірами $2,6 \times 10$ м;

Моделі проктованого фундаменту з кроком палів 600 мм та 1200 мм зображено відповідно на рисунку 3.5 та 3.6.

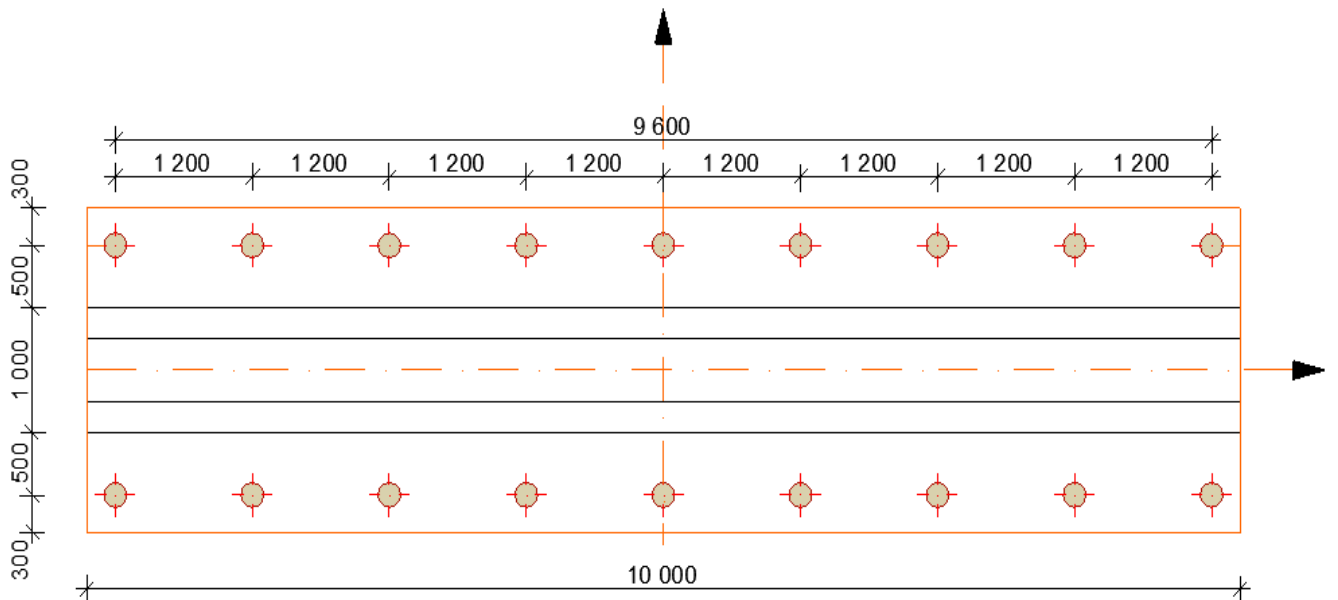


Рисунок 3.6 – Модель фундаменту з розміщенням палів кроком 1200мм

Механічна поведінка ґрунтів в даному програмному комплексі може бути змодельована за допомогою використання різних моделей ґрунту: модель Кулона-Мора; модель ґрунту, що ущільнюється; модель повзучості слабкого ґрунту (реологічна модель). Для розрахунку прийнято модель ґрунтів Кулона-Мора. Модель Кулона-Мора – пружно-пластична модель, що містить 5 основних параметрів: E і ν - параметри пружності ґрунту; c і φ - параметри міцності ґрунту та ψ - кут дилатансії.

При розрахунках з використанням моделі Кулона-Мора (як і для решти моделей), що реалізована в Plaxis, генеруються початкові горизонтальні напруження в ґрунті.

Моделювання поставлених задач у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation було виконано у такій послідовності:

- моделювання ґрунтового масиву;
- моделювання існуючого фундаменту на відповідній глибині закладання;
- моделювання ростверку та паль підсилення у відповідних координатах;
- вибір та задання ґрунтових умов: пісок дрібний, щільний з наступними характеристиками: $\gamma = 19,2$ кН/м³; $e = 0,59$, $c = 4$ кПа, $\varphi = 31^\circ$, $E = 28$ МПа; суглинок: $\gamma = 18,5$ кН/м³; $e = 0,35$, $c = 23$ кПа, $\varphi = 21^\circ$, $E = 14$ МПа;
- прикладення навантаження;
- виконання побудови 3D моделей;
- перехід до розрахункової частини роботи.

При моделюванні були враховані наступні фази роботи:

- робота ґрунтової товщі без фундаменту (початкова фаза);
- влаштування стрічкового фундаменту мілкового закладання;
- робота стрічкового фундаменту мілкового закладання під дією вертикального навантаження до 200 кН/м.п.;
- улаштування паль підсилення та об'єднання їх ростверком з існуючим фундаментом;

- сумісна робота існуючого фундаменту і паль при його підсиленні під дією вертикального навантаження, до досягнення заданої величини осідання (100 мм).

Модель підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкого закладання в програмі Plaxis 3D Foundation при кроці 3d та 6d для паль підсилення довжиною 1 м, у варіанті закладання паль у рівні підшови приведена на рисунку 3.7.

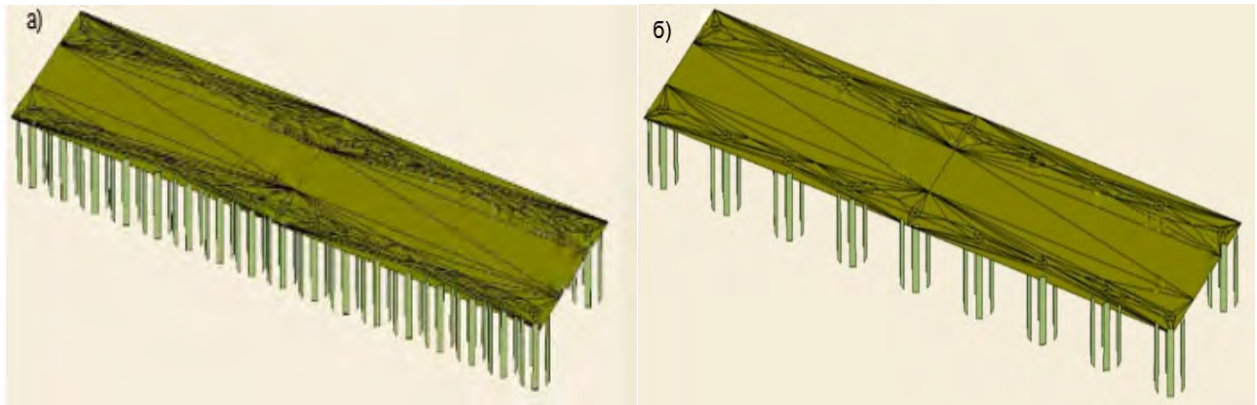


Рисунок 3.7 – Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання паль довжиною 1 м від рівня підшови при кроці паль: а) 3d, б) 6d

Розташування моделі під дією вертикального навантаження в масиві ґрунту зображено на рисунку 3.8

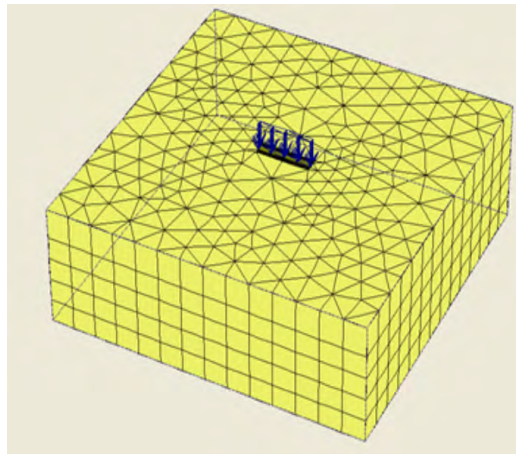


Рисунок 3.8 – Розташування моделі під дією вертикального навантаження в масиві ґрунту

Модель підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкого закладання при кроці 3d та 6d для паль підсилення довжиною 5 м, у варіанті закладання паль у рівні підшови приведена на рисунку 3.9.

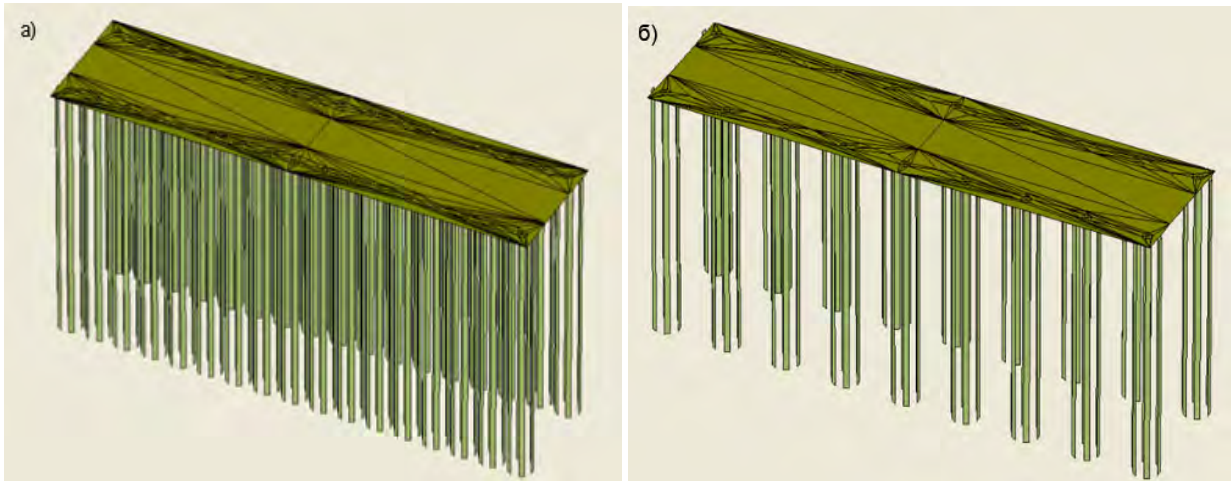


Рисунок 3.9 – Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання паль довжиною 5 м від рівня підшови при кроці паль: а) 3d, б) 6d

Модель підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкового закладання при кроці 3d та 6d для паль підсилення довжиною 1 м, у варіанті закладання паль від поверхні ґрунту приведена на рисунку 3.10.

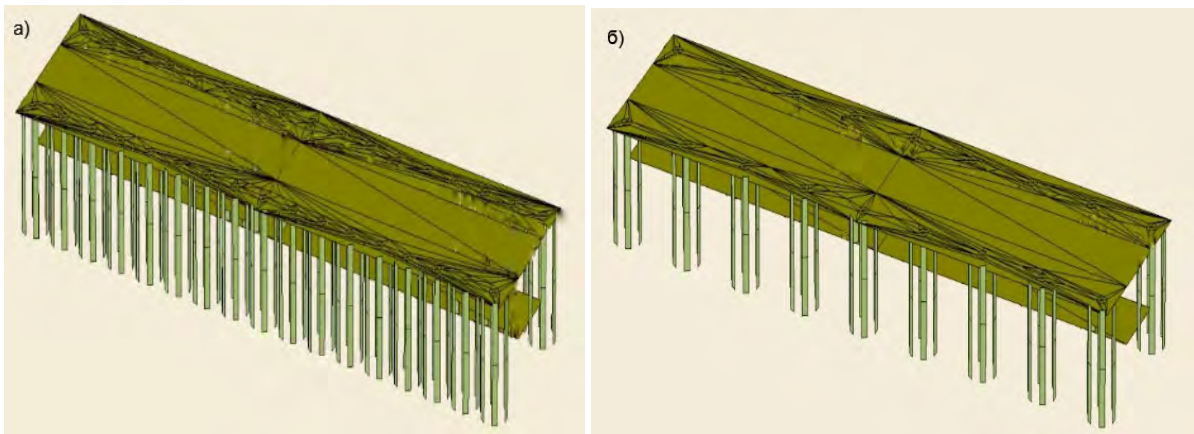


Рисунок 3.10 – Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання паль довжиною 1 м від поверхні ґрунту при кроці паль: а) 3d, б) 6d

Модель підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкового закладання при кроці 3d та 6d для паль підсилення довжиною 5 м, у варіанті закладання паль від поверхні ґрунту приведена на рисунку 3.11.

Модель підсиленого фундаменту у варіанті умовного приведено на рисунку 3.12.

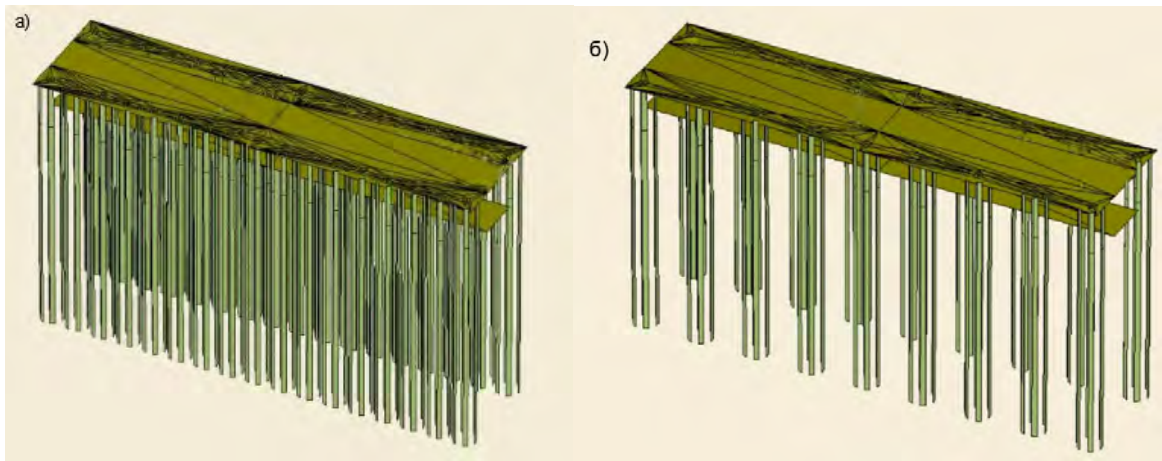


Рисунок 3.11 – Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання паль довжиною 5 м від поверхні ґрунту при кроці паль: а) 3d, б) 6d

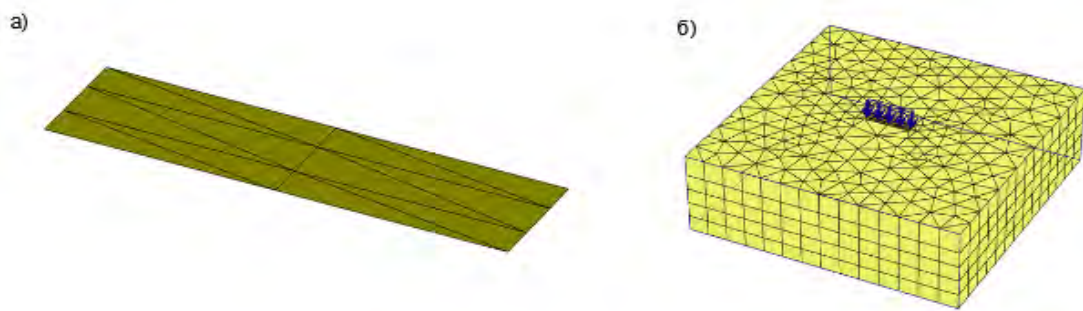


Рисунок 3.12 – Розрахункова модель підсиленого фундаменту у варіанті умовного фундаменту (а) та розташування моделі під дією вертикального навантаження в масиві ґрунту (б)

3.3 Аналіз отриманих результатів математичного моделювання у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation

Моделювання спільної роботи існуючого фундаменту та паль його підсилення було виконано у різних ґрунтових умовах, змінюючи при цьому крок паль та довжину з подальшим розв'язанням поставлених задач можливостями моделювання програмного комплексу Plaxis 3D Foundation, який працює виконує розрахунок у вигляді просторових задач [22].

На рисунку 3.13 наведено отриманий результат мозаїки деформацій ґрунтової основи для паль підсилення довжиною 1 та 5 м при поздовжньому кроці 3d для двох варіантів підсилення, у рівні підшви фундаменту та від

поверхні ґрунту, у піщаній основі та моделювання підсиленого фундаменту як умовного з варіюванням значень глибини закладання.

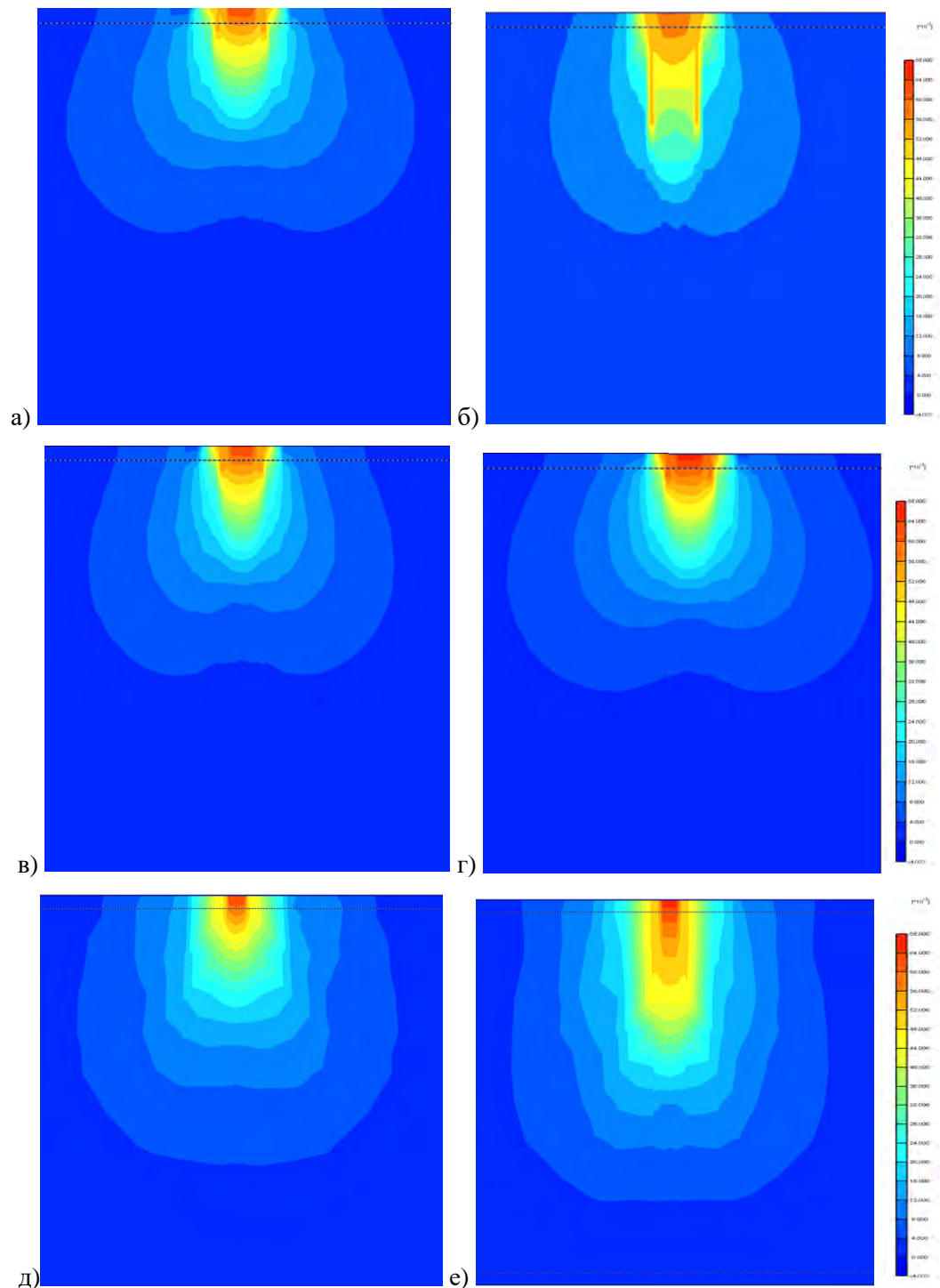


Рисунок 3.13 – Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком $3d$ у піщаному ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; д) умовний фундамент 1 м; е) умовний фундамент 5 м

На рисунку 3.14 наведено отриманий результат мозаїки деформацій ґрунтової основи для паль підсилення довжиною 1 та 5 м при поздовжньому кроці 3d для двох варіантів підсилення у глинистій основі та моделювання підсиленого фундаменту як умовного.

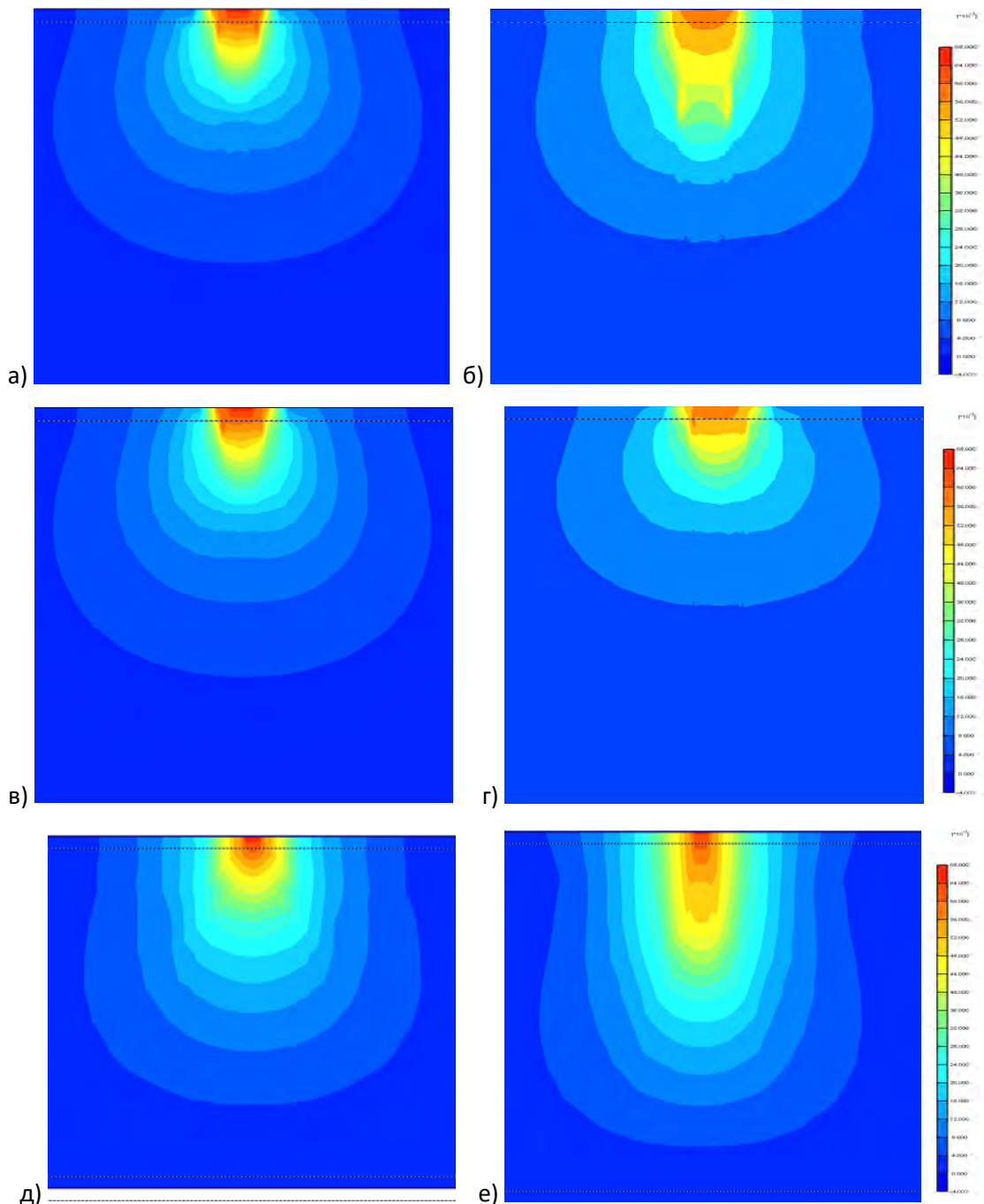


Рисунок 3.14 – Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 3d у глинистому ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підосви фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підосви фундаменту; д) умовний фундамент 1 м; е) умовний фундамент 5 м

З мозаїк деформацій видно, що для коротких паль зона впливу напруженого стану для підсиленого палями фундаменту і умовного фундаменту практично однакові. Для більш довгих паль моделювання умовного фундаменту призводить до переміщення напруженої зони на значно більшу глибину. Таким чином підхід до розгляду пального фундаменту як умовного фундаменту мілкого закладання при підсиленні стрічкових фундаментів може бути прийнятним лише для варіанту коротких паль.

Порівнюючи ґрунтові масиви глинистого та піщаного виду, з побудованих графіків та мозаїк деформацій ґрунту, можна чітко спостерігати, що піщаний ґрунтовий масив набагато краще передає навантаження та дає значно менші осідання при однаковому навантаженні.

На рисунку 3.15 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці паль 3d, довжиною паль 1 та 5 м у піщаному ґрунті. Крива осідання-навантаження для I стадії роботи фундаменту до підсилення для розглянутих випадків практично співпадає.

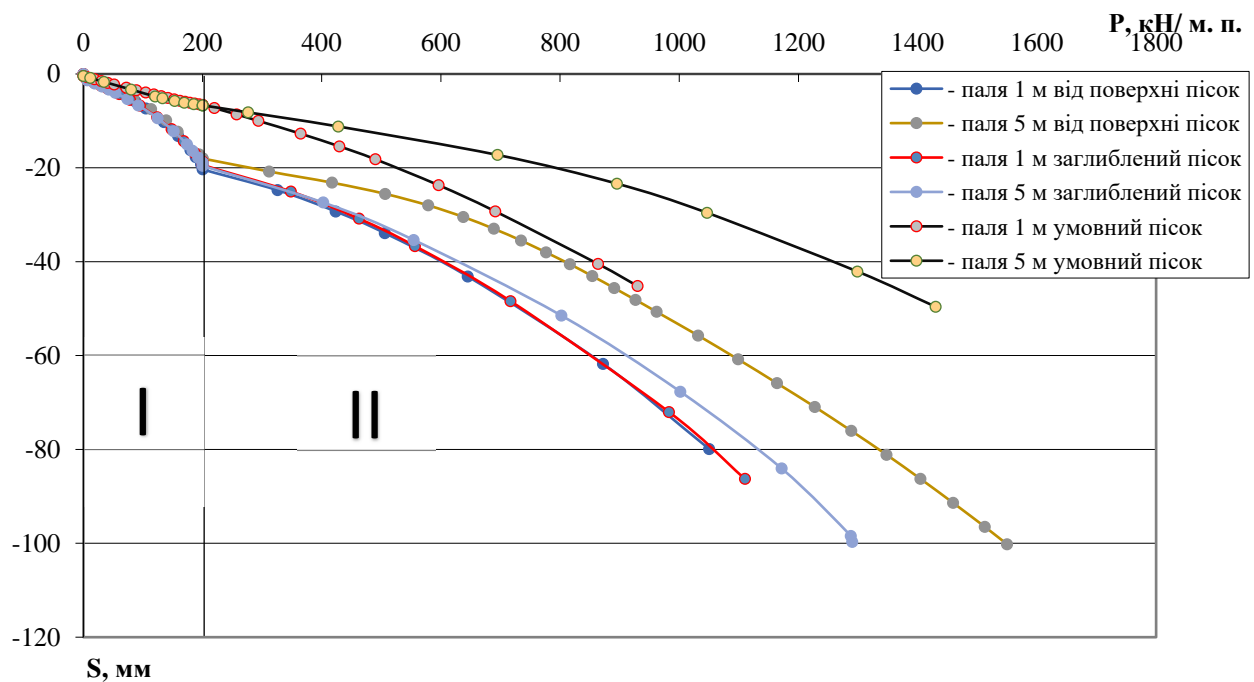


Рисунок 3.15 – Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 3d у піщаному ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту

На рисунку 3.16 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці паль 3d, довжиною паль 1 та 5 м у глинистому ґрунті.

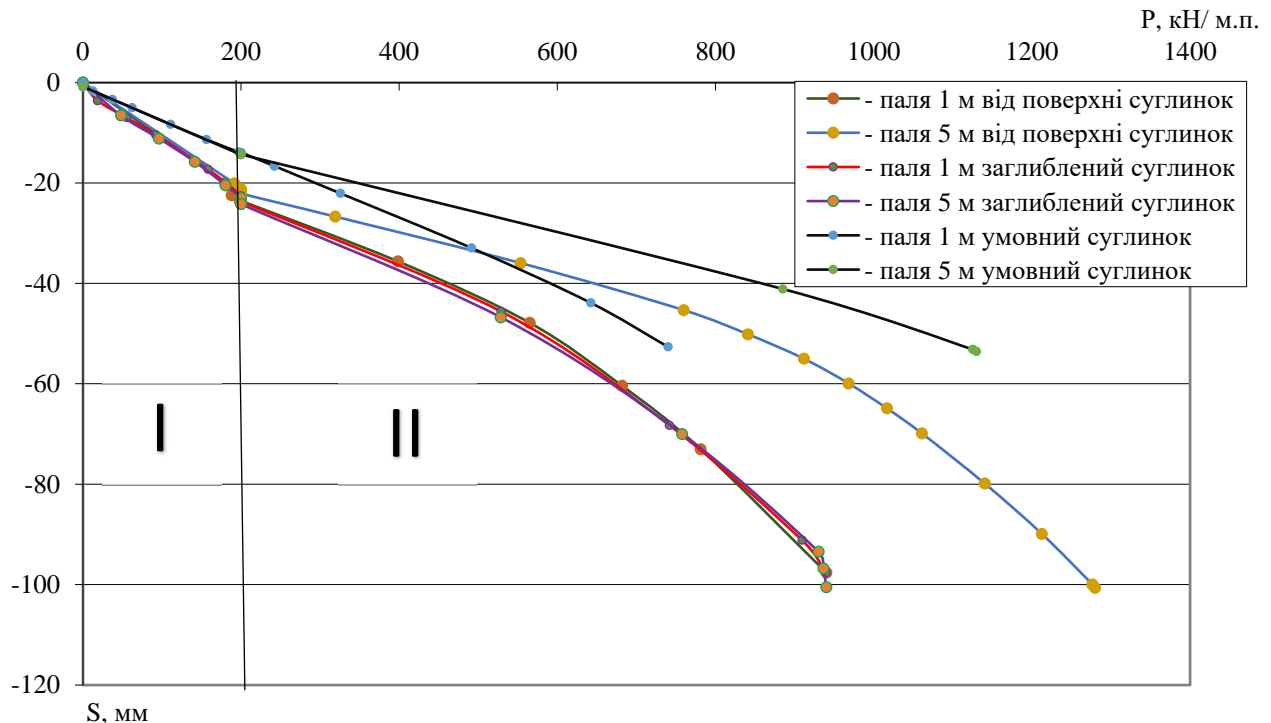


Рисунок 3.16 – Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 3d у глинистому ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту

Порівнюючи графіки, бачимо, що умовний фундамент відносно вибивається із інших продемонстрованих графіків що дає підставу зробити висновок, що заміна пального фундаменту умовним не дає бажаного результату. Замінювати паливий фундамент на умовний фундамент мілкого закладання з метою визначення його несучої здатності досить некоректно.

На рисунку 3.17 наведено отриманий результат мозаїки деформацій ґрунтової основи для паль підсилення довжиною 1 та 5 м при поздовжньому кроці 6d для двох варіантів підсилення, у рівні підшви фундаменту та від поверхні ґрунту, у піщаній основі.

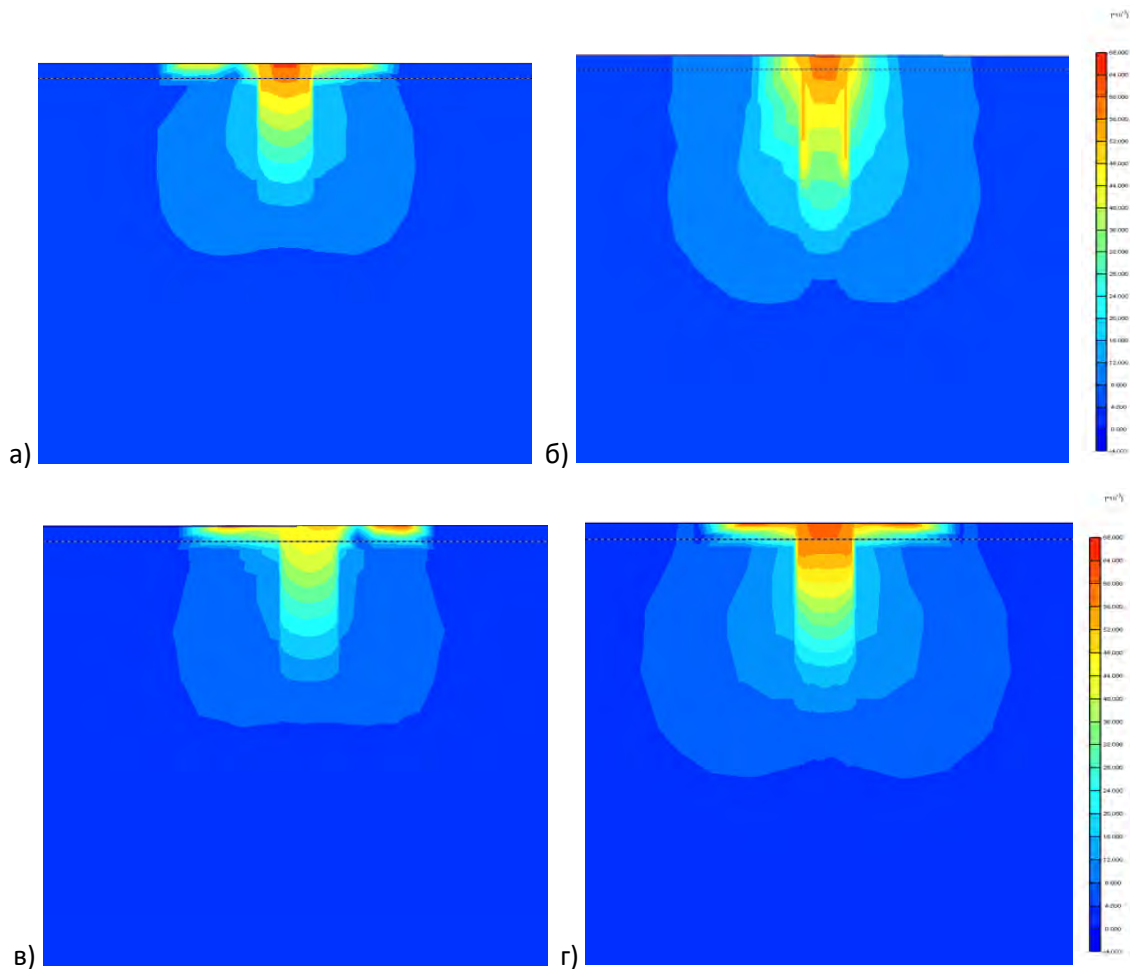


Рисунок 3.17 – Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком бd у піщаному ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підосви фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підосви фундаменту

На рисунку 3.18 наведено отриманий результат мозаїки деформацій ґрунтової основи для палей підсилення довжиною 1 та 5 м при поздовжньому кроці бd для двох варіантів підсилення у глинисті основі.

На рисунку 3.19 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці палей бd, довжиною палей 1 та 5 м у піщаному ґрунті. Крива осідання-навантаження для I стадії роботи фундаменту до підсилення для розглянутих випадків практично співпадає.

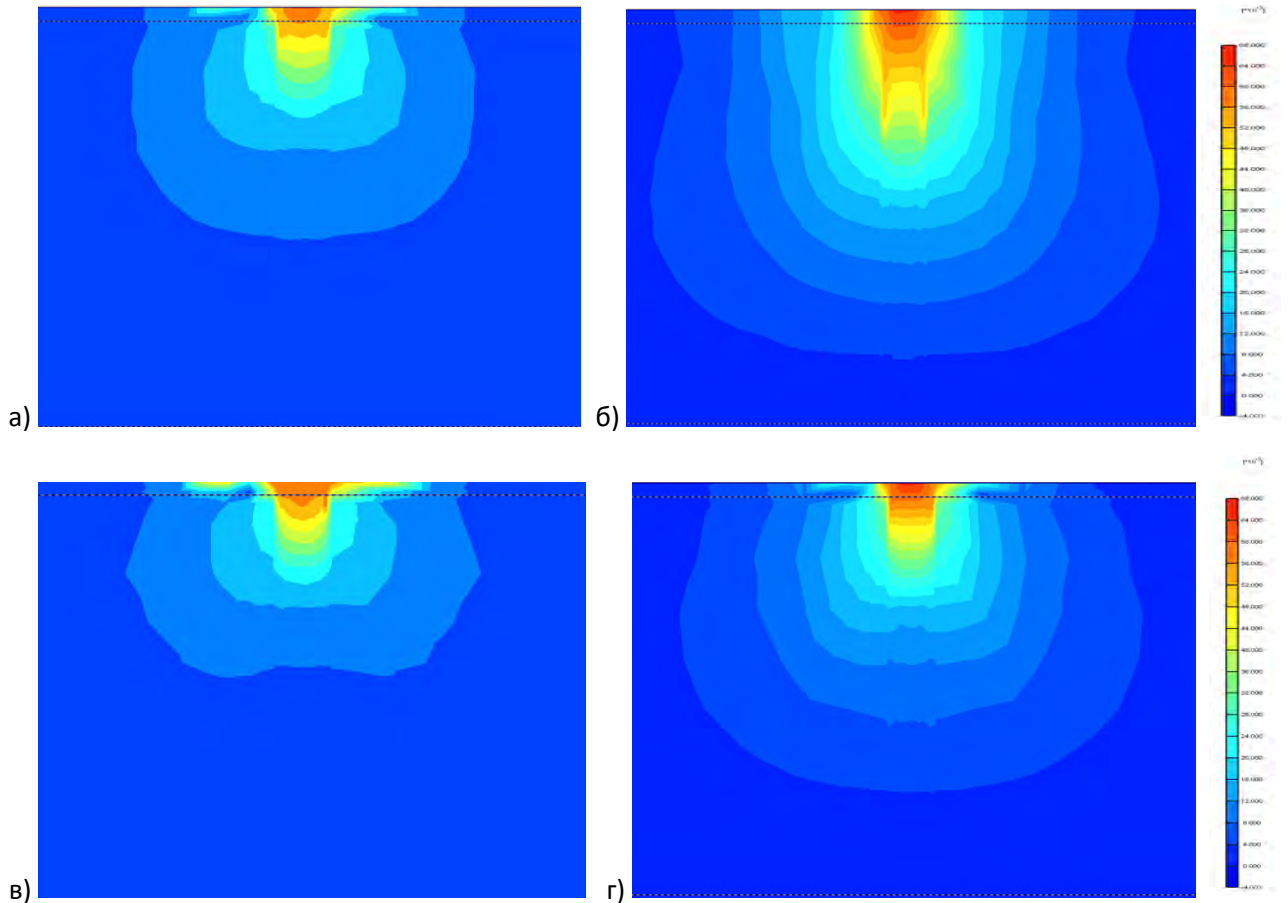


Рисунок 3.18 – Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком бд у глинистому ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підшови фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підшови фундаменту;

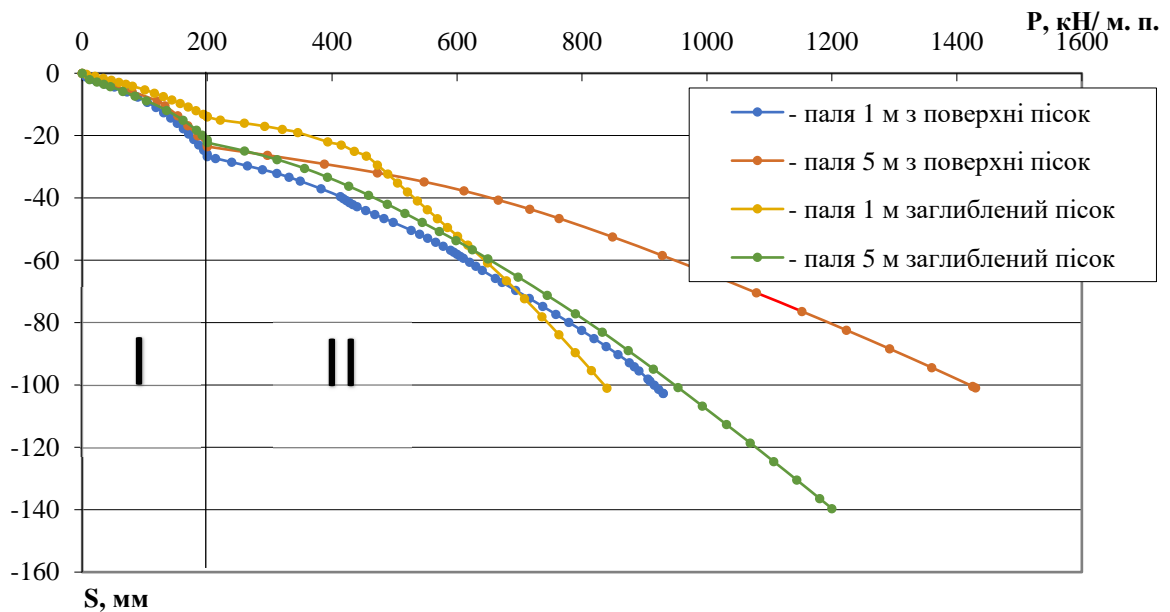


Рисунок 3.19 – Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком пальь бд у піщаному ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту

На рисунку 3.20 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці паль 6d, довжиною паль 1 та 5 м у глинистому ґрунті.

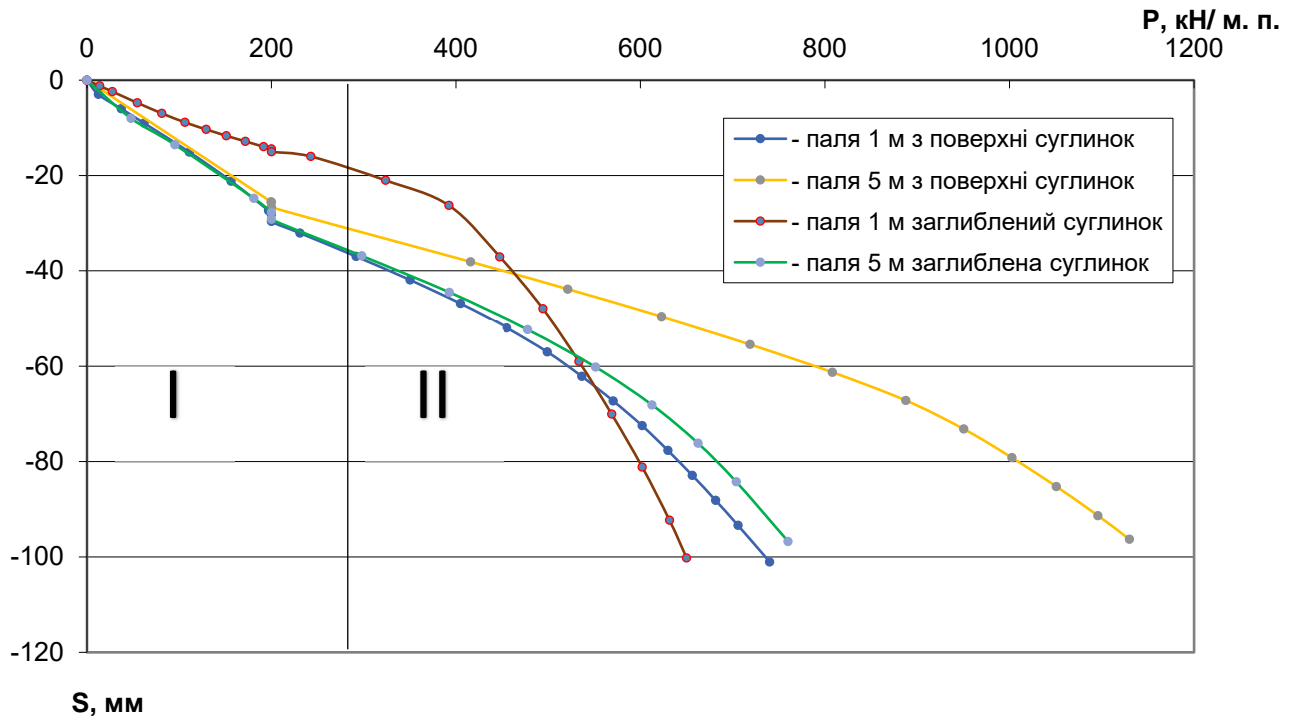


Рисунок 3.20 – Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 6d у глинистому ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту

З одержаних залежностей видно, що в випадку підсилення фундаменту короткими палями різниці в поведінці підсиленого фундаменту при улаштуванні їх від рівня подошви або від рівня поверхні ґрунту практично не спостерігається. При підсиленні ж більш довгими палями ця різниця є доволі суттєвою. Збільшення глибини закладання нижнього кінця палі при підсиленні від рівня подошви призводить до покращення роботи фундаменту (при однакових осіданнях він може сприйняти більше навантаження).

В результаті виконання моделювання одинокої палі у двох різних ґрунтових умовах було визначено її несучу здатність. По отриманих даних побудовано графіки осідання – навантаження зображені на рисунку 3.21 за результатами випробування одиночних паль довжиною 1 та 5 м.

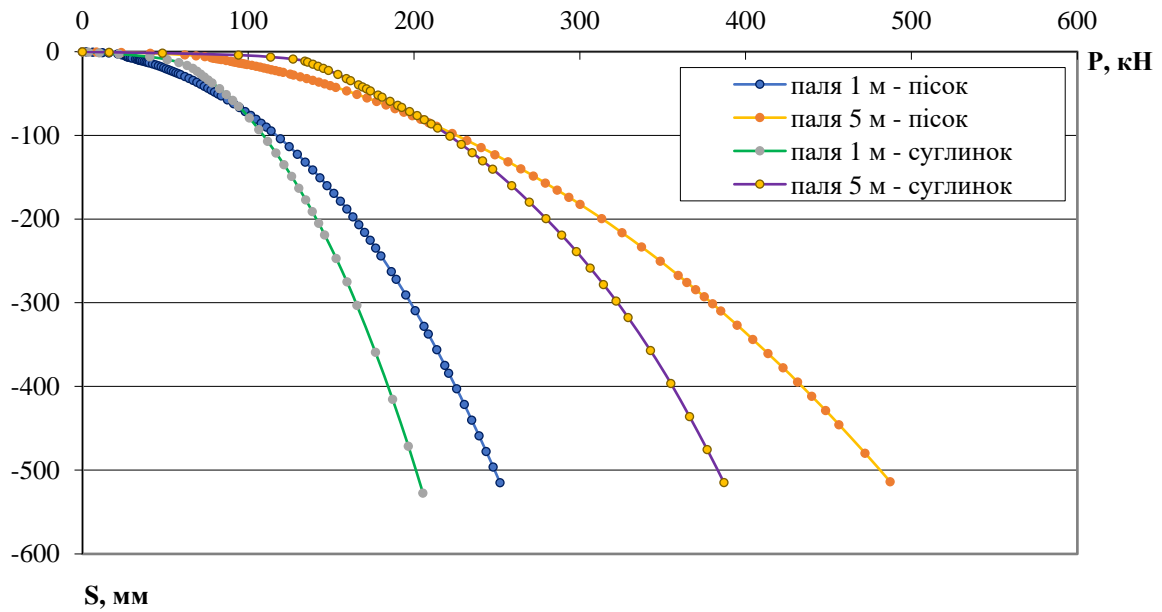


Рисунок 3.21 – Графік осідання – навантаження одиночних паль

На рисунку 3.22 наведені графіки моделювання плити ростверку без паль.

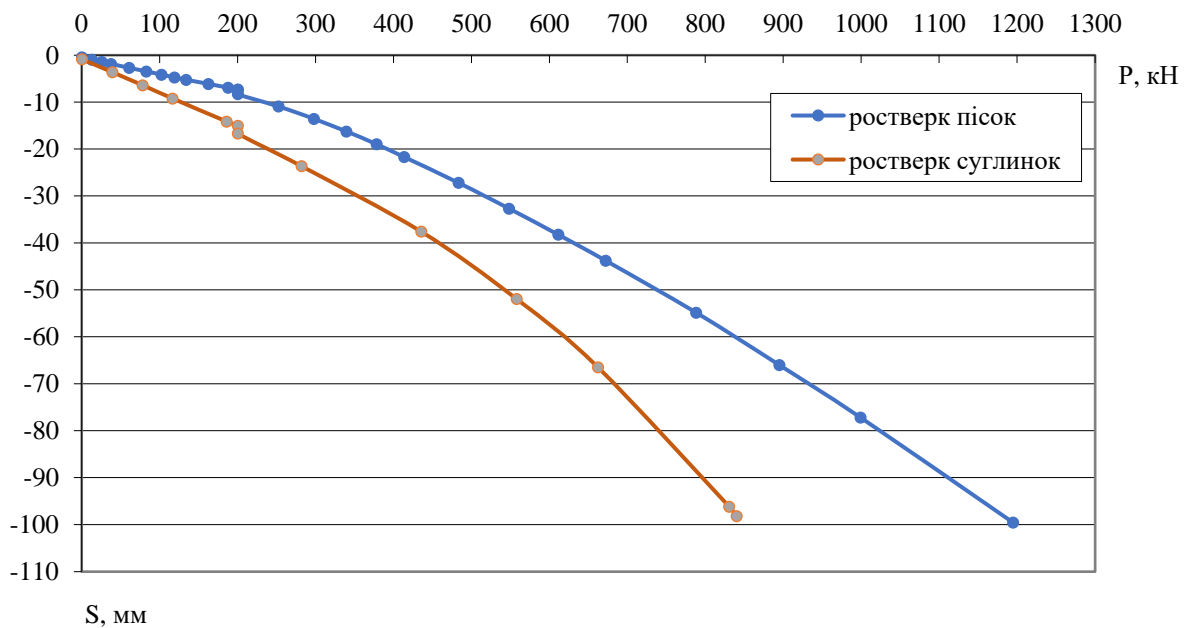


Рисунок 3.22 – Графік осідання – навантаження плити ростверку без паль

По отриманих результатах експерименту було зроблено порівняння роботи пального фундаменту з плитою ростверку та роботою його окремих елементів у розрахунку на довжину ростверку 2,4 м (таблиця 3.5). Частка навантаження, яку сприймають палі фундаменту, визначається за результатами розрахунку у

програмному комплексі Plaxis, частка навантаження, яку сприймає ростверк, визначалась як різниця між навантаженням на фундамент та сумою зусиль в палях.

Таблиця 3.5 – Порівняння роботи пальового фундаменту з плитою ростверку з роботою його окремих елементів

Довжина паль, см	Крок паль	При роботі у складі фундаменту					При роботі кожного з елементів як окремого			
		Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях підсилення, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на фундамент кН	Частка ростверку, %	Несуча здатність одиночної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без паль, кН	Навантаження фундамент, як сума окремих елементів кН
Паля від поверхні (пісок)										
1 м	3d	113,4	907,2	1612,8	2520	64	119,4	955,2	2238,4	3193,6
	6d	206,46	825,8	1406,2	2232	63		477,6		2716,0
5 м	3d	274,35	2194,8	1525,2	3720	41	231,9	1855,2	2238,4	4093,6
	6d	592,02	2368,1	1063,9	3432	31		927,6		3166,0
Паля від підшови фундаменту (пісок)										
1 м	3d	86,58	692,64	1971,4	2664	74	119,4	955,2	2238,4	3193,6
	6d	100,8	403,2	1612,8	2016	80		477,6		2716,0
5 м	3d	85,14	681,1	2414,9	3096	78	231,9	1855,2	2238,4	2087,7
	6d	85,5	342,0	1938,0	2280	85		927,6		3166,0
Паля від поверхні (суглинок)										
1 м	3d	84,6	676,8	1579,2	2256	70	111,7	893,6	1642,9	2536,5
	6d	102,12	408,5	1367,5	1776	77		446,8		2089,7
5 м	3d	218,9	1751,1	1320,9	3072	43	221,7	1773,6	1642,9	3416,5
	6d	401,7	1606,8	865,2	2472	35		886,8		2529,7
Паля від підшови фундаменту (суглинок)										
1 м	3d	76,14	609,12	1646,9	2256	73	111,7	893,6	1642,9	2536,5
	6d	74,1	296,4	1263,6	1560	81		446,8		2089,7
5 м	3d	62,04	496,3	1759,7	2256	78	221,7	1773,6	1642,9	3416,5
	6d	123,12	492,48	1331,5	1824	84		886,8		2529,7

Графік залежності несучої здатності фундаменту в цілому, ростверку окремо та паль в залежності від довжини паль при кроці паль 3d та 6d при підсиленні від поверхні та з підшви фундаменту зображено на рисунку 3.23-3.24.

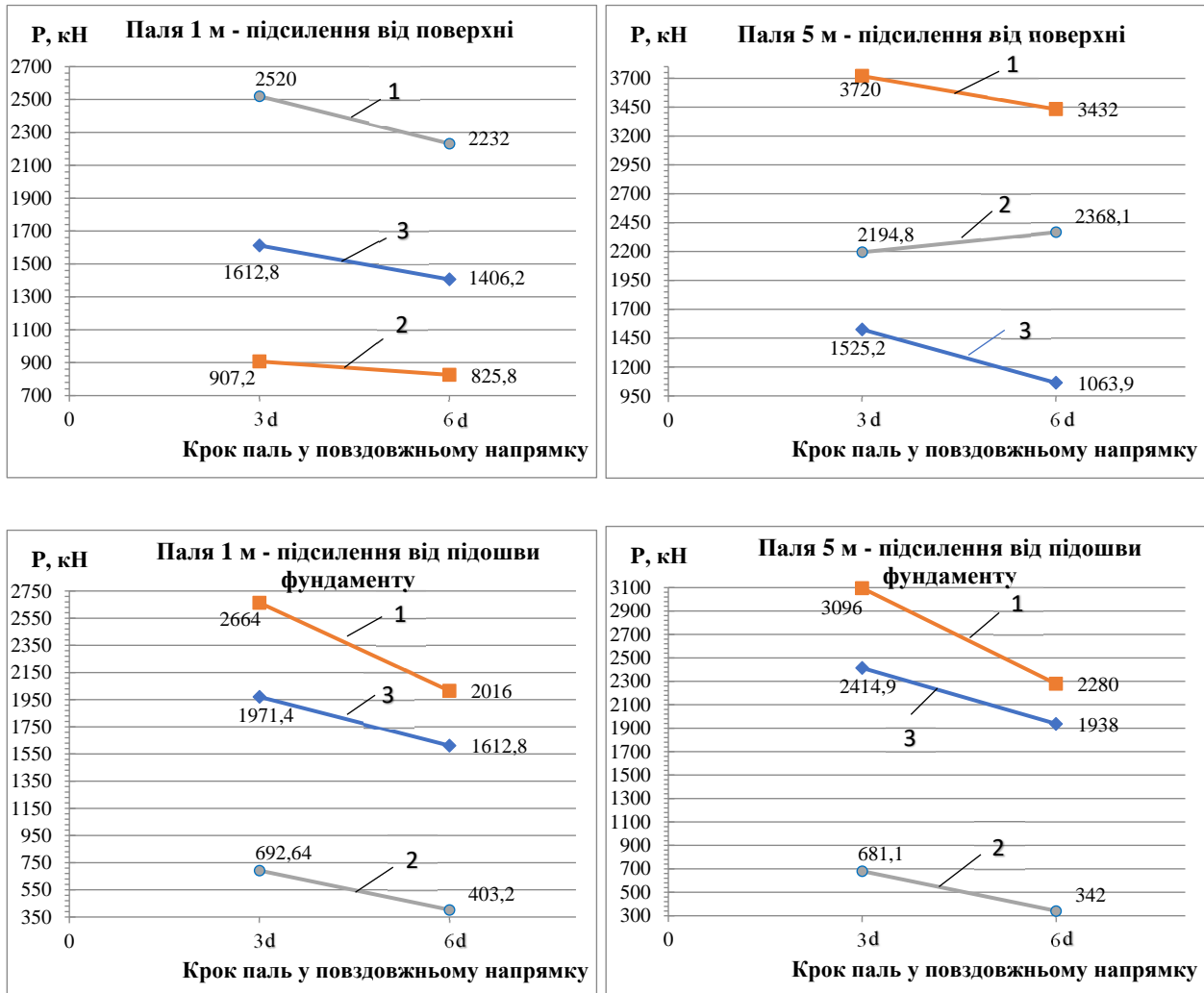


Рисунок 3.23 – Графік залежності несучої здатності фундаменту у піщаному ґрунті в залежності від кроку паль : 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність паль; 3 – несуча здатність ростверку

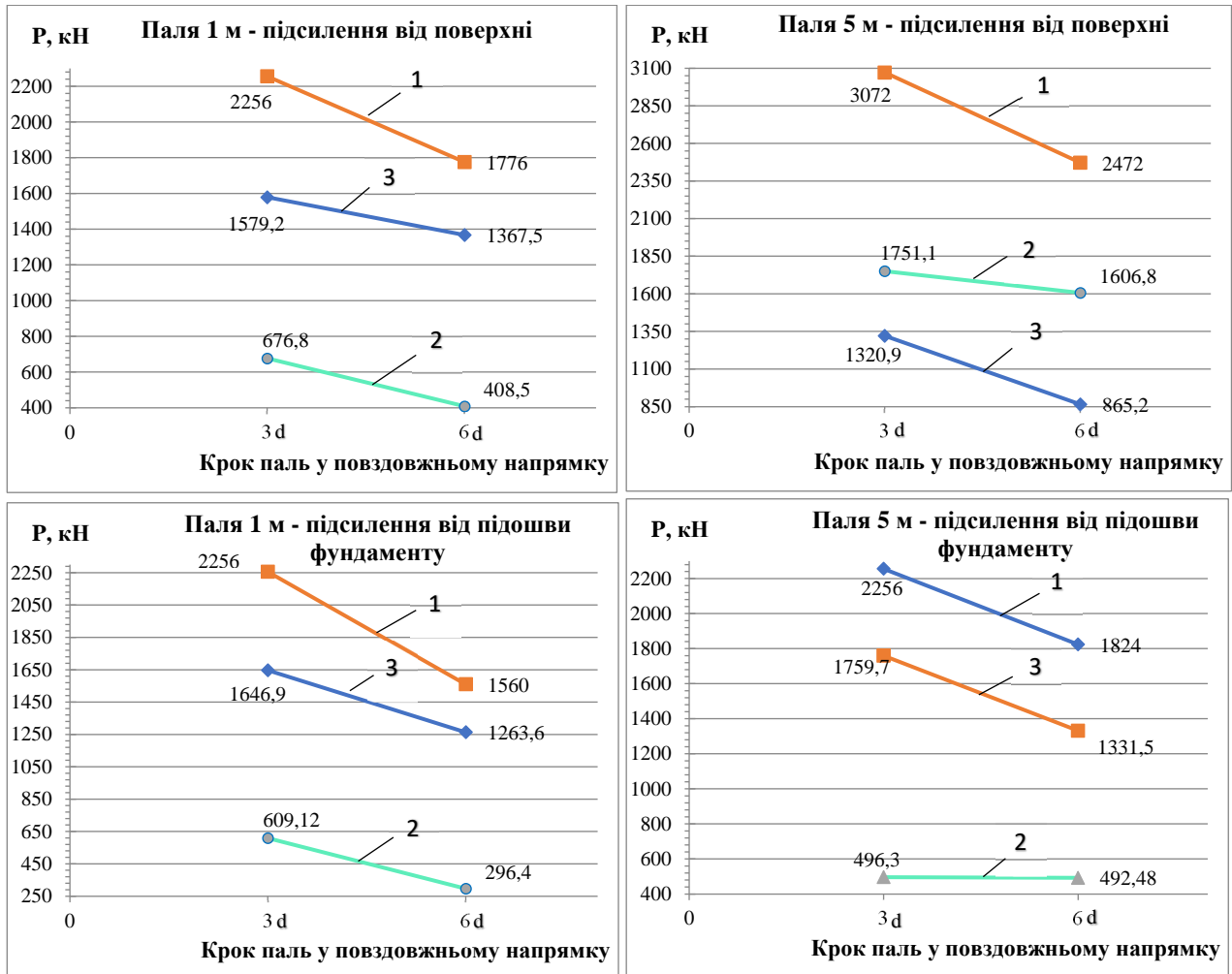


Рисунок 3.24 – Графік залежності несучої здатності фундаменту у глинистому ґрунті в залежності від кроку палі : 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність палі; 3 – несуча здатність ростверку

Визначена частка ростверку наведена в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6 – Частка ростверку у несучій здатності фундаменту, %

Крок палі	Довжина палі, м	
	1м	5м
Паля від поверхні (пісок)		
3d	64	41
6d	63	31
Паля від підшови фундаменту (пісок)		
3d	74	78
6d	80	85
Паля від поверхні (суглинок)		
3d	70	43
6d	77	35
Паля від підшови фундаменту (суглинок)		
3d	73	78
6d	81	84

Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту з різними ґрунтовими умовами, від довжини паль та типу розміщення їх у ґрунті при кроці паль 3d і 6d зображено на рисунку 3.25 та 3.26.

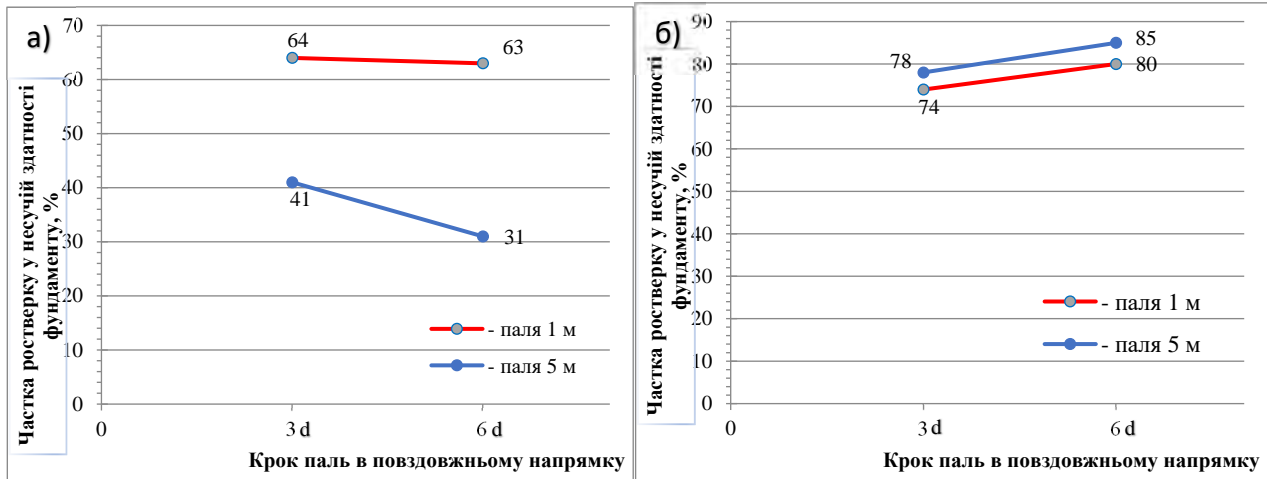


Рисунок 3.25 – Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту у піщаному ґрунті: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви ростверку

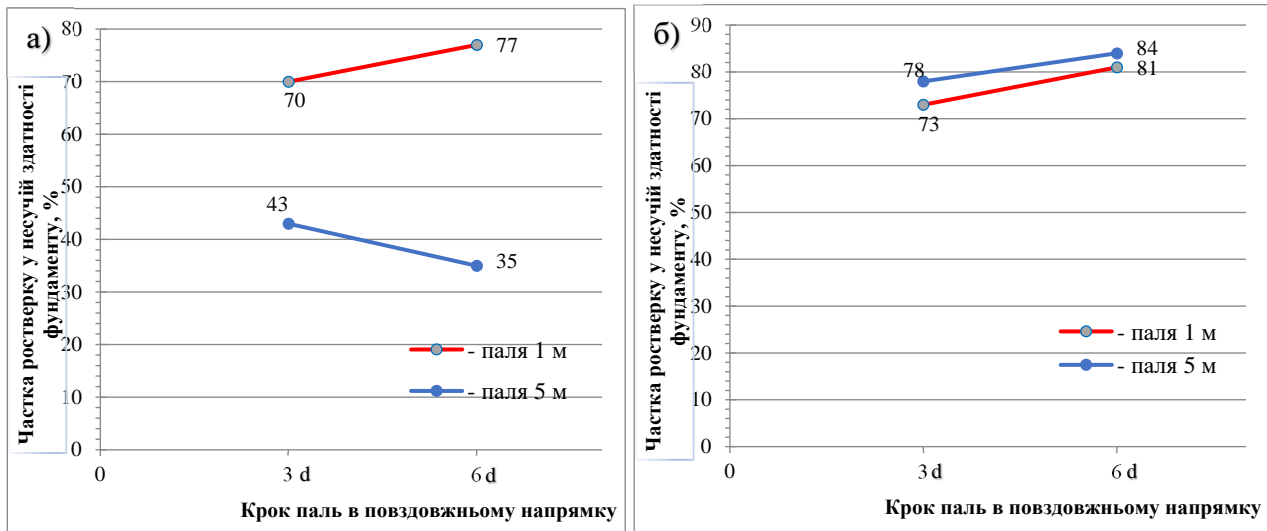


Рисунок 3.26 – Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту у глинистому ґрунті: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви ростверку

Ступінь реалізації несучої здатності паль визначався як відношення осередненої несучої здатності палі у складі фундаменту до несучої здатності одиночної палі. Ступінь реалізації тиску під ростверком - як відношення частки

навантаження, яку сприймає ростверк у складі фундаменту, до навантаження, яке сприймає плита ростверку, працюючи без паль. У таблиці 3.7 наведені результати обробки параметрів математичного експерименту.

Таблиця 3.7 – Ступінь реалізації несучої здатності паль та ростверку

Довжина, см	Крок паль	Ступінь реалізації несучої здатності палі	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
1	2	3	4
Паля від поверхні (пісок)			
L=1м	3d	0,95	0,73
	6d	1,73	0,63
L=5м	3d	1,18	0,68
	6d	2,55	0,48
Паля від підшви фундаменту (пісок)			
L=1м	3d	0,73	0,88
	6d	0,84	0,72
L=5м	3d	0,34	1,08
	6d	0,34	0,87
Паля від поверхні (суглинок)			
L=1м	3d	0,76	0,96
	6d	0,92	0,83
L=5м	3d	0,98	0,8
	6d	1,82	0,53
Паля від підшви фундаменту (суглинок)			
L=1м	3d	0,68	1,0
	6d	0,66	0,77
L=5м	3d	0,28	1,07
	6d	0,56	0,81

За результатами математичного моделювання у програмному комплексі Plaxis 3d, побудовано графіки (рисунок 3.27-3.30) залежності ступеню реалізації несучої здатності паль та ростверку у складі фундаменту.

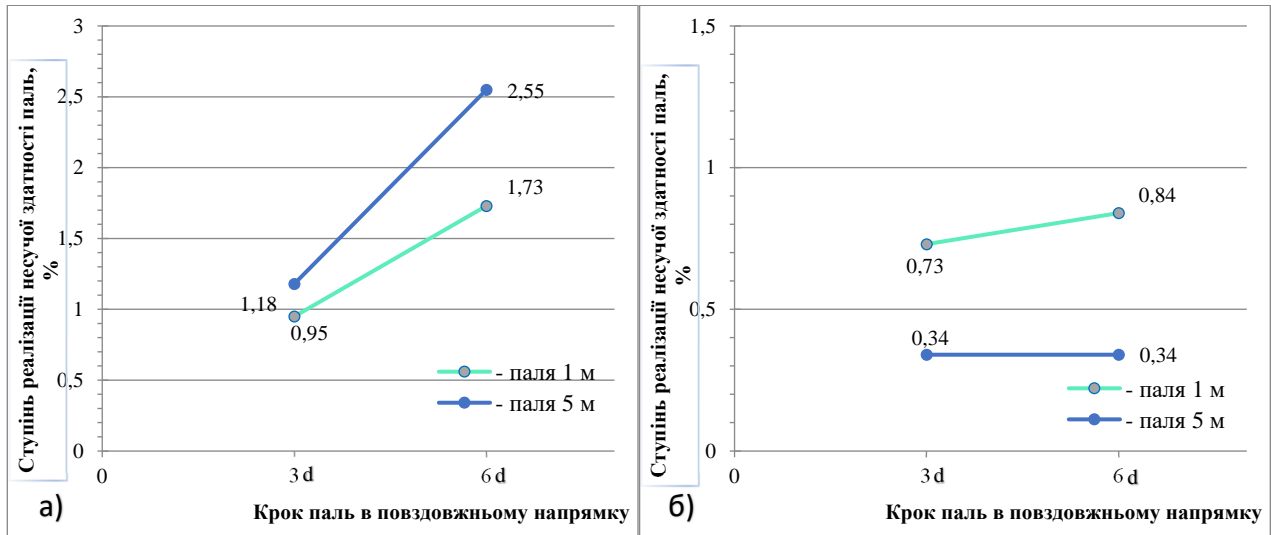


Рисунок 3.27 – Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у піщаному ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палі: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту

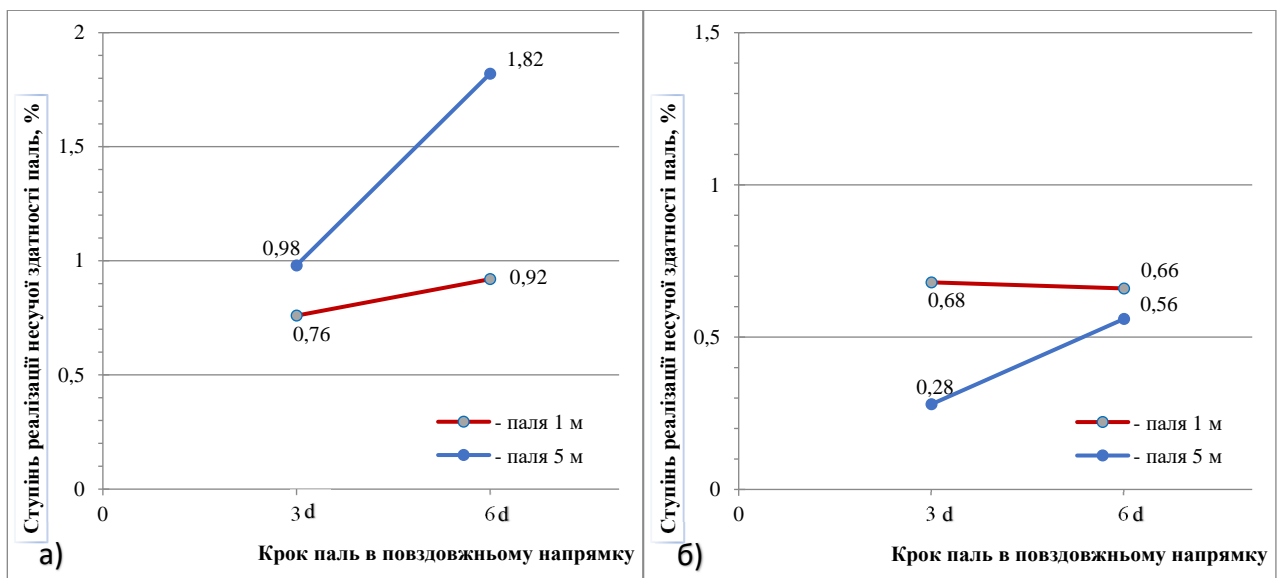


Рисунок 3.28 – Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палі: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту

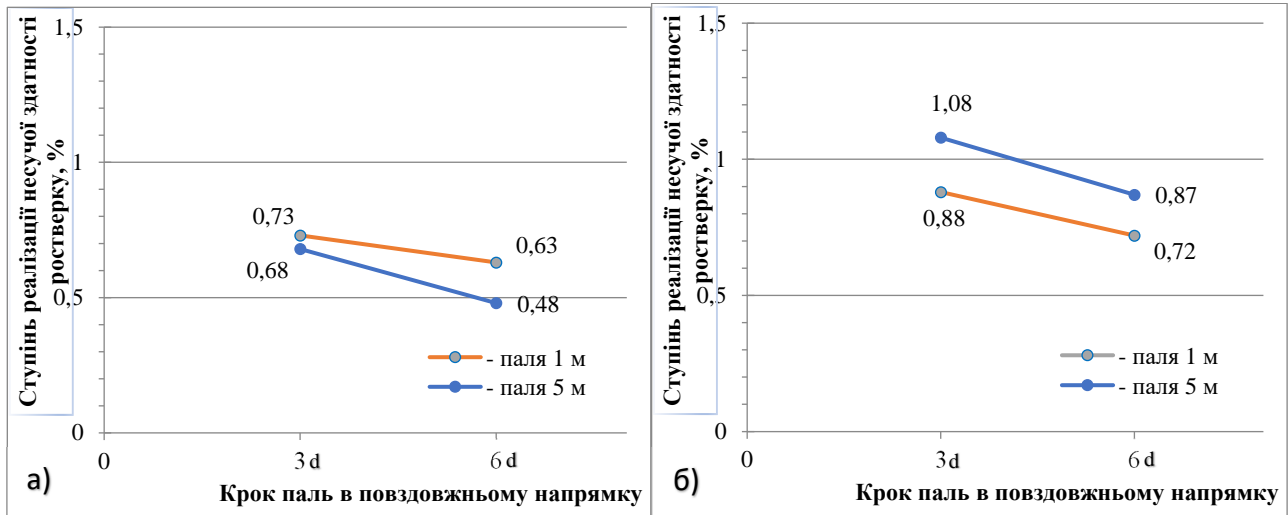


Рисунок 3.29 – Графік залежності ступеня реалізації ростверку у піщаному ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини паль: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту

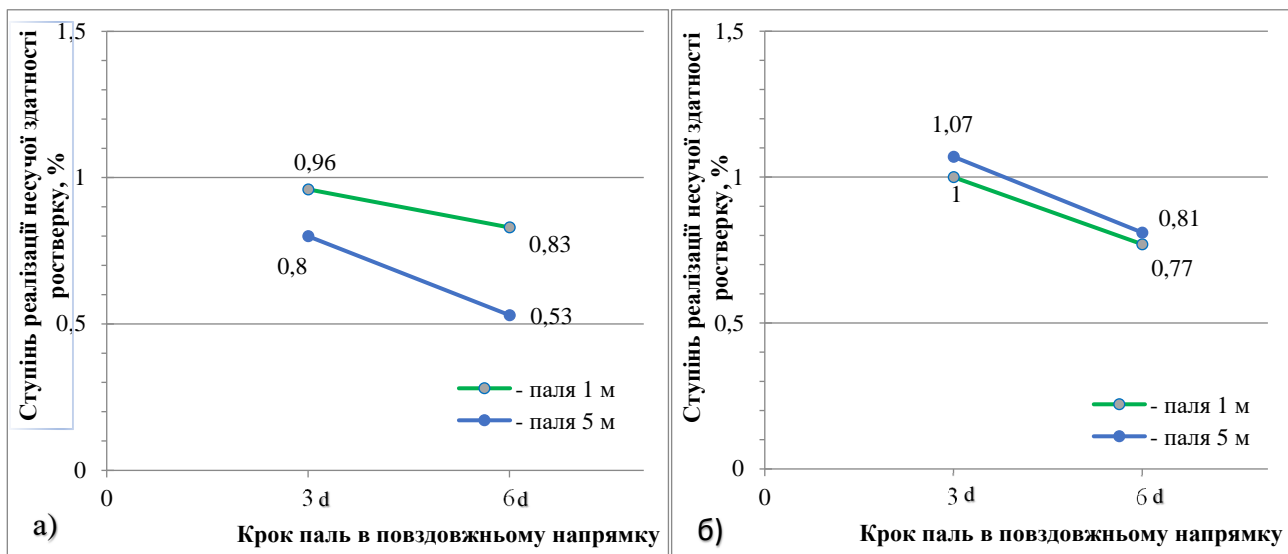


Рисунок 3.30 – Графік залежності ступеня реалізації ростверку у глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини паль: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту

Висновки до розділу 3

1. З одержаних залежностей видно, що в випадку підсилення фундаменту короткими палями різниці в поведінці підсиленого фундаменту при улаштуванні їх від рівня підшви або від рівня поверхні ґрунту практично не спостерігається. При підсиленні ж більш довгими палями ця різниця є доволі суттєвою.

Збільшення глибини закладання нижнього кінця палі при підсиленні від рівня подошви мало б призводити до покращення роботи фундаменту, але переважає включення у роботу додаткового ростверку в рівні поверхні ґрунту (при однакових осіданнях фундамент з підсиленням від поверхні може сприйняти більше навантаження).

2. З мозаїк деформацій видно, що для коротких палей зона впливу напруженого стану для підсиленого паллями фундаменту і умовного фундаменту практично однакові. Для більш довгих палей моделювання умовного фундаменту призводить до переміщення напруженої зони на значно більшу глибину. Таким чином підхід до розгляду пального фундаменту як умовного фундаменту мілкового закладання при підсиленні стрічкових фундаментів може бути прийнятним лише для варіанту коротких палей. Перехід до проектування підсиленого фундаменту як до такого масиву може призвести до завищення очікувань і відповідно до ненадійного рішення.

3. Порівнюючи ґрунтові масиви глинистого та піщаного виду, з побудованих графіків та мозаїк деформацій ґрунту, можна чітко спостерігати, що піщаний ґрунтовий масив набагато краще передає навантаження та дає значно менші осідання при більшому навантаженні, але якісна картина перерозподілу зусиль між елементами підсиленого фундаменту зберігається.

4. Збільшення кроку коротких палей підсилення незначно впливає на несучу здатність підсиленого фундаменту, що дає можливість економити витрати на палі.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

4.1.1 Загальні дані

Проектом передбачена реконструкція будівлі 5-ти поверхового спального корпусу на 219 місць у 10-ти поверхову 100-квартирну житлову будівлю.

Будівництво спального корпусу було розпочато наприкінці 1980-х років за проектом, розробленим Київським філіалом «ГипроНИИЗдрав» у 1988 році. Будівля спального корпусу входила до складу республіканського госпіталю для воїнів-інтернаціоналістів. Будівництво об'єкту було припинено на початку 1990-х років за відсутністю фінансування, консервація будівлі не виконувалась.

Ділянка будівництва розташована в Києво-Святошинському районі Київської області на 17 км Житомирського шосе (в 900 м від автодороги). Район робіт відноситься до Поліської низовини.

Рельєф майданчику в цілому рівнинний, з загальним ухилом до півночі. Абсолютні відмітки поверхні змінюються від 140,7 до 160,8 м. За відмітку нуля першого поверху прийнята відмітка $\pm 0,000 - 157,940$.

Проект розроблений з урахуванням таких умов району будівництва:

- сейсмічність - не вище 5 балів [23];
- сніговий район - 5 [24];
- вітровий район - 1 [24];
- температурна зона - I [25];
- глибина промерзання - 0,9 м [26];
- тип місцевості - IV [24].

Характеристика будівлі:

- клас за ступенем відповідальності - СС2 [27];
- ступінь вогнестійкості - II [28].

Виконання робіт обмежено існуючими умовами: роботи виконуються у існуючій будівлі.

При проектуванні основними вимогами було запроєктувати будівлю так, щоб вона була максимально комфортною та зручною, але разом з тим побудованою з мінімальними, на скільки це можливо, витратами, і звичайно ж велика увага приділялась архітектурному вигляду, щоб будівля мала естетично красиву форму та колір.

4.1.2 Конструктивні рішення існуючої будівлі

Будівля спального корпусу в плані складної конфігурації, різної поверховості, з техпідпіллям та підвалом. В рівні першого та другого поверхів будівля спального корпусу з'єднується критим переходом з будівлею їдальні.

Будівля складається з трьох зблокованих між собою частин. Частина в осях 1-9 та И-П – чотири- і п'ятиповерхова, має дві сходові клітки №2 та №3. Сходова клітка №3 сполучає підвал та перший поверх. Частини у осях 9-14, Г-Л та 5-10, А-И – три- і п'ятиповерхові, з сходовою кліткою №1 та ліфтовим блоком на два ліфта. З сходової клітки №1 є вихід до машинного приміщення та на покрівлю. Висота поверхів – 3,30 м, машинного приміщення – 2.97 м. Вихід з будівлі здійснюється через сходові клітки №1, 2 безпосередньо назовні без тамбуру, є два додаткові виходи з торців триповерхових частин.

Спальний корпус на 219 місць має безкаркасну конструктивну схему з поперечними несучими стінами з цегли товщиною 510-380 мм (перший поверх внутрішніх стін товщиною 510 мм, далі – 380 мм, зовнішні стіни товщиною 510 мм). Перекриття з збірних залізобетонних круглопустотних панелей, покрівля плоска, руберойдна.

Будівля має технічне підпілля.

Фундаменти під стіни переважно збірні стрічкові. Стіни підвалу з збірних бетонних блоків.

Поздовжні самонесучі стіни спираються на фундаментні балки, що укладені на виступи стрічкових фундаментних плит, які є фундаментами поперечних

несучих стін. При реконструкції під балки підводяться монолітні стрічкові фундаменти.

При реконструкції зберігається конструктивна схема будівлі.

Основні несучі конструкції будівлі до реконструкції:

1. Підземна частина

Фундаменти. Стінові фундаментні блоки по фундаментних плитах та фундаментних балках.

Стіни підвалу. З бетонних блоків з незначними ділянками заповнень з цегли.

Перемички. Збірні залізобетонні.

Перекриття. Залізобетонні пустотні плити.

Перегородки. Цегляні товщиною 120 мм.

2. Надземна частина

Стіни. Зовнішні – товщиною 510 мм з керамічної цегли та керамоблоків на цементно-піщаному розчині; внутрішні – товщиною 510 мм на першому поверсі та 380 мм на решті поверхів з керамічної цегли та керамоблоків на цементно-піщаному розчині. Стіни будівлі складені з цегли марки М125 на розчині М50.

Перегородки. Цегляні з керамічної цегли, гіпсоблочні, гіпсобетонні.

Перемички. Збірні залізобетонні.

Перекриття. Залізобетонні пустотні плити.

Сходові клітки. В об'ємі будівлі із збірних залізобетонних маршів та площадок.

Ліфтові шахти. З цегляними стінами та монолітним залізобетонним перекриттям.

Покриття. Залізобетонні пустотні плити.

Покрівля. Суміщена, плоска, з покриттям руберойдним килимом, з внутрішнім водовідведенням, з цегляною парапетною частиною висотою 0,8м та 1,15м.

Підлога. Виконана підготовка під підлогу із цементної стяжки.

Балкони, лоджії. Збірні з/б балконні плити, залізобетонні пустотні плити.

Козирки. Над центральним входом – монолітний з/б по монолітних з/б колонах.

Оздоблення внутрішнє. Частково виконана штукатурка стін з вапняним фарбуванням.

Оздоблення зовнішнє. Оздоблення облицювальною глазурованою плиткою демонтовано.

Інженерне обладнання. Системи вентиляції, опалення, електропостачання водопостачання та каналізації встановлені частково.

Покрівля. Плоска рулонна з руберойду.

Реконструкція будівлі полягає у добудові п'яти поверхів, переплануванні приміщень, повній заміні інженерних мереж, повній заміні заповнень віконних і дверних прорізів, санітарно-технічних пристроїв, конструкцій підлог, оздоблення стін і стелі.

4.1.3 Генеральний план

Реконструйована будівля входить у склад комплексної забудови житлового масиву «Чайка», що виконується на території республіканського госпіталю для воїнів-інтернаціоналістів. На території масиву передбачається кілька житлових будинків, реконструйованих з споруд госпіталю, а також будівництво групи нових багатоповерхових будівель, розміщених по периферії території.

В склад комплексу житлових будинків входять: заклад громадського харчування, дитяча дошкільна установа на 120 місць, центр дитячої творчості, майданчики для дітей дошкільного та молодшого шкільного віку, майданчики для відпочинку дорослих, майданчики господарські, майданчики для тимчасової стоянки автомобілів.

При розробці генерального плану проектного житлового будинку враховано наступне:

- архітектурні і містобудівельні вимоги;
- перепад відміток існуючого рельєфу;
- дотримання санітарних та охоронних розривів до мереж;

- благоустрій території.

Головний фасад проектованого житлового будинку орієнтований на південь.

Під'їзди до проектованого житлового будинку використані існуючі з вул. Грушевського. Ширина проектованих проїздів прийнята згідно з п. 2 додатку 3.1 ДБН 360-92 [29]– 3,50 м. Ширина тротуарів прийнята 2 м. Поперечний профіль проїздів прийнято міського типу з бетонним бортовим каменем по краях, поперечний ухил - 20‰, радіуси кривих по бортовим краям проїздів в плані прийняті 8м.

Проектом прийнята суцільна система вертикального планування в узгодженості з існуючим рельєфом. Відведення поверхневих вод здійснюється по лотках проектованих і існуючих проїздів в понижені місця рельєфу.

Мережі водопостачання і каналізації, кабелі силові укладаються в траншеї. Мережі газопостачання передбачені підземними в траншеях.

Проектом передбачено зовнішнє освітлення території, а також комплекс робіт по благоустрою та озелененню території, в який входять:

- влаштування тротуарів та доріжок;
- влаштування пандусу при вході в під'їзд для дитячих та інвалідних візків;
- влаштування майданчиків для відпочинку, ігор та спортивного;
- влаштування контейнерного майданчика для сміття;
- влаштування майданчиків для господарських потреб;
- встановлення малих архітектурних форм і фізкультурного обладнання;
- засівання газонів багаторічними травами;
- влаштування квітників.

Озеленення ділянки виконується після прокладання інженерних мереж і вертикального планування. На газони родючий ґрунту укладається шаром 0,15 м, на квітники – 0,30 м.

Основні техніко-економічні показники генплану наведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 - Техніко-економічні показники генплану

Найменування	Кількість
1. Площа території, м ²	4400
2. Площа забудови, м ²	1246,6
3. Площа дорожнього покриття, м ²	2266
4. Площа озеленення, м ²	1019
5. Коефіцієнт забудови	0.21
6. Коефіцієнт покриття	0.42
7. Коефіцієнт озеленення	0.92

4.1.4 Об'ємно-планувальні рішення при реконструкції

Архітектурне рішення будинку, об'ємно-просторова побудова, трактування елементів фасадів визначались, головним чином, функціональним призначенням будинку, його розташуванням в забудові, а також конструктивними рішеннями.

Архітектурно-художній образ проектного житлового будинку визначається з компактних пластичних об'ємів 3-х блоків зі збивкою у плані.

За планувальними рішеннями будинок запроектований дев'ятиповерховим з мансардним поверхом, у якому по 10 квартир на кожному поверсі. Відповідно до завдання на проектування передбачено одно-, дво- та трикімнатні квартири. В будинку зберігається коридорна планувальна система.

В основу планувального рішення, враховуючи вимоги норм по квартирному обліку енерговодопостачання, закладено новий принцип проектування квартир. В кожній квартирі, незалежно від типу, запроектований однаковий планувальний принцип вирішення основного вузла: передня, загальна кімната, кухня, ванна кімната, санітарний вузол (лише однокімнатні квартири мають суміщений санітар-ний вузол).

Всі квартири оснащені необхідним інженерним обладнанням і мають автономне опалення газом. Проектом передбачена система відведення продуктів згорання (диму) від поквартирних генераторів в колективні димові канали, які виведені вище рівня покрівлі будинку згідно нормативних вимог.

Житлові кімнати і кухні мають природне освітлення. Всі квартири забезпечені нормативною інсоляцією і провітрюванням (квартири мають наскрізне провітрювання через вікна та через коридори і сходову клітку, згідно з [30]). Забезпечення постійного повітрообміну передбачено через вбудовані провітрювачі у вікнах і через кватирки.

Сходові клітки запроектовані з маршами шириною - 1.2 м. На першому поверсі сходові клітки мають вихід в вестибюль, що має вихід назовні через тамбур. В будівлі запроектований сміттєпровід з азбестоцементних труб з влаштуванням приймальних клапанів на кожному поверсі, з входом з проміжних площадок сходової клітки. Сміттєзбірна камера передбачена під сміттєпроводом і має самостійний вхід з зовні.

Під всім будинком передбачений підвал, який розділений протипожежними перегородками 2-го типу на відсіки в межах блоків. З підвалу кожного блоку запроектовані, окремо від сходових кліток, евакуаційні виходи.

Виходи на горище і покрівлю запроектовані з коридорів.

В житлових секціях запроектовані два пасажирських ліфта вантажопід'ємністю 400 кг та швидкістю 1м/сек.. Вхід до ліфтової шахти здійснюється з рівня житлового поверху. Вхід до машинного приміщення ліфта здійснюється по металевих сходах із ліфтового блоку.

Двері, столярні вироби прийняті по діючих каталогах і стандартах.

Вікна запроектовані металопластикові (полівінілхлоридні) з двокамерним склопакетом по ДСТУ Б.В.2.6-15-99 [31] з вбудованими провітрювачами.

В частині квартир передбачаються засклені еркери.

Вхідний вузол вирішений на першому поверсі з влаштуванням просторого вестибюлю, приміщення електрощитової та ліфтового холу. Для мало мобільних груп населення запроектовані пандуси.

Техніко-економічні показники по житловому будинку приведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 - Об'ємно-планувальна характеристика

Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1. Ступінь відповідальності		СС2
2. Ступінь вогнестійкості		II
3. Кількість поверхів		9 + мансардний
4. Умовна висота будинку		(б) - багатоповерховий
5. Кількість квартир	квартира	100
в тому числі: 1-кімнатні (I категорії)	квартира	40
2-кімнатні (1 категорії)	квартира	50
3-кімнатні (1 категорії)	квартира	10

Основні технічні характеристики будівлі:

Площа забудови, м ²	1246,6
Будівельний об'єм, м ³	42883,0
в тому числі:	
підземна частина, м ³	2991,8
надземна частина, м ³	39891,2
Житлова площа квартир, м ²	3378,9
Загальна площа квартир, м ²	7517,25

4.1.5 Конструктивні рішення при реконструкції

У зв'язку з значним зростанням навантаження на стіни та фундаменти проектом передбачений комплекс робіт з підсилення існуючих конструкцій:

- фундаменти будівлі підсилити. Роботи з підсилення виконувати окремими захватками довжиною не більше 2,0 м;
- улаштувати металевий пояс жорсткості МП-1 в рівні низу плит перекриття над підвалом;
- улаштувати залізобетонний пояс жорсткості МП-2 в рівні низу плит перекриття над п'ятим поверхом;
- несучі стіни будівлі підсилити улаштуванням армованої обойми з розчину згідно з проектом;
- несучі пілони і простінки у поперечних стінах підсилити улаштуванням металевих обойм.

Для сприйняття можливих нерівномірних деформацій основи улаштувати додатково два монолітних з/б пояси МП-3 та МП-4 над 7 та 10 поверхами.

Десятий поверх проектується мансардним. При цьому покрівля передбачена скатною з металочерепиці по металевих кроквах.

Проектом передбачені конструктивні рішення, наведені у таблиці 4.3.

Таблиця 4.3 – Конструктивні рішення після реконструкції

Тип конструкцій, обладнання	Найменування конструкцій, матеріалів, обладнання
1	2
Поверховість	10
Висота поверху від підлоги до підлоги	3,3 м
Фундаменти	Підсилення існуючих збірних стрічкових фундаментів
Стіни	
- підвалу	Існуючі бетонні блоки стінові за ДСТУ Б В.2.6-108:2010
- вище 0.000	Стіни надбудови виконати з керамічної пустотілої цегли за ДСТУ Б В.2.7-61:2008
Гідроізоляція вертикальна	Пофарбування гарячим бітумом за два рази
Перегородки	
- підвалу	Керамічна цегла
- вище 0.000	Часткове збереження існуючих перегородок з гіпсобетону, нові перегородки з гіпсокартонних листів по металевому каркасу
Вентиляційні канали	Частково керамічна цегла (продовження існуючих вентиляційних каналів), нові вентканали з металевих коробів

Продовження таблиці 4.3.

Перекриття	Збірні залізобетонні круглопустотні панелі за діючими серіями (1-141-1), над четвертим поверхом в осях А-Б та 13-14 – з металевого профнастилу (ДСТУ 8802:2018) по металевих прокатних балках.
Плити балконів	Збірні залізобетонні за діючими серіями 1.137.1-9, вып.1
Перемички, прогони	Збірні залізобетонні за діючими серіями 1.038.1-1, вып.1, монолітні
Сходи	
- загальноквартирні	Збірні залізобетонні за діючими серіями 1.252.1-4, вып.1, частково (на п'ятому поверсі) з наборних сходинок по металевих косоурах
- зовнішні	Монолітні по ґрунту
Дах	Скатний
Покрівля	Металочерепиця

В проекті прийняті будівельні індустріальні вироби, наведені у таблиці 4.4.

Таблиця 4.4 - Специфікація залізобетонних виробів

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість на поверх					Всього	Маса од., кг	Прим.
			6	7	8	9	манс.			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Перемички								
	1.038.1 – 1 вып.1	2ПБ 10 – 1	9	9	9	9	9	45	43	
	1.038.1 – 1 вып.1	2ПБ 13 – 1	10	10	10	10	12	52	54	
	1.038.1 – вып.1	2ПБ 16 – 2	21	11	21	11	42	106	65	
	1.038.1 – вып.1	2ПБ 19 – 3	9	3	9	3	2	26	81	
	1.038.1 – вып.1	2ПБ 22 – 3	10	4	10	4	-	28	92	
	1.038.1 – вып.1	2ПБ 25 – 3	10	-	10	-	-	20	103	

Продовження таблиці 4.4.

	1.038.1 – вип.1	ЗПБ 13 – 37	7	7	7	7	-	28	85	
	1.038.1 – вип.1	ЗПБ 16 – 37	5	3	5	3	-	16	102	
	1.038.1 – вип.1	ЗПБ 18 – 37	3	3	3	3	-	12	119	
	1.038.1 – вип.1	5ПБ 25 – 37	3	-	3	-	-	6	338	
	1.038.1 – вип.1	5ПБ 27 – 37	3	-	3	-	-	6	375	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 18 - 5	4	-	4	-	10	18	241	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 23 - 7	6	-	6	-	2	14	275	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 30 - 10	4	-	4	-	-	8	623	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 21 - 71	12	12	12	12	-	48	433	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 18 - 71	6	6	6	6	-	24	378	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 14 - 4	-	-	-	-	1	1	169	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 17 - 5	-	-	-	-	1	1	223	
	1.038.1 – вип.2	2ПП 21 - 6	-	-	-	-	11	11	275	
	1.225-2 – вип.11	ПРГ 60.2.5 - 4т-1 (I=5100)	14	-	14	-	-	28	1275	
	1.225-2 – вип.11	ОП 4.4 -Т	14	-	14	-	-	28	50	
		Сходові площадки								
	1.152.1 - 4, вип.1	ЛПФ 28.13- 5						18	1200	
	1.152.1 - 4, вип.1	ЛПФ 28.13в-5						2	1360	
		Сходові марші								
	1.151.1-4 - вип.1	2ЛМФ 39.14.17-5						20	1420	

Продовження таблиці 4.4.

		Опорні подушки								
	1.225-2, вип.11	ОП 4-4т						20	50	
		Плити перекриття та балконів								

При виконанні будівельних робіт особливу увагу необхідно приділити ретельному і якісному виконанню передбачених в проекті заходів з забезпечення як міцності, так і звукоізоляції будівельних конструкцій, зокрема, на зароблення швів та зазорів між панелями перегородок і перекриттів, між перегородками і стінами, а також між перекриттями і стінами.

При монтажі сантехкомунікацій не допускається пробивання отворів в простінках (і в ділянках під ними) зовнішніх стін.

Отвори в панелях перекриття для пропуску стояків інженерних мереж виконуються шляхом свердління по місцю спеціальними свердлами не порушуючи несучих ребер панелей з послідуною заробкою їх цементним розчином марки 150 чи бетоном класу В15.

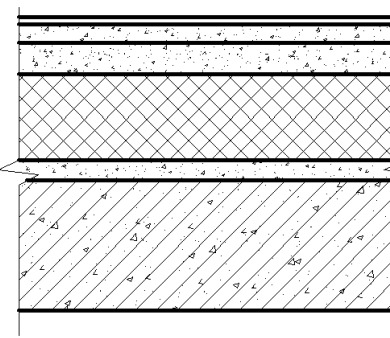
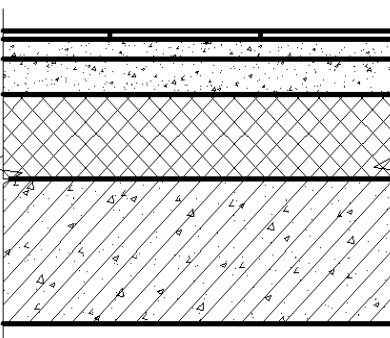
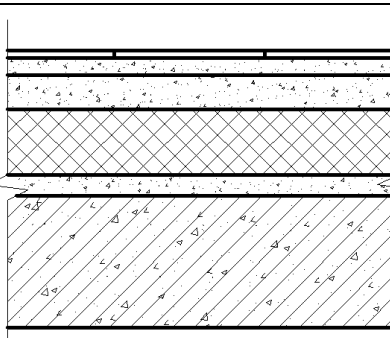
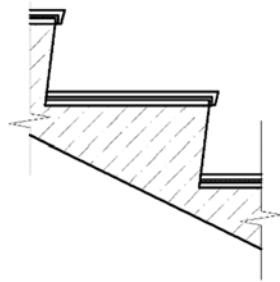
Передбачити звукоізоляцію труб від перекриттів з ущільненням зазорів, наприклад, гільзами з м'якого азбестового картону.

Видалення атмосферних опадів з поверхні покрівлі здійснюється за допомогою зовнішнього водостоку.

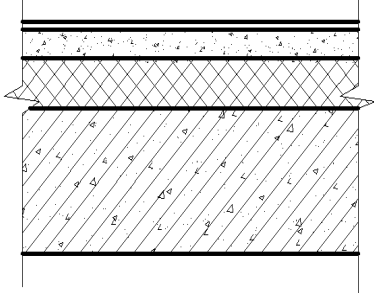
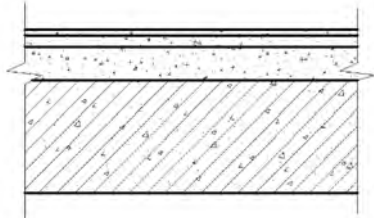
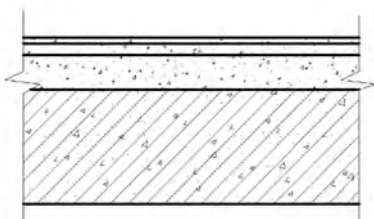
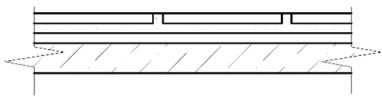

На графічному аркуші 42 наведена специфікація елементів заповнення прорізів.

У таблиці 4.5 наведена експлікація підлоги.

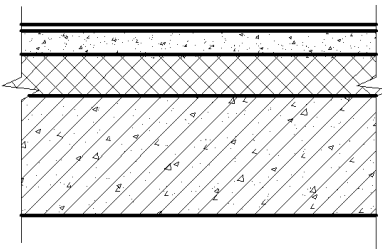
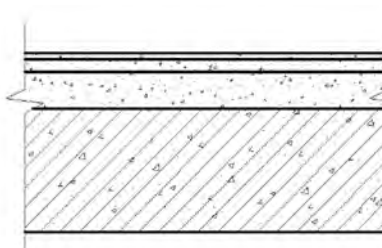
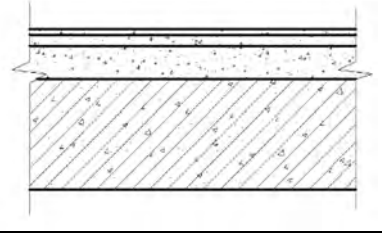
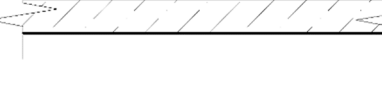
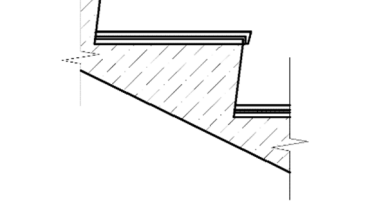
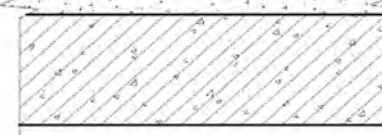
Таблиця 4.5 - Експлікація підлоги

Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Данні елементів підлоги /назва, товщина, мм/	Площа м ²
1	2	3	4
1 поверх			
1 (житлові кімнати, кухні, внутрішньоквартирні коридори, кладові, гардеробні)		Лінолеум на тканинній основі на мастиці - 6 мм; Вирівнюючий шар - 20 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 30 мм; Пароізоляція 1 шар руберойду - 3мм; Утеплювач ПСБ-С по ДСТУ Б EN 13163:2012 - 120 мм; Вирівнююча стяжка - 20 мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.	631,9
2 (ванні кімнати, туалети)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 20 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 34 мм; Гідроізоляція 2 шари руберойду - 6мм; Утеплювач ПСБ-С по ДСТУ Б EN 13163:2012 - 120 мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.	76,2
3 (загальний коридор)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 17 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 30 мм; Гідроізоляція 1 шар руберойду - 3мм; Утеплювач ПСБ-С по ДСТУ Б EN 13163:2012 - 120 мм; Вирівнююча стяжка - 20 мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.	139,4
4 (сходовий марш)		Керамічна плитка сходова - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Існуючий сходовий марш	4,4

Продовження таблиці 4.5.

	2-9 поверхи		
1 (житлові кімнати, кухні, внутрішньоквартирні коридори, кладові, гардеробні)		Лінолеум на тканинній основі на мастиці - 5 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200$ кг/м ³ - 35 мм; Пароізоляція 1 шар синтетичної плівки; Звукоізоляція ПСБ-С по ДСТУ Б EN 13163:2012 - 40 мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.	4971,8
2 (ванні кімнати, туалети)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 14 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200$ кг/м ³ - 40 мм; Гідроізоляція 2 шари руберойду - бмм; 3/б плита перекриття - 220 мм.	644,6
3 (загальний коридор)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 20 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200$ кг/м ³ - 50 мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.	1004,2
4 (сходові площадки)		Керамічна плитка - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN72 - 2..10 мм; Сходова площадка	131,0
5 (сходовий марш)		Керамічна плитка сходова - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN72 - 2..10 мм; Сходовий марш	141,72

Продовження таблиці 4.5.

Мансардний поверх			
1 (житлові кімнати, кухні, внутрішньоквартирні коридори, кладові, гардеробні)		Лінолеум на тканинній основі на мастиці - 5 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 35 мм; Пароізоляція 1 шар синтетичної плівки; Звукоізоляція ПСБ-С по ДСТУ Б EN 13163:2012 - 40 мм; З/б плита перекриття - 220 мм.	663,7
2 (ванні кімнати, туалети)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 14 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 40 мм; Гідроізоляція 2 шари руберойду - 6 мм; З/б плита перекриття - 220 мм	80,4
3 (загальний коридор)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 20 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 50 мм; З/б плита перекриття - 220 мм.	125,5
4 (сходові площадки)		Керамічна плитка - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходова площадка	16,4
5 (сходовий марш)		Керамічна плитка сходова - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходовий марш	17,7
6 (машинне приміщення)		Цементно-піщана стяжка М150 - 50 мм; З/б плита перекриття - 220 мм	36,1

Робочим проектом передбачено утеплення зовнішніх стін плитами “isover” товщиною 100 мм (див. п. 4.1.6).

Утеплення покриття мансардного поверху передбачено жорсткими мінераловатними плитами товщиною 160 мм, а перекриття над підвалом пінополістирольними плитами товщиною 120 мм (див. п. 4.1.6).

4.1.6 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожень

Зовнішні стіни. Зовнішні стіни існуючої частини будівлі до 5 поверху виконані з повнотілої цегли товщиною 510 мм. Вище п'ятого поверху зовнішні стіни зводяться з пустотілої цегли товщиною 380 мм. Розрахункова конструкція стіни показана на рисунку 4.1.



Рисунок 4.1 – Розрахункова конструкція стіни

Місце будівництва с. Чайка, Києво-Святошинський район Київської області.

Для існуючої частини будівлі.

Стіна виконана із цегляної кладки товщиною 510 мм:

$$\gamma_1 = 1800 \text{ кг/м}^3, \lambda_1 = 0,81 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}.$$

Утеплювач мінераловатні плити "isover" $\gamma_2 = 40 \text{ кг/м}^3, \lambda_2 = 0,05 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$.

Зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину $\gamma_3 = 2400 \text{ кг/м}^3, \lambda_3 = 0,81 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$.

Розрахункова температура внутрішнього повітря $t_n = 22^\circ\text{C}$. Згідно додатку [25] визначаємо, с. Чайка відноситься до I температурної зони, нормативний опір передачі становить $R_n = 2,8 \text{ м}^2\cdot\text{C/Вт}$.

Загальний опір теплопередачі визначається як

$$R_n = \frac{1}{\alpha_g} + R_K + \frac{1}{\alpha_3}, [25] \quad (4.1)$$

де - α_B – коефіцієнт теплосприйняття, прийнятий незалежно від призначення для внутрішніх поверхонь приміщення $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{С}$ [25];

α_3 – коефіцієнт тепловіддачі із зовнішньої поверхні для зимових умов, $\alpha_3 = 23 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{С}$ [25];

$R_K = R_1 + R_2 + R_3$, де $R_{1...3}$ - термічний опір кожного шару конструкції.

Визначаємо термічний опір 1-го шару стіни:

$$R_1 = \delta_1 / \lambda_1 = 0,51 / 0,81 = 0,63 \text{ (м}^2 \cdot \text{С/Вт)}.$$

Визначаємо термічний опір 3-го шару стіни:

$$R_3 = \delta_3 / \lambda_3 = 0,02 / 0,81 = 0,0247 \text{ (м}^2 \cdot \text{С/Вт)}.$$

Опір теплопередачі утеплювача згідно формули (4.2)

$$R_{yt} = R_n - \left(\frac{1}{\alpha_e} + R_1 + R_3 + \frac{1}{\alpha_3} \right) \quad (4.2)$$

$$R_{yt} = 2,8 - (0,115 + 0,63 + 0,0247 + 0,0435) = 1,987 \text{ (м}^2 \cdot \text{С/Вт)}.$$

Товщина шару утеплювача

$$\delta_2 = R_2 \cdot \lambda_2 = 1,987 \cdot 0,05 = 0,0993 \text{ м}. \text{ Приймаємо } \delta_2 = 0,10 \text{ м}.$$

Для добудованої частини будівлі.

Стіна виконана із порожнистої цегли товщиною 380 мм:

$$\gamma_1 = 1400 \text{ кг/м}^3, \lambda_1 = 0,58 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°С)}.$$

Утеплювач мінераловатні плити “isover” $\gamma_2 = 40 \text{ кг/м}^3, \lambda_2 = 0,05 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°С)}$.

Зовнішня штукатурка з цементно-піщаного розчину $\gamma_3 = 2400 \text{ кг/м}^3, \lambda_3 = 0,81 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°С)}$.

Визначаємо термічний опір 1-го шару стіни:

$$R_1 = \delta_1 / \lambda_1 = 0,38 / 0,58 = 0,655 \text{ (м}^2 \cdot \text{С/Вт)}.$$

Визначаємо термічний опір 3-го шару стіни:

$$R_3 = \delta_3 / \lambda_3 = 0,02 / 0,81 = 0,0247 \text{ (м}^2 \cdot \text{С/Вт)}$$

Опір теплопередачі утеплювача згідно формули (4.2):

$$R_{yt} = 2,8 - (0,115 + 0,655 + 0,0247 + 0,0435) = 1,962 \text{ (м}^2 \cdot \text{С/Вт)}.$$

Товщина шару утеплювача

$$\delta_2 = R_2 \cdot \lambda_2 = 1,962 \cdot 0,05 = 0,0981 \text{ (м)}. \text{ Приймаємо } \delta_2 = 0,10 \text{ м}.$$

Покриття мансардного поверху

Нормативний опір теплопередачі для покриття десятиповерхової будівлі у I кліматичній зоні складає: $R_0 = 3,3 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ (табл. 2 [25]).

Конструктивне рішення покриття:

- 1 шар руберойду;
- утеплювач-жорсткі мінераловатні плити по гнутих швелерах (крок 500 мм) та затяжках;

- пароізоляція;

- гіпсокартон по направляючим.

Теплотехнічні характеристики матеріалів для умов експлуатації Б:

- руберойд $\lambda_1 = 0,17 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \text{ } ^\circ\text{C}}.$

- мінвата $\lambda_2 = 0,05 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \text{ } ^\circ\text{C}};$

- пергамін $\lambda_3 = 0,17 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \text{ } ^\circ\text{C}};$

- гіпсокартон $\lambda_4 = 0,21 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \text{ } ^\circ\text{C}};$

Загальний термічний опір конструкції без утеплювача

$$R = 0,115 + \frac{0,005}{0,17} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{0,009}{0,21} + 0,0435 = 0,26 \left(\frac{\text{м}^2 \text{ град.}}{\text{Вт}} \right).$$

Потрібна товщина утеплювача

$$\delta_3 = (3,3 - 0,26) 0,05 = 0,152 \text{ (м)}.$$

Приймаємо товщину утеплювача з мінвати 160 мм.

Перекрытие над підвалом

Нормативний опір теплопередачі для перекрыття над підвалом, що розташоване вище рівня землі, у I кліматичній зоні складає: $R_0 = 2,8 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ (табл. 2 [25]).

Конструктивне рішення перекрыття:

Лінолеум на тканинній основі на мастиці - 6 мм;

Вирівнюючий шар - 20 мм;

- Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 30 мм;
 Пароізоляція 1 шар руберойду - 3мм;
 Утеплювач ПСБ-С (пінополістирол) по ДСТУ Б В 2.7-8-94 ;
 Вирівнююча стяжка - 20 мм;
 З/б плита перекриття - 220 мм.

Теплотехнічні характеристики матеріалів для умов експлуатації Б:

- легкий бетон $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ $\lambda = 0,52 \frac{\text{вт}}{\text{м}^0\text{С}};$
 - розчин $\lambda = 0,81 \frac{\text{вт}}{\text{м}^0\text{С}};$
 - руберойд $\lambda = 0,17 \frac{\text{вт}}{\text{м}^0\text{С}};$
 - пінополістирол ПСБ-С $\lambda_s = 0,045 \frac{\text{вт}}{\text{м}^0\text{С}};$
 - лінолеум $\lambda = 0,33 \frac{\text{вт}}{\text{м}^0\text{С}}.$

Загальний термічний опір багатопустотної плити перекриття приймаємо рівним $R^1 = 0,157 \text{ м}^2\text{град./вт.}$

Загальний термічний опір конструкції без утеплювача

$$R = 0,115 + 0,157 + \frac{0,03}{0,52} + \frac{0,003}{0,17} + \frac{0,04}{0,81} + \frac{0,006}{0,33} + \frac{1}{12} = 0,498 \left(\frac{\text{м}^2\text{град.}}{\text{вт}} \right).$$

Потрібна товщина утеплювача

$$\delta_1 = (2,8 - 0,498) 0,045 = 0,105 \text{ (м)}.$$

Приймаємо товщину утеплювача з пінополістиролу ПСБ-С 120 мм.

4.1.7 Зовнішнє оздоблення

Цоколь будинку штукатуриться теразитовою штукатуркою.

Зовнішнє оздоблення стін виконується високоякісною декоративною штукатуркою з гладкою поверхнею по утеплювачу з мінераловатних плит та фарбуванням фасадною фарбою.

Поверхні екранів лоджій, балконів – затирання, фарбування кремнійорганічною емаллю КО-174 за два рази.

Внутрішні поверхні екранів огорожі лоджій і балконів – затирання фарбування водоемульсійною фарбою ВА-17 за два рази.

Дверні коробки і полотна дверей, металеві вироби і деталі – покриття емаллю за два рази.

Водозливи вікон, парапети козирків входів – оцинкована покрівельна сталь. Вікна виконати із металопластикового профілю. Варіант скління вікон по таблиці М1 [25] 4М1-16-4К з опором теплопередачі 0,59 м²К/Вт індивідуального виготовлення з кватирками та вбудованими провітрювачами.

4.1.8 Внутрішнє оздоблення

Цегляні стіни і цегляні перегородки обробляються мокрою штукатуркою.

Стіни, перегородки і стелі обробляються покращеним клейовим фарбуванням, оклеюванням шпалерами. Підлоги в житлових кімнатах, кухнях – лінолеум. В ванних кімнатах і санітарних вузлах стіни оштукатурюються з послідовним покриттям керамічною плиткою, підлога покривається керамічною плиткою, в кухнях стіни оштукатурюються на всю висоту і улаштовується панель з керамічної плитки в зоні розміщення устаткування.

Поверхні залізобетонних панелей на стелі шпаклюються, шви між ними розшиваються цементним розчином. Стелі біляться по шпакльованій поверхні. Поверхні стін сходових кліток штукатуряться з подальшим фарбуванням. Сходові площадки і марші проектується з покриттям керамічною плиткою.

Стіни сміттекамер – облицювання глазурованою керамічною плиткою на ви-соту 2,20 м, вище – покриття олійною фарбою.

Стіни підвалу, водомірного вузла – затирання, місцями – штукатурка, побілка вапном.

Стелі сходових кліток, електрощитової, загальних коридорів – затирання, фарбування клейовим розчином.

Стеля сміттекамери – покриття олійною фарбою. Стеля підвалу, теплового пункту – побілка вапном.

4.1.9 Інженерне обладнання

Опалення і вентиляція.

В будівлі передбачено індивідуальне опалення.

Проект опалення виконаний на розрахункову температуру зовнішнього повітря $t_n = -22^\circ\text{C}$.

В житловому будинку проектом передбачене поквартирне опалення від двохконтурних газових котлів «IMMERGAS» моделі Eolo Mini 24 Kw з герметичною камерою згорання в колективний керамічний канал, що встановлюється в приміщеннях кухонь.

Системи опалення передбачені двохтрубні з нижнім розведенням магістралей із сталевих водогазопровідних труб $\text{Ø}15\text{-}25$ мм ГОСТ 3262 – 75*.

Теплоносій в системах опалення – вода з параметрами $90\text{-}70^\circ\text{C}$.

Нагрівальні прилади – чавунні радіатори MC – 140 M 1 по ГОСТ 8691 – 91. Регулювання тепловіддачі нагрівальних приладів здійснюється радіаторними терморегуляторами з ручним регулюванням P163 $\text{Ø}15$ мм.

Для пом'якшення підживлювальної води в системах опалення передбачається установка фільтруючих елементів з іонообмінним гранулятом «Diaion». Випуск води із систем – через трійники з гнучкими шлангами в каналізацію.

Вентиляція.

Вентиляція приміщень прийнята припливно-витяжна з природним спонуканням.

Приплив повітря в приміщення передбачається через кватирки в вікнах, що відкриваються, через вбудовані у вікнах провітрювачі і за рахунок інфільтрації через будівельні конструкції.

Витяжка повітря передбачена природна за допомогою вентиляційних каналів.

Водопостачання

1. Внутрішній водопровід.

Система внутрішнього водопроводу – господарсько-питна. Витрати води на господарсько питні потреби складають – 73,00 м³/добу (3,89л/с), загальні, в тому числі гарячої.

Проектом передбачається увід водопроводу Ø 90 мм.

Облік витрат холодної води на житловий будинок передбачається водолічильником ВСКМ – 40, що розміщується в окремому приміщенні техпідпілля на вводі водопроводу в житловий будинок та поквартирними лічильниками ЛВОК - 15.

Гаряче водопостачання здійснюється від газових 2-х контурних поквартирних котлів «IMMERGAS» моделі Eolo Mini 24 Kw (турбо), що встановлюються в приміщеннях кухонь. Розрахункова температура гарячої води - 55°C.

Внутрішні мережі холодного і гарячого водопостачання (вище відм. 0.000) прийняті із пластмасових труб Ø16 і Ø 32 мм фірми «Rehau» (Німеччина) з захованим прокладанням в будівельних конструкціях в ізоляції «Термофлекс» , δ=5мм; (нижче відм. 0.000) – із сталевих водогазопровідних оцинкованих труб Ø15 - Ø80 мм по ГОСТ 3262 – 75* в ізоляції «Термофлекс» , δ=0,7мм.

2. Зовнішній водопровід.

Проект виконано у відповідності [32].

Водопостачання житлового будинку запроектовано від міських водопровідних мереж.

Добові витрати води на господарсько-питні потреби складають 73.00 м³.

Увід водопроводу передбачається із пластмасових питних труб ПНД «Т» Ø90 мм по [33] на глибині згідно профілю.

Проектом передбачається підключення житлового 100 квартирного будинку до існуючого водопроводу в існуючому колодязі СВК – 2.

Водопровідний колодязь виконати із залізобетонних кілець Ø1500мм по серії 3.900-3, вип.7, в колодязі встановити запірну і спускную арматуру.

Зовнішнє пожежегасіння житлового будинку передбачається від трьох пожежних гідрантів ПГ - 7.

Витрата води на зовнішнє пожежегасіння прийнята 15 л/сек. згідно [32].

Каналізація

1. Внутрішня побутова каналізація.

Відведення стічної води від санітарно-технічних приладів проводиться внутрішньою системою каналізації через один випуск із кожного блоку в зовнішню мережу.

Внутрішня мережа каналізації проектується із пластмасових труб $\text{Ø}50$ і $\text{Ø}110$ мм згідно з [34], випуски із будівлі - із чавунних труб $\text{Ø}100$ мм згідно з [35].

Каналізаційні мережі прокладаються з захованим прокладанням в будівельних конструкціях і відкрито біля будівельних конструкцій.

Вентиляційні каналізаційні стояки вивести вище покрівлі на 0.5м.

2. Зовнішня каналізація.

Стічні води від житлового будинку скидаються в проектувану дворову каналізаційну мережу з відведенням в міську каналізацію $\text{Ø}500$ мм по вул. Грушевського.

Дворова каналізаційна мережа передбачається $\text{Ø}150$ мм із пластмасових труб ПНД «С» [33].

Каналізаційні колодязі виконуються із залізобетонних кілець $\text{Ø}1000$ мм по серії 3.900-3, вип.7.

Добові витрати каналізаційних побутових стоків від житлового будинку становлять 73,00 м³/добу.

Газопостачання

1. Внутрішнє газопостачання.

Внутрішній газопровід прокладається із сталевих водогазопровідних труб $\text{Ø}15 - \text{Ø}65$ мм по ГОСТ 3262-75* та сталевих електрозварних труб $\text{Ø}125 \times 4$ мм по ГОСТ 10704 – 91 із салі 3ст 2сп не нижче II категорії [36].

При проході газопроводу через будівельні конструкції газопровід прокласти в футлярі із поліетиленових труб по [34].

Після монтажу і випробовування, трубопроводи підлягають фарбуванню олійною фарбою за два рази.

Кріплення газопроводу виконати до стін будівлі по серії 5.905-8.

Газ підводиться до двоконтурних газових котлів «IMMERGAS» моделі Eolo Mini 24 Kw з герметичною камерою згорання в колективній керамічній канал та газових плит ПГ – 4, що встановлюються в приміщеннях кухонь.

Котел обладнаний автоматикою і попереджувальним клапаном.

Розрахункова витрата газу складає 314.40 нм³/год.

Облік витрати газу передбачається газовими лічильниками G – 4 , які встановлюються в кухні кожної квартири.

Вентиляція приміщень кухонь природна. Приплив повітря – через кватирки в вікнах, що відкриваються та через вбудовані у вікна провітрювачі, витяжка – через канали, що проектується. На вентканалах встановити нерегулюючі вентиляційні ґрати.

2. Зовнішній газопровід.

Даний проект передбачає газопостачання 100 квартирною житлового будинку від газопроводу середнього тиску Ø250 мм по вул. Грушевського. Для пониження тиску з середнього на низький на стіні житлового будинку запроектована газова шафова установка ШП – 2 з регулятором РД – 50 М з сідлом Ø25 мм.

Зовнішній газопровід прокласти в траншеї із поліетиленових труб ПЕ 80 ГАЗ SDR 11-75-6.8 по [37] на глибині згідно профілю.

Глибина прокладання труб не менше 1.0м від поверхні землі до верху труби, під дорогою – 1,2м.

Розрахункова витрата газу на житловий будинок складає 314.40 нм³/год.

Електропостачання

В обсяг робочого проекту входять: позамайданчикові мережі електропостачання; внутрішньомайданчикові мережі електропостачання;

зовнішнє електроосвітлення; силове електрообладнання та внутрішнє електроосвітлення.

Електроустановки до 1кВ змінного струму прийняті з глухозаземленою нейтраллю, напруга живлення силового електрообладнання та електричного освітлення прийнята 380/220В.

Основні показники електропостачання приведені в таблиці 4.6.

По надійності електропостачання проєктований будинок відноситься до II категорії.

Облік електроенергії здійснюється на ввідному пристрої ВП житлового будинку.

Таблиця 4.6 - Основні показники електропостачання

Назва показників	Одиниця виміру	Показник
Напруга	кВ	0.380/0.220
Вживана потужність	кВт	200
Орієнтовне річне використання електроенергії електроприймачами	кВт х год	290420

Зовнішнє електроосвітлення запроектоване світильниками типу РКУ-01В-250 на залізобетонних опорах.

Силове електрообладнання. Внутрішнє електроосвітлення.

На кожному поверсі житлового будинку в нішах встановлені поверхові щитки типу ЩЭ-3201 УХЛ4 та ЩЭ-3201 УХЛ4 з автоматичним вимикачем ВА 47-100 для відключення магістральної лінії, автоматичними вимикачами (ВА 47-29) і ПЗВ (диференціальні автомати АД 12) забезпечуючими захист групових ліній кожної квартири і від ураження електричним струмом при випадковому дотику до струмоведучих частин електрообладнання, а також для запобігання виникненню пожежі, що може бути викликана займанням провідників від великого струму стікання на землю.

Стояки до поверхових щитків передбачені кабелем ВВГнг в штрабах, стояки освітлення сходових маршів під шаром штукатурки.

Освітлення сходових маршів передбачено світильниками з лампами розжарення через автоматичні вимикачі (ВА 47-29) та реле витримки часу типу Е 232Е керованими кнопковими вимикачами на кожному поверсі.

У житлових кімнатах, кухнях та передпокоях квартир передбачені клемні колодки для підключення світильників, а в кухнях та коридорах, крім того підвісні патрони.

У вбиральнях квартир над дверима передбачається встановлення стінного патрона, у ванних - установка світильника.

В житлових кімнатах квартир, площею 10 кв. м та більше, передбачена можливість встановлення багатолампових світильників з лампами розжарення з включенням ламп двома частинами.

В кухнях квартир передбачене встановлення п'яти розеток на струм 10А та розетки під малогабаритний газоаналізатор.

Лінії групової мережі, що прокладаються до штепсельних розеток, запроектовані трипровідними (фазний, нульовий робочий та нульовий захисний провідники).

Штепсельні розетки запроектовані з заземлюючими контактами та з захисними пристроями, що закривають штепсельні гнізда.

В передпокоях кожної квартири передбачений електричний дзвоник, а біля входу в квартиру – дзвінкова кнопка.

Освітлення підвалу, електрощитових виконується світильниками з лампами розжарення. Мережа освітлення в підвалі житлового будинку виконується кабелем ВВГнг.

Групові мережі квартир передбачені кабелем ВВГнг під шаром штукатурки, в пустотах будівельних конструкцій. В місцях можливого пошкодження ізоляції кабель прокладається в ПВХ трубах.

Ремонтна мережа електрощитових передбачена через ящики з понижуючими трансформаторами ЯТП-0.25-220/42В.

Будівля буде підключена до міської телефонної мережі.

Протипожежний захист

Ступінь вогнестійкості житлового будинку – II.

На генеральному плані робочим проектом забезпечені протипожежні відстані між будівлями та спорудами, а також дороги для проїзду пожежних машин.

Конструктивні елементи будівель забезпечують необхідний термін вогнестійкості і розповсюдження вогню по них.

Характеристика будівельних конструкцій:

- цегляні стіни товщиною 510 мм з межею вогнестійкості 11 год.;
- цегляні перегородки товщиною 120 мм з межею вогнестійкості 2,5 год.;
- залізобетонні перекриття з межею вогнестійкості 0,8 год.;
- протипожежні двері з межею вогнестійкості 0,6 год.

Сходові марші і шляхи евакуації запроектовані з врахуванням вимог ДБН В.2.2-15:2019 «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. З Поправкою» і ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» у відношенні ширини, схилів, вогнестійкості огорожувальних конструкцій, напрямків відчинення дверей та ін.

Як другий евакуаційний вихід з кожної квартири прийнятий вихід на балкон з глухим простінком від торця балкону до віконного прорізу розміром 1,2 м.

Для оздоблення приміщень горючі матеріали не застосовані.

Утеплювач горища та цегляних стін прийнятий з неспалимого матеріалу.

Приміщення підвалу, які призначені для розташування інженерного обладнання та прокладання комунікацій, відокремлені від інших приміщень протипожежними перегородками з протипожежними та важкогорючими дверима з ущільненням в притулах.

Кожний блок підвалу має два вікна розмірами 0,9х1,2 м та безпосередній вихід на вулицю.

На перепадах даху та горищ встановлені вертикальні драбини. У будинку передбачений брандмауер.

На підставі протипожежних вимог в житловому будинку витяжні канали виведені на 0,5 м вище покрівлі.

Сміттєзбірна камера обладнана спринклерними автоматичними установками пожежогасіння у відповідності до вимог ДБН В.2.2-15:2019 «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. З Поправкою».

Зовнішнє пожежогасіння житлового будинку передбачається від двох пожежних гідрантів, що проектуються.

Огороджувальні конструкції ліфтових шахт і машинних відділів ліфтів мають межу вогнестійкості не менше 0,75 год.

Система керування пасажирським ліфтом з автоматично розсувними дверима кабіни і шахти передбачає його роботу у режимі "пожежна небезпека".

Після надходження сигналу про пожежу система керування автоматично переходить в режим "пожежна небезпека", при якому забезпечується миттєве опускання кабіни на перший поверх, де здійснюється евакуація людей з будівлі.

4.2 Перевірка несучої здатності основ і фундаментів

4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов майданчику

Ділянка розташована в Києво-Святошинському районі Київської області на 17 км Житомирського шосе (в 900 м від автодороги). Район робіт відноситься до Поліської низовини.

Рельєф майданчику в цілому рівнинний, з загальним ухилом до півночі. Абсолютні відмітки поверхні змінюються від 140,7 до 160,8 м. Територія являє собою зандрову рівнину, місцями заболочену.

Нормативна глибина промерзання 0,8 м.

У геологічній будові ділянки на розвідану глибину 18,0-21,5 м приймають участь четвертинні відкладення флювіогляціального генезису, представлені товщею пісків, які підстилаються нижньочетвертинними суглинками і супісками елювіального походження. З поверхні залягають ґрунти рослинного шару

незначної потужності 0,3-0,5 м і шар супіску флювіогляціального генезису товщиною від 2,0 до 4,0 м.

Ґрунти основи не засолені, не просідні.

Є один безнапірний рівень підземних вод, вкритий більшістю свердловин на глибині 2,5 м. Територія майданчику підтоплювана.

На майданчику виділені такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ №1 – рослинний шар, потужність від 0,2 до 0,6 м.

ІГЕ № 2 – супісок легкий, пилюватий, сірий, жовтий і бурий, твердий з гніздами і прошарками піску, з вкрапленнями гідроокисів марганцю і заліза, з карбонатними включеннями, потужність від 0,6 до 4,2 м. Зустрічається як в покрівлі водно-льодовикових відкладів, так і в вигляді прошарків і лінз в їх товщі.

ІГЕ № 3 – пісок кварцовий, середньої крупності, сірувато-жовтий, з вкрапленнями гідроокисів заліза, щільний, ІГЕН № IX – насичений водою. Потужність від 1,8 до 2,5 м.

ІГЕ № 4 - суглинок легкий, пилюватий, сірий і бурий, напівтвердий з гніздами і прошарками піску, з вкрапленнями гідроокисів марганцю і заліза, з карбонатними включеннями, текучий. Зустрічається на глибинах від 6,0 до 16,2 м.

У таблиці 4.7 наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунту, на рисунку 4.2 – геологічна колонка товщі ґрунтів.

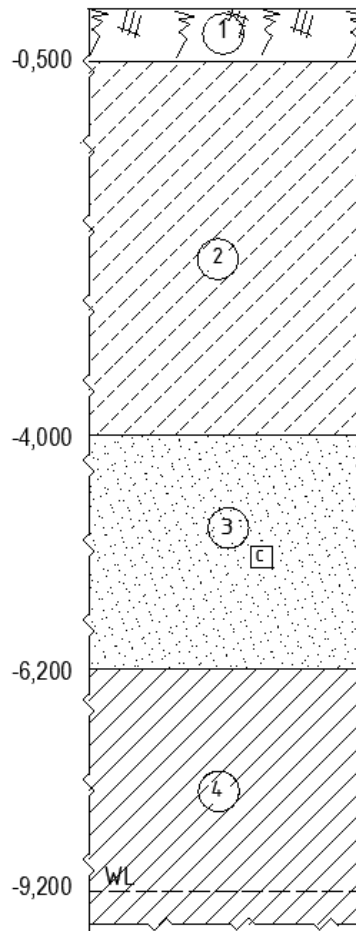


Рисунок 4.2 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику

Таблиця 4.7 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	W _l	W _p	I _p	I _l	e	S _r	C, кПа	ϕ , град.	ν	E, МПа	R _o , кПа	Потужність шару, м
Рослинний шар	17,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3-0,5
Супісок пластичний жовтий	18,5	27,0	0,18	0,18	0,13	0,05	0,3	0,72	0,68	7	26	0,30	7,4	200	3,2-3,7
Пісок середньої крупності	18,9	26,6	0,21	-	-	-	-	0,70	0,80	1	34	0,27	29	400	2,0-2,4
Суглинок сірий	18,6	26,8	0,26	0,32	0,22	0,10	0,3	0,82	0,85	19	19	0,37	12	180	12,0-14,0

Питома вага ґрунтів з урахуванням виважувальної дії води визначається за формулою 4.3:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (4.3)$$

$$\gamma_{sb,2} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27,0 - 10}{1 + 0,72} = 9,88 (\text{кН} / \text{м}^3);$$

$$\gamma_{sb,3} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,7} = 9,76 (\text{кН} / \text{м}^3);$$

$$\gamma_{sb,4} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,8 - 10}{1 + 0,82} = 9,23 (\text{кН} / \text{м}^3).$$

4.2.2 Конструктивна характеристика реконструйованого спального корпусу

Спальний корпус на 219 місць має безкаркасну конструктивну схему з поперечними несучими стінами з цегли товщиною 510-380 мм (перший поверх внутрішніх стін товщиною 510 мм, далі – 380 мм, зовнішні стіни товщиною 510 мм). Перекриття з збірних залізобетонних круглопустотних панелей, покрівля плоска, руберойдна. Будівля має підвал, 5 поверхів.

Фундаменти під стіни переважно збірні стрічкові. Стіни підвалу з збірних бетонних блоків.

Поздовжні самонесучі стіни спираються на фундаментні балки, що укладені на виступи стрічкових фундаментних плит, які є фундаментами поперечних несучих стін. Таке рішення не є вдалим, оскільки створює концентрацію напружень під підшвами крайніх плит.

За відмітку нуля першого поверху прийнята відмітка $\pm 0,000 - 158,000$.

Глибина закладання фундаментів:

➤ (в осях 1 – 9):

від відмітки планування $d = 2,62 - 1,00 = 1,62 \text{ м};$

від підлоги підвалу $d_1 = 2,62 - 2,10 = 0,52 \text{ м};$

➤ (по осі 7):

від підлоги підвалу $d_1 = 3,22 - 2,7 = 0,52 \text{ м};$

➤ (по осі 9):

від підлоги підвалу $d_1 = 3,32 - 2,7 = 0,62$ м;

➤ (в осях 5– 10):

від відмітки планування $d = 2,62 - 1,00 = 1,62$ м;

від підлоги підвалу $d_1 = 2,62 - 2,1 = 0,52$ м;

➤ (в осях 9– 13):

від відмітки планування $d = 2,62 - 1,00 = 1,62$ м ($d = 3,62 - 1,0 = 2,62$ м);

від підлоги підвалу $d_1 = 2,62 - 2,1 = 0,52$ м ($d_1 = 3,62 - 2,1 = 1,52$ м).

4.2.3 Визначення максимального навантаження, яке можна передати на існуючі фундаменти виходячи з міцності ґрунту і порівняння його з проектним

Збір навантажень наводимо для фундаментів основних несучих елементів:

- внутрішніх поперечних несучих стін;
- торцевих поперечних несучих стін.

Вага 1 м² конструкції підлоги з лінолеуму:

- Лінолеум 5мм 0,09 кН;
- Стяжка з легкого бетону 12x0,035 0,42 кН;
- Пароізоляція 0,05 кН;
- Звукоізоляція (плити пінополістирольні
ПСП-С 50 кг/м³) 0,02 кН;
- Разом 0,58 кН.

Вага 1 м² конструкції підлоги з керамічної плитки:

- Плитка 20x0,01 0,20 кН;
- Стяжка з цем.-піщаного розчину 18x0,02 0,36 кН;
- Стяжка з легкого бетону 12x0,05 0,60 кН;
- Разом 1,16 кН.

Для існуючих перекриттів додатково

- Гравій керамзитовий 6x0,06 0,36 кН;
- Стяжка з цем.-піщаного розчину 18x0,02 0,36 кН;

Разом

0,72 кН.

Вага 1 м² конструкції підлоги перекриття мансардного поверху з керамічної плитки:

- Плитка 20x0,01 0,20 кН;
- Стяжка з цем.-піщаного розчину 18x0,014 0,252 кН;
- Стяжка з легкого бетону 12x0,04 0,60 кН;
- Гідроізоляція 0,01 кН;

Разом

1,06 кН.

Вага 1 м² конструкції покрівлі 2,0 кПа.

Вага існуючих перегородок з гіпсобетонних панелей та нових перегородок з гіпсокартонних листів 1,1 кПа.

Коефіцієнт сполучень для корисних навантажень

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,59.$$

У таблицях 4.8, 4.9 показаний збір навантажень для основних несучих стін при виконаних у будівлі конструкціях.

Таблиця 4.8 - Фундаменти під внутрішні поперечні несучі стіни (крім осей 2, 13 та Б) (навантаження в рівні підлоги підвалу). Вантажна площа перекриття 6,1 м²

Вид навантаження	X _c , кН/м	γ _{fm}	X _m , кН/м
Постійні			
1. Вага стіни підвалу 0,5 x 2,1 x 24,0	25,2	1,1	27,7
2. Вага стіни (3,3x0,59+3,3x0,46x4)x20+(3,3x0,42x5+1,5x0,42)x16	281,3	1,1	309,5
3. Вага плит перекриттів 3,0x6,1x10	183,0	1,1	201,3
4. Вага підлоги: 2,0x6,1x5+1,2x6,1x4+1,06x6,1	96,7	1,3	125,8
5. Вага покрівлі 2,0x6,44	12,9	1,3	16,7
Σ пост.	599,1		681,0
Змінні			
6. Перегородки 1,1x6,1x10	67,1	1,3	87,2
7. Корисне 1,5x6,1x10x0,59	54,0	1,3	70,2
8. Сніг 1,55x6,1 (γ _{fe} =0,49)	4,6	1,14	10,8
Σ змін.	126,0		168,8
з урахуванням ψ ₁ =0,95	119,7		160,3

Вид навантаження	X_e , кН/м	γ_{fm}	X_m , кН/м
Σ пост.+змін.	718,8		841,3
з урахуванням $\gamma_n = 0,975$ для 2 групи граничних станів, $\gamma_n = 1,1$ для 1 групи граничних станів	700,8	1,32	925,4

Таблиця 4.9 - Фундаменти під торцеві поперечні несучі стіни по осях 1 та 9.
Вантажна площа перекриття 3,05 м²

Вид навантаження	X^n , кН/м	γ_f	X , кН/м
Постійні			
1. Вага стіни підвалу 0,5 x2,7x24,0	32,4	1,1	35,6
2.Вага стіни 3,3x0,59x5x20+(3,3x0,55x5+1,5x0,55)x16+0,29x16x1,0	357,7	1,1	393,5
3.Вага плит перекриття 3,0x3,05x10	91,5	1,1	100,7
4. Вага підлоги: 2,0x3,05x5+1,2x3,05x4+1,06x3,05	48,4	1,3	62,9
5.Вага покрівлі 2,0x3.22	6,4	1,3	8,4
Σ пост.	536,4		601,1
Змінні			
6.Перегородки 1,1x3,05x10	33,6	1,3	43,6
7. Корисне 1,5x3,05x10x0,59	27,0	1,3	35,1
8. Сніг 1,55x3,22 ($\gamma_{fe}=0,49$)	2,4	1,14	5,7
Σ змін.	63,0		84,4
з урахуванням $\psi_1=0,95$	59,9		80,2
Σ пост.+змін.	596,3		681,3
з урахуванням $\gamma_n = 0,975$ для 2 групи граничних станів, $\gamma_n = 1,1$ для 1 групи граничних станів	581,4	1,29	749,4

Згідно з геологічним розрізом основою для фундаментів служить ІГЕ № 2 – супісок легкий, пилюватий, з характеристиками: $\phi_{II}=26^0$; $c_{II}=7$ кПа; $\gamma_{II}=18,5$ кН/м³; $I_L > 1$.

Потужність шару супіску під подошвами фундаментів 3.0 – 4.0 м, нижче залягає пісок кварцовий, середньої крупності, насичений водою.

1. Фундаменти під внутрішніх поперечні несучі стіни.

Плитна частина стрічкових фундаментів під внутрішні поперечні несучі стіни у переважній кількості випадків виконана за проектом у вигляді фундаментних плит ФЛ – 28.12-2.

Розрахунковий опір при прийнятих розмірах подошви визначаємо за формулою 4.4 [8]:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}), \quad (4.4)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи;

k_z – коефіцієнт, що приймають при $b < 10\text{м}$ – $k_z = 1$, при $b \geq 10\text{м}$ – $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8\text{м}$);

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймаються за таблицею Е.8, [16];

k – коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо прийняті за таблицею В.1-В.2 [8];

b – ширина подошви фундаменту;

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), кН/м^3 ;

γ'_{II} – те саме, що залягають вище подошви;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа ;

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу.

Приймаємо, виходячи з найменшого значення глибини закладання:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,84 \cdot 2,8 \cdot 1,0 \cdot 18,5 + 4,37 \cdot 0,52 \cdot 17,0 + 3,37 \cdot 1,1 \cdot 17,0 + 6,9 \cdot 7,0) = 212,8 \text{ (кПа)}.$$

Максимальне значення навантаження, яке можна передати на фундамент:

$$N_e = RA - G_{\phi} = 212,8 \cdot 2,8 - 2,8 \cdot 0,52 \cdot 25 = 559,5 \text{ (кН / м)}.$$

Значення навантаження на фундамент за проектом, згідно з таблиці 4.8
 $N_e = 700,8 \text{ кН/м}$.

Таким чином, при добудові п'яти поверхів фундаменти під середні несучі стіни потребують підсилення.

2. Фундаменти під торцеві поперечні несучі стіни.

Плитна частина стрічкових фундаментів під торцеві поперечні несучі стіни виконана за проектом у вигляді фундаментних плит ФЛ – 16.24-2 і ФЛ-14.24-2 з глибиною закладання нижче підлоги підвалу $d_1 = 0,62$ м.

$$R = \frac{1,1 \times 1,0}{1,0} (0,84 \times 1,4 \times 1,0 \times 18,5 + 4,37 \times 0,62 \times 17,0 + 3,37 \times 1,1 \times 17,0 + 6,9 \times 7,0) = 197,0 \text{ (кПа)}.$$

Максимальне значення навантаження, яке можна передати на фундамент

$$N_e = RA - G_\phi = 197,0 \cdot 1,4 - 1,4 \cdot 0,62 \cdot 25 = 254,2 \text{ (кН / м)}.$$

Значення навантаження на фундамент за проектом, згідно з таблиці 4.9 $N_e = 581,4$ кН/м.

Таким чином, при добудові п'яти поверхів фундаменти під торцеві поперечні несучі стіни потребують підсилення.

3. Фундаменти під місцями спирання фундаментних балок для поздовжніх само несучих стін.

Додаткове зосереджене зусилля від ваги поздовжньої стіни, яке сприймає фундамент під поперечну несучу стіну:

$$N_{\text{дод.}} = 0,51 \cdot (16,5 + 2,1) \cdot 6,44 \cdot 0,85 \cdot 19 = 986,6 \text{ (кН)},$$

З урахуванням коефіцієнту надійності за навантаженням і ступенем відповідальності:

$$N_{\text{дод.}} = 986,6 \cdot 1,1 \cdot 0,975 = 1085,3 \text{ (кН)}.$$

Припустимо, що розподілення зосередженого зусилля здійснюється на довжину стрічкового фундаменту під поперечною стіною $1,2 + 0,6 + 2,1 = 3,9$ м, тоді погонне додаткове навантаження:

$$g_{\text{дод.}} = \frac{986,6}{3,9} = 253 \text{ (кН / м)}.$$

В місцях спирання фундаментних балок розміщено по одній плиті ФЛ 32.12-2.

Приймаємо, виходячи з найменшого значення глибини закладання:

$$R = \frac{1,1 \times 1,0}{1,0} (0,84 \times 3,2 \times 1,0 \times 18,5 + 4,37 \times 0,52 \times 17,0 + 3,37 \times 1,1 \times 17,0 + 6,9 \times 7,0) = 219,6 \text{ (кПа)}.$$

Тиск під подошвами крайніх фундаментних плит поперечних рядів:

$$p = \frac{7008 \cdot 3,9 + 9866}{2,8(3,9 - 1,2) + 3,2 \cdot 1,2} = 3263 \text{ кПа} > R = 219,6 \text{ кПа}$$

Таким чином існуюче рішення фундаментів поздовжніх стін також не дозволяє збільшувати навантаження без підсилення.

4.2.4 Обґрунтування вибору варіантів підсилення основ та фундаментів

Перевірочні розрахунки (див. п. 4.2.3) показали, що існуючі фундаменти мають площу подошви, не достатню для сприйняття навантажень після надбудови. Тому розглянемо 2 можливих варіанти підсилення основ та фундаментів.

Варіант 1. Розглянемо варіант підсилення короткими буроін'єкційними палями. Улаштування буроін'єкційних паль здійснюється безпосередньо через конструкцію існуючого фундаменту, що дозволяє зменшити об'єм земляних робіт.

Приймаємо буроін'єкційні палі діаметром 250 мм і довжиною 3 м.

Варіант 2. Розглянемо варіант підсилення довгими буроін'єкційними палями. Перевагою буроін'єкційних паль є можливість їх утворення крізь тіло старого фундаменту, що забезпечує їх включення у роботу без улаштування нового ростверку.

Приймаємо буроін'єкційні палі діаметром 250 мм і довжиною 6 м.

Роботи з улаштування паль проводяться у такій послідовності.

1. Буріння свердловин крізь конструкцію фундаменту. Буріння необхідно здійснювати під захистом обсадних труб.

2. Опускають у порожнини металеві каркаси паль. Каркаси складаються з трьох стержнів арматури діаметром 10-16 мм і круглих хомутів, діаметр яких на 10-16 мм менше діаметру свердловини. Каркаси опускають секціями по 2 м, що регламентується висотою приміщення підвалу.

3. Здійснюють бетонування стволів паль по мірі витягування обсадних труб через ін'єкційні труби діаметром 25-50 мм цементно-піщаним розчином, який подається під тиском до 0,3 МПа.

4. Після заповнення свердловини розчином ін'єкційні труби витягують на поверхню, а свердловину опресовують через клапан стисненим повітрям під тиском 0,3-0,5 МПа. Після опресування стисненим повітрям свердловину заповнюють цементно-піщаним розчином до її гирла.

4.3 Розрахунок підсилення фундаментів

Варіантне проектування підсилення фундаментів виконуємо для фундаментів під внутрішні поперечні несучі стіни, як найбільш навантажені.

4.3.1 Розрахунок підсилення фундаменту бурін'єкційними палями довжиною 6 м.

Конструктивне рішення і положення паль у ґрунті показане на рисунку 4.3.

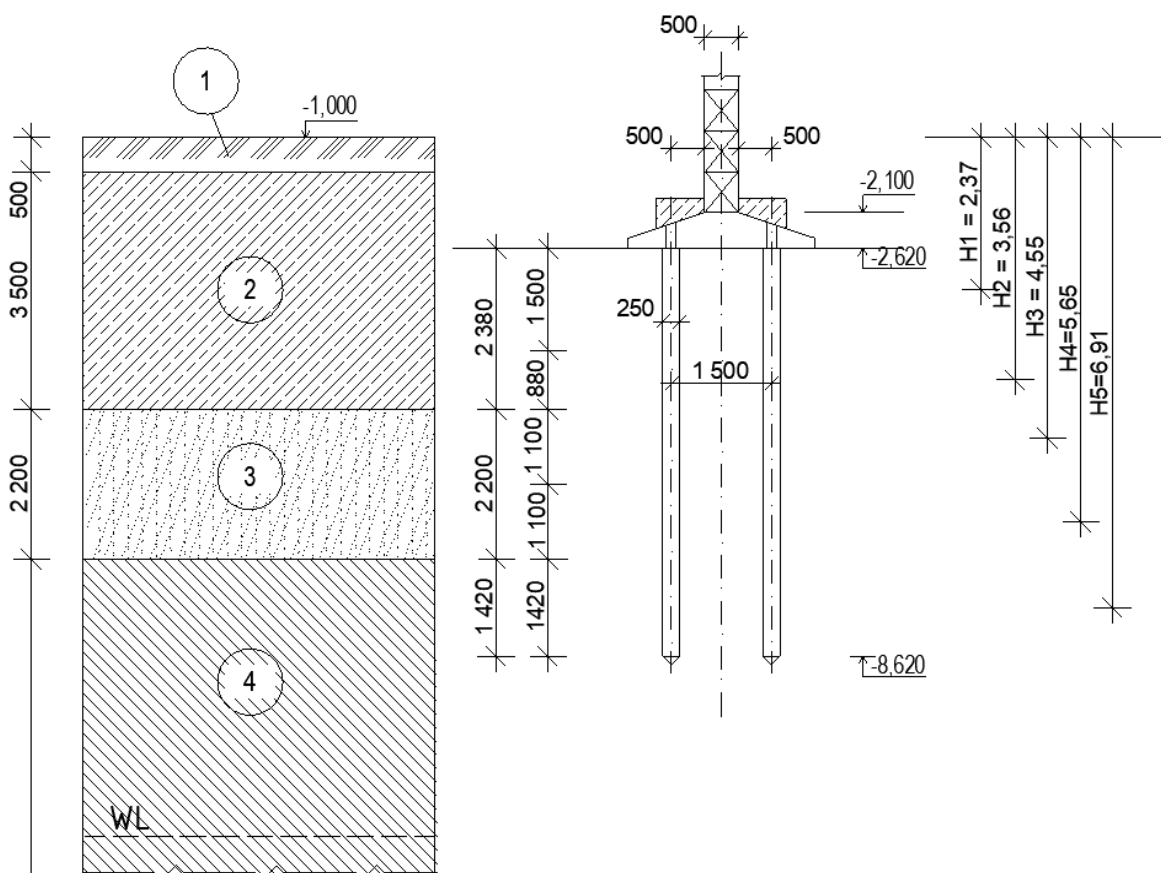


Рисунок 4.3 - Положення бурін'єкційних паль у ґрунті

З рисунку 4.3 видно, що основою для паль служать ґрунти ІГЕ 4 – суглинок м'якопластичний.

Оскільки ширина підшви існуючого фундаменту значна, то він буде працювати у складі новоствореного пального фундаменту.

Частка навантаження, що сприймається існуючим фундаментом:

$$N_1^{\text{II}} = \sigma_{\text{mt}} \cdot A = 167,0 \cdot 2,8 = 467,6 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту:

$$\sum N^{\text{II}} = N_0^{\text{II}} + G_f^{\text{II}} + G_r^{\text{II}} + G_s^{\text{II}} = 700,8 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 742,8 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту:

$$\sum N^{\text{I}} = N_0^{\text{I}} + G_f^{\text{I}} + G_r^{\text{I}} + G_s^{\text{I}} = 925,4 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 976,2 \text{ (кН / м)}.$$

Середнє значення коефіцієнту надійності за навантаженням $\gamma_{f.mt}$ визначається:

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^{\text{I}}}{\sum N^{\text{II}}} = \frac{976,2}{742,8} = 1,314$$

Навантаження, яке потрібно передати на палі:

$$N_2^{\text{I}} \geq (\sum N^{\text{II}} - N_1^{\text{II}}) \cdot \gamma_{f-mt} = (742,8 - 467,6) \cdot 1,314 = 361,6 \text{ (кН / м)}.$$

Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку .

Осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі складає [38]:

$$I_{\text{Lсер.}} = \frac{\sum I_{L_i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,3 \cdot 2,38 + 0,2 \cdot 2,2 + 0,3 \cdot 1,42}{6,0} = 0,263.$$

Решта вхідних даних за рисунком 4.3 та рекомендаціями [8]. Коефіцієнт умов роботи палі по боковій поверхні для бурюін'єкційних паль складає у супісках і суглинках $\gamma_{cf} = 0,8$, у пісках $\gamma_{cf} = 0,9$.

Осереднене значення коефіцієнту умов роботи по боковій поверхні

$$\gamma_{cf,сеп} = \frac{\sum \gamma_{cf,i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,8 \cdot 2,38 + 0,9 \cdot 2,2 + 0,8 \cdot 1,42}{6,0} = 0,837.$$

Визначимо несучу здатність і потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі $N_2^I = 361,6$ (кН/м).

Визначення значення опору по бічній поверхні для палі наведено у таблиці 4.10 [8].

Таблиця 4.10 - Розрахунок опору по бічній поверхні

$H_i, м$	$h_i, м$	Показник текучості	γ_{cf}	f_i	$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i$
2,37	1,5	$I_L = 0,3$	0,8	31,85	38,22
3,56	0,88	$I_L = 0,3$	0,8	36,68	25,82
4,55	1,1	$I_L = 0$	0,9	54,65	54,11
5,65	1,1	$I_L = 0$	0,9	57,3	56,73
6,91	1,42	$I_L = 0,3$	0,8	36,37	41,32
					$\Sigma = 216,2$

Визначимо несучу здатність палі за формулою 4.5 [8]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cR} f_i h_i) \quad (4.5)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі;

γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A – площа спирання палі, м²;

u – периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, кПа;

h_i – товщина i -го шару, дотичного з бічною поверхнею палі, м.

$$F_d = 1(1 \cdot 791,34 \cdot (3,14 \cdot 0,25^2 / 4) + 3,14 \cdot 0,25 \cdot 216,2 = 208,53(\text{кН}).$$

Опір під нижнім кінцем палі відповідно до таблиці Н.3.3 [8]:

$$R = 791,34 \text{ кПа}$$

Несуча здатність палі за результатами розрахунку $F_d = 208,53$ кН, допустиме навантаження на палю:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{208,53}{1,4} = 148,96(\kappa H).$$

Потрібна кількість палей:

$$n = \frac{N_2^I \cdot k}{N} = \frac{361,6 \cdot 1,1}{148,96} = 2,67 \text{ шт}$$

Потрібна кількість палей на 1 п.м - 2,67 шт.

Потрібний крок палей при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{2,67 \cdot 1,1} = 0,68 \text{ (м)}$$

За результатами потрібний розрахунковий крок менший за $3d$, що вказує на дворядне розміщення палей, виконаємо перерахунок зі ступенем реалізації палей та ростверку по даних математичного моделювання:

Частка навантаження, що сприймається існуючим фундаментом:

$$N_1^{\text{II}} = R \cdot A = 219,6 \cdot 1,07 \cdot 2,8 = 657,92(\kappa H / \text{м}).$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту:

$$\sum N^{\text{II}} = N_0^{\text{II}} + G_f^{\text{II}} + G_r^{\text{II}} + G_s^{\text{II}} = 700,8 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 742,8(\kappa H / \text{м}).$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту:

$$\sum N^{\text{I}} = N_0^{\text{I}} + G_f^{\text{I}} + G_r^{\text{I}} + G_s^{\text{I}} = 925,4 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 976,2(\kappa H / \text{м}).$$

Середнє значення коефіцієнту надійності за навантаженням $\gamma_{f.mt}$ складає:

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^{\text{I}}}{\sum N^{\text{II}}} = \frac{976,2}{742,8} = 1,314$$

Навантаження, яке потрібно передати на палі:

$$N_2^{\text{I}} \geq (\sum N^{\text{II}} - N_1^{\text{II}}) \cdot \gamma_{f-mt} = (742,8 - 657,92) \cdot 1,314 = 111,53(\kappa H / \text{м}).$$

Визначення несучої здатності палей і розміщення їх у ростверку.

Осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі (див. рис. 4.3) складає [38]:

$$I_{L_{\text{сер.}}} = \frac{\sum I_{L_i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,3 \cdot 2,38 + 0,2 \cdot 2,2 + 0,3 \cdot 1,42}{6,0} = 0,263.$$

Решта вхідних даних за рисунком 4.3 та рекомендаціями [8]. Коефіцієнт умов роботи палі по боковій поверхні для буроін'єкційних паль складає у супісках і суглинках $\gamma_{cf} = 0,8$, у пісках $\gamma_{cf} = 0,9$.

Осереднене значення коефіцієнту умов роботи по боковій поверхні

$$\gamma_{cf, \text{сер.}} = \frac{\sum \gamma_{cf, i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,8 \cdot 2,38 + 0,9 \cdot 2,2 + 0,8 \cdot 1,42}{6,0} = 0,837.$$

Визначимо несучу здатність і потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі $N_2^I = 111,53$ (кН / м).

Визначимо розрахунковий опір по бічній поверхні [8]:

Таблиця 4.2 - Розрахунок опору по бічній поверхні

$H_i, \text{ м}$	$h_i, \text{ м}$	Показник текучості	γ_{cf}	f_i	$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i$
2,37	1,5	$I_L = 0,3$	0,8	31,85	38,22
3,56	0,88	$I_L = 0,3$	0,8	36,68	25,82
4,55	1,1	$I_L = 0$	0,9	54,65	54,11
5,65	1,1	$I_L = 0$	0,9	57,3	56,73
6,91	1,42	$I_L = 0,3$	0,8	36,37	41,32
					$\Sigma = 216,2$

Визначимо несучу здатність палі за формулою 4.5 [8]:

$$F_d = 1(1 \cdot 791,34 \cdot (3,14 \cdot 0,25^2 / 4) + 3,14 \cdot 0,25 \cdot 216,2) = 208,53 \text{ (кН)}.$$

Опір під нижнім кінцем паль, відповідно до таблиці Н.3.3 [8]:

$$R = 791,34 \text{ кПа}$$

Несуча здатність палі з урахуванням ступеню реалізації несучої здатності палі $F_d = 208,53 \times 0,28 = 58,39$ кН, допустиме навантаження на палю:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{208,53}{1,4} = 148,95 \text{ (кН)}.$$

Потрібна кількість паль:

$$n = \frac{N_2^I \cdot k}{N} = \frac{111,53}{58,39} = 1,91 \text{ шт}$$

Потрібна кількість палів на 1 п.м - 1,91 шт.

Потрібний крок палів при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{1,91 \cdot 1,1} = 0,95 \text{ (м)}.$$

Отже варіант з урахуванням ступеню реалізації несучої здатності палів, виявився краще, оскільки палів можна розміщувати в один ряд, що сприяє економічному ефекту.

Визначимо несучу здатність палів по матеріалу ствола.

Оскільки навколо палів є ґрунт ІГЕ 2 потужністю $h_g = 2,4$ м з модулем деформації, близьким до $E = 5$ МПа, то вважаємо ствол палів жорстко зацемленим у ґрунті, починаючи з глибини не менше $2 h_g = 2 \cdot 2,4 = 4,8$ (м) ($15d = 15 \cdot 0,25 = 3,75$ м $> h_g = 2,4$ м).

Несуча здатність палів по матеріалу ствола при армуванні $3\varnothing 12$ А400С, як позациентрово стисненого стержня з бетону класу С12/15, згідно з [39, 40]. Початковий ексцентриситет, згідно з [41], п.б.б,

$$e_0 = 0,002 \cdot l_0 = 0,002 \cdot 4,8 = 0,0096 \text{ (м)} < 1 \text{ см, приймаємо } e_0 = 1 \text{ см.}$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,25^2}{4} = 0,0491 \text{ (м}^2\text{)};$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,0491} = 0,0069 < 0,025;$$

$$I_b = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \cdot 0,25^4}{64} = 19,16 \cdot 10^{-5} \text{ (м}^4\text{)};$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{d} = \frac{0,01}{0,25} = 0,04;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b I_b}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) = \frac{6,4 \cdot 23 \cdot 10^6 \cdot 19,16 \cdot 10^{-5}}{2,0 \cdot 4,8^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,04} + 0,1 \right) = 542,1 \text{ (кН)};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{148,95}{542,1}} = 1,379;$$

$$\xi = \frac{R_s A_{s,r}}{R_b A_b} = \frac{365000 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4}}{8500 \cdot 0,0491} = 0,296;$$

$$\phi_{n1} = \frac{N}{R_b A_b} = \frac{148,95}{8500 \cdot 0,0491} = 0,36.$$

За графіком [40] $B_{0r} = 0,46$.

Перевіримо виконання граничної нерівності

$$Ne_0 = 148,95 \cdot 0,01 = 1,48 \text{ кНм}) < \gamma_{cg} B_{0r} R_b \gamma_b A_b r = 0,837 \cdot 0,46 \cdot 8500 \cdot 0,85 \cdot 0,0491 \cdot 0,125 = 17,07 \text{ (кНм)}.$$

Отже міцність палі по матеріалу ствола забезпечена, тому приймаємо за допустиме навантаження на палю $N = 148,95$ (кН) (по ґрунту).

Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги палі.

$$\text{Вага палі } G_{пали} = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,252 \cdot 6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 8,9 \text{ (кН)}$$

Загальне розрахункове навантаження на одну палю

$$111,59 \cdot 0,95/2 + 8,9 = 61,91 \text{ (кН)} < N = 148,95 \text{ кН}.$$

Отже, несуча здатність палі при обраному їх розташуванні забезпечена.

4.3.2 Розрахунок підсилення фундаменту бурин'єкційними палями довжиною 3 м.

Конструктивне рішення і положення палі у ґрунті показане на рисунку 4.4

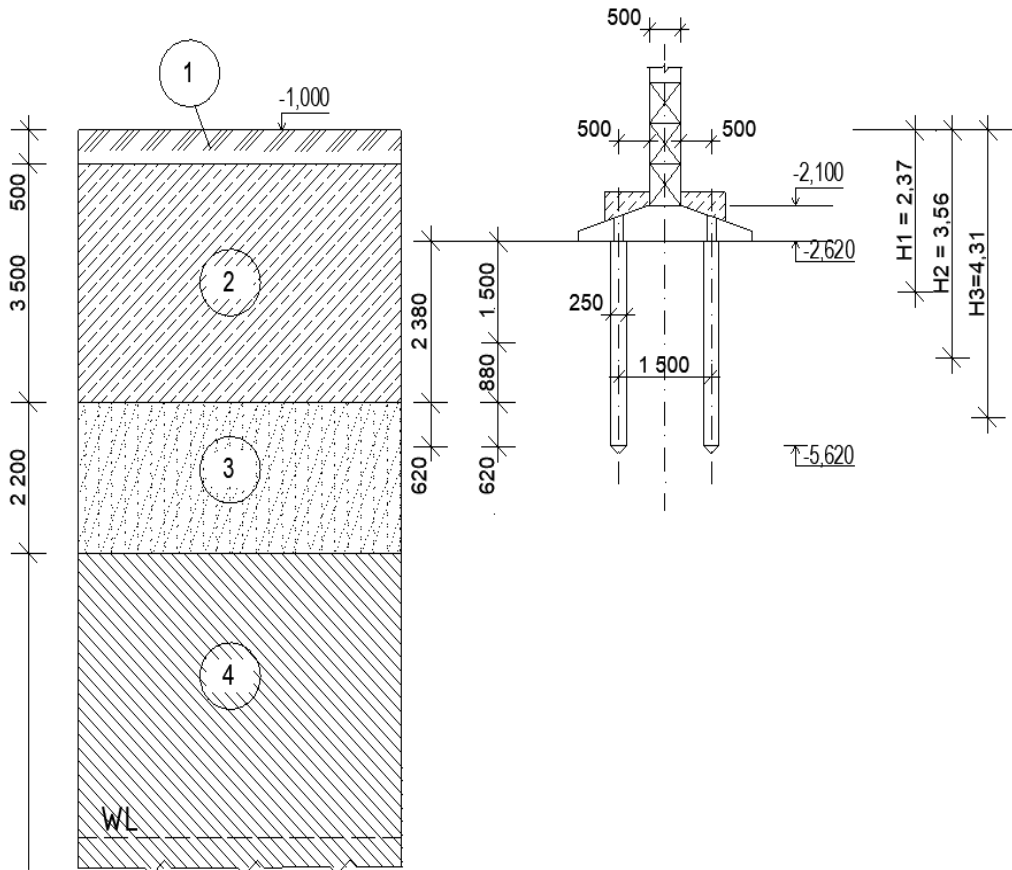


Рисунок 4.4 - Положення бурін'єкційних паль у ґрунті

З рисунку 4.4 видно, що основою для паль слугують ґрунти ІГЕ 3 – пісок середньої крупності.

Оскільки ширина підшви існуючого фундаменту значна, то він буде працювати у складі новоствореного пального фундаменту.

Частка навантаження, що сприймається існуючим фундаментом складає:

$$N_1^{\text{II}} = \sigma_{\text{mt}} \cdot A = 167,0 \cdot 2,8 = 467,6 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту складає:

$$\sum N^{\text{II}} = N_0^{\text{II}} + G_f^{\text{II}} + G_r^{\text{II}} + G_s^{\text{II}} = 700,8 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 742,8 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту складає:

$$\sum N^{\text{I}} = N_0^{\text{I}} + G_f^{\text{I}} + G_r^{\text{I}} + G_s^{\text{I}} = 925,4 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 976,2 \text{ (кН / м)}.$$

Середнє значення коефіцієнту надійності за навантаженням $\gamma_{f.mt}$ визначається:

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^I}{\sum N^{II}} = \frac{976,2}{742,8} = 1,314$$

Навантаження, яке потрібно передати на палі:

$$N_2^I \geq (\sum N^{II} - N_I^{II}) \cdot \gamma_{f-mt} = (742,8 - 467,6) \cdot 1,314 = 361,6 \text{ (кН / м)}.$$

Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку.

Осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі (див. рис. 4.4) складає [17]:

$$I_{Lcep.} = \frac{\sum I_{Li} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,3 \cdot 2,38 + 0,2 \cdot 0,62}{3,0} = 0,279.$$

Решта вхідних даних за рисунком 4.4 та рекомендаціями [8]. Коефіцієнт умов роботи палі по боковій поверхні для бурюін'єкційних паль складає у супісках і суглинках $\gamma_{cf} = 0,8$, у пісках $\gamma_{cf} = 0,9$.

Осереднене значення коефіцієнту умов роботи по боковій поверхні:

$$\gamma_{cf.cep} = \frac{\sum \gamma_{cf,i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,8 \cdot 2,38 + 0,9 \cdot 0,62}{3,0} = 0,821$$

Визначимо несучу здатність і потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі $N_2^I = 361,6 \text{ (кН / м)}$.

Визначимо розрахункове значення опору по бічній поверхні для палі 3 м (таблиця 4.11) [8]:

Таблиця 4.11 - Розрахунок опору по бічній поверхні

$H_i, \text{ м}$	$h_i, \text{ м}$	Показник текучості	γ_{cf}	f_i	$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i$
2,37	1,5	$I_L = 0,3$	0.8	31,85	38,22
3,56	0,88	$I_L = 0,3$	0.8	36,68	25,82
4,31	1,1	$I_L = 0$	0.9	53,93	53,39
					$\Sigma=117,43$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R визначається за формулою 4.6 [8]:

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h) \quad (4.6)$$

де k_c – коефіцієнт, що приймають 0,75 при повному видаленні ґрунтового ядра в основі, і 1,0 – при збереженні ґрунтового ядра із вказаних ґрунтів на висоту 0,5м і більше;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймають за таблицею Н.3.2 [8] залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя;

γ'_1 – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м^3 , в основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);

γ_1 – усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м^3 , розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);

d – діаметр палі, м;

h – глибина закладання нижнього кінця палі, м.

$$R = 1 \cdot 0,24(71,3 \cdot 18,83 \cdot 0,25 + 127 \cdot 0,72 \cdot 18,03 \cdot 4,62) = 1908,6(\text{кПа})$$

Визначимо несучу здатність палі за формулою 4.7 [8]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cR} f_i h_i) \quad (4.7)$$

$$F_d = 1(1 \cdot 1908,6 \cdot (3,14 \cdot 0,25^2 / 4) + 3,14 \cdot 0,25 \cdot 117,43) = 185,8(\text{кН}).$$

Несуча здатність палі за результатами розрахунку $F_d = 185,8\text{кН}$, допустиме навантаження на палю складає:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{185,8}{1,4} = 132,74(\text{кН}).$$

Потрібна кількість палей:

$$n = \frac{N_2^I \cdot k}{N} = \frac{361,6 \cdot 1,1}{132,74} = 2,99 \text{шт}$$

Потрібна кількість палей на 1 п.м - 2,99 шт.

Потрібний крок палей при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{2,92 \cdot 1,1} = 0,61(\text{м}).$$

За результатами потрібний розрахунковий крок менший за $3d$, що вказує на дворядне розміщення паль, виконаємо перерахунок зі ступенем реалізації паль та ростверку по даних математичного моделювання.

Частка навантаження, що сприймається існуючим фундаментом складає:

$$N_1^{\text{II}} = R \cdot A = 219,6 \cdot 0,95 \cdot 2,8 = 584,14 (\text{кН} / \text{м}).$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту:

$$\sum N^{\text{II}} = N_0^{\text{II}} + G_f^{\text{II}} + G_r^{\text{II}} + G_s^{\text{II}} = 700,8 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 742,8 (\text{кН} / \text{м}).$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту:

$$\sum N^{\text{I}} = N_0^{\text{I}} + G_f^{\text{I}} + G_r^{\text{I}} + G_s^{\text{I}} = 925,4 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 976,2 (\text{кН} / \text{м}).$$

Середнє значення коефіцієнту надійності за навантаженням $\gamma_{f.mt}$ визначається за формулою:

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^{\text{I}}}{\sum N^{\text{II}}} = \frac{976,2}{742,8} = 1,314$$

Навантаження, яке потрібно передати на палі:

$$N_2^{\text{I}} \geq (\sum N^{\text{II}} - N_1^{\text{II}}) \cdot \gamma_{f-mt} = (742,8 - 584,14) \cdot 1,314 = 208,48 (\text{кН} / \text{м}).$$

Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку.

Осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі (див. рис. 4.5) складає [38]:

$$I_{Lcep.} = \frac{\sum I_{Li} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,3 \cdot 2,38 + 0,2 \cdot 0,62}{3,0} = 0,279.$$

Решта вхідних даних за рисунком 4.4 та рекомендаціями [8]. Коефіцієнт умов роботи палі по боковій поверхні для буроін'єкційних паль складає у супісках і суглинках $\gamma_{cf} = 0,8$, у пісках $\gamma_{cf} = 0,9$.

Осереднене значення коефіцієнту умов роботи по боковій поверхні

$$\gamma_{cf,cep} = \frac{\sum \gamma_{cf,i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,8 \cdot 2,38 + 0,9 \cdot 0,62}{3,0} = 0,821$$

Визначимо несучу здатність і потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі $N_2^I = 208,48$ (кН / м).

Визначимо розрахунковий опір по бічній поверхні (таблиця 4.12) [8]:

Таблиця 4.12 - Розрахунок опору по бічній поверхні

$H_i, м$	$h_i, м$	Показник текучості	γ_{cf}	f_i	$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i$
2,37	1,5	$I_L = 0,3$	0,8	31,85	38,22
3,56	0,88	$I_L = 0,3$	0,8	36,68	25,82
4,31	1,1	$I_L = 0$,9	53,93	53,39
					$\Sigma=117,43$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R визначається за формулою 4.6 [8]:

$$R = 1 \cdot 0,24(71,3 \cdot 18,83 \cdot 0,25 + 127 \cdot 0,72 \cdot 18,03 \cdot 4,62) = 1908,6 (\text{кПа})$$

Визначимо несучу здатність палі за формулою 4.7 [8]:

$$F_d = 1(1 \cdot 1908,6 \cdot (3,14 \cdot 0,25^2 / 4) + 3,14 \cdot 0,25 \cdot 117,43) = 185,8 (\text{кН}).$$

Несуча здатність палі з урахуванням ступеню реалізації несучої здатності палі $F_d = 185,8 \cdot 0,46 = 85,45$ кН, допустиме навантаження на палю:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{185,8}{1,4} = 132,74 (\text{кН}).$$

Потрібна кількість паль:

$$n = \frac{N_2^I \cdot k}{N} = \frac{208,48}{85,45} = 2,42 \text{ шт}$$

Потрібна кількість паль на 1 п.м - 2,43 шт.

Потрібний крок паль при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{2,42 \cdot 1,1} = 0,75 (\text{м})$$

Отже, варіант з урахуванням ступеню реалізації несучої здатності палі, виявився краще, оскільки палі можна розміщувати в один ряд, що сприяє економічному ефекту.

Визначимо несучу здатність палі по матеріалу ствола.

Оскільки навколо палі є грунт ІГЕ 2 потужністю $h_g = 2.4$ м з модулем деформації, близьким до $E = 5$ МПа, то вважаємо ствол палі жорстко защемленим у ґрунті, починаючи з глибини не менше $2 h_g = 2 \cdot 2.4 = 4.8$ (м) ($15d = 15 \cdot 0.25 = 3.75$ м $> h_g = 2.4$ м).

Несуча здатність палі по матеріалу ствола при армуванні $3\varnothing 12$ А400С, як позацентрово стисненого стержня з бетону класу С12/15, згідно з [39, 40]. Початковий ексцентриситет, згідно з [41], п.6.6,

$$e_0 = 0,002 \cdot l_0 = 0,002 \cdot 4,8 = 0,0096 \text{ (м)} < 1 \text{ см, приймаємо } e_0 = 1 \text{ см.}$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,25^2}{4} = 0,0491 \text{ (м}^2\text{)};$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,0491} = 0,0069 < 0,025;$$

$$I_b = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \cdot 0,25^4}{64} = 19,16 \cdot 10^{-5} \text{ (м}^4\text{)};$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{d} = \frac{0,01}{0,25} = 0,04;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b I_b}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) = \frac{6,4 \cdot 23 \cdot 10^6 \cdot 19,16 \cdot 10^{-5}}{2,0 \cdot 4,8^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,04} + 0,1 \right) = 542,1 \text{ (кН)};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{132,74}{542,1}} = 1,324;$$

$$\xi = \frac{R_s A_{s,r}}{R_b A_b} = \frac{365000 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4}}{8500 \cdot 0,0491} = 0,296;$$

$$\phi_{n1} = \frac{N}{R_b A_b} = \frac{132,74}{8500 \cdot 0,0491} = 0,32.$$

За графіком [40] $B_{0r} = 0,43$.

Перевіримо виконання граничної нерівності

$$N e_0 = 132,74 \cdot 0,01 = 1,33 \text{ (кНм)} < \gamma_{c\phi} B_{0r} R_b \gamma_b A_b r = 0,821 \cdot 0,5 \cdot 8500 \cdot 0,85 \cdot 0,0491 \cdot 0,125 = 18,2 \text{ (кНм)}.$$

Отже міцність палі по матеріалу ствола забезпечена, тому приймаємо за допустиме навантаження на палю $N = 132,74$ (кН) (по ґрунту).

Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги палі.

$$\text{Вага палі } G_{\text{пали}} = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,25^2 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 4,45 \text{ (кН)}$$

Загальне розрахункове навантаження на одну палю

$$208,48 \cdot 0,75/2 + 4,45 = 82,63 \text{ (кН)} < N = 132,74 \text{ кН.}$$

Отже, несуча здатність палі при обраному їх розташуванні забезпечена.

4.3.3 Розрахунок армування ростверку для новітнього варіанту.

Схема армування ростверку наведена на рисунку 4.5.

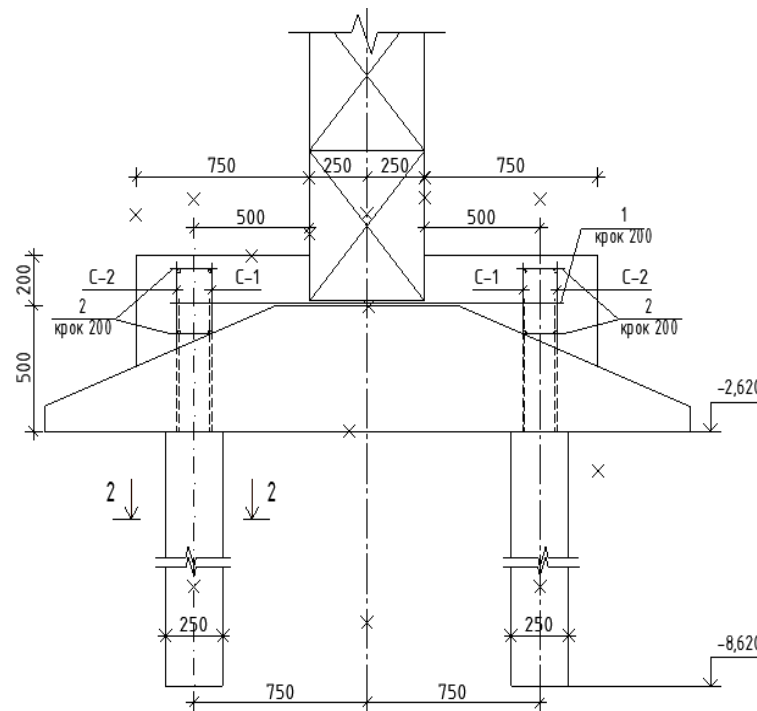


Рисунок 4.5 – Армування ростверку при підсиленні бурюін'єкційними палями

Основна робоча арматура ростверку сприймає зусилля від згинального моменту, спричиненого реакцією палі та тиском під подошвою ростверку. Значення згинального моменту, що припадає на 1 м ростверку при розрахунковому навантаженні на палю

$$M = 132,74 \cdot (0,75 - 0,25) / 0,75 + (584,14 / 2,8) \cdot 1,15^2 / 2 = 88,49 + 137,95 = 226,44 \text{ (кНм).}$$

Потрібна кількість робочої арматури на 1.2 м довжини при використанні фундаментної плити в якості ростверку

$$A_s = M/0,9h_0R_s = 1,2 \cdot 226,44 / (0,9 \cdot 0,465 \cdot 365 \cdot 10^3) = 17,79 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 17,79 \text{ см}^2.$$

Потрібна кількість арматури перевищує площу арматури в нижній частині фундаментної плити $A_s = 17,27 \text{ см}^2$.

Отже, для сприйняття згинального моменту від реакцій паль необхідно нарощування ростверку з встановленням додаткової арматури над фундаментною плитою. Її необхідна кількість на 1 п.м складає:

$$A_s = M/0,9h_0R_s = 88,49 / (0,9 \cdot 0,2 \cdot 365 \cdot 10^3) = 13,47 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 13,47 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 6 $\varnothing 18$ А400С ($A_s = 15,26 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

У поздовжньому напрямку стрічковий ростверк розглядається як балка на пружній основі (стіні), що знаходиться під дією зосереджених сил (реакцій паль).

Розрахункові прольоти ростверку

$$l_p = 1,05(l-d) = 1,05(0,75-0,25) = 0,525 \text{ (м)};$$

Зусилля у ростверку від експлуатаційних навантажень

Навантаження на рівні низу ростверку

$$p = 925,4 + 2,8 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 979,3 \text{ (кН/п.м)}.$$

Момент інерції поперечного перерізу ростверку

$$I_p = bh^3/12 = 2,0 \cdot 0,7^3/12 = 0,0572 \text{ (м}^4\text{)}.$$

Довжина півоснови епюри навантаження [42]:

$$a = 3,14 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_{bric} b_{dric}}} = 3,14 \sqrt[3]{\frac{23 \cdot 10^3 \cdot 0,0572}{3900 \cdot 0,5}} = 2,75 \text{ (м)}.$$

Оскільки $a = 2,75 \text{ м} > (l-d) = 0,5 \text{ м}$, то внутрішні зусилля знаходимо за формулами

$$M_{оп} = - 979,3 \cdot 0,525^2/12 = - 22,5 \text{ (кНм)};$$

$$M_{пр} = 979,3 \cdot 0,525^2/24 = 11,3 \text{ (кНм)};$$

$$Q = 979,3 \cdot 0,525/2 = 257,1 \text{ (кН)}.$$

Розрахунок потрібної кількості арматури

1. Розрахунок міцності перерізів ростверку, нормальних до поздовжньої осі.

Для розтягнутої арматури в верхній частині ростверку (на опорі)

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{22,5}{8500 \cdot 2,0 \cdot (0,6)^2} = 0,00368 < B_R = 0,427;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{22,5}{365000 \cdot 0,995 \cdot 0,6} = 1,05 \cdot 10^{-4} (м^2) = 1,05 \text{ см}^2.$$

Для розтягнутої арматури в нижній частині ростверку (в прольоті)

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{11,3}{8500 \cdot 2,0 \cdot (0,2)^2} = 0,0166 < B_R = 0,427;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{11,3}{365000 \cdot 0,99 \cdot 0,2} = 1,57 \cdot 10^{-4} (м^2) = 1,57 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з конструктивних міркувань у верхній і нижній зоні по 4Ø10 А400С ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$).

2. Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі ростверку.

Оскільки $Q = 257,1 \text{ кН} < \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 750 \cdot 2,0 \cdot 0,6 = 540 \text{ (кН)}$, то поперечне армування за розрахунком не потрібне.

Приймаємо для поперечного армування перерізу з конструктивних міркувань 4Ø8 А240С.

З конструктивних міркувань у балкових конструкціях висотою більше 450мм крок поперечних стержнів на при опорних ділянках повинен бути не більше $h/3 = 230 \text{ мм}$ і не більше 500 мм, на решті частині прольоту крок поперечних стержнів повинен бути не більше $3h/4 = 525 \text{ мм}$ і не більше 500 мм.

Враховуючи часте розташування паль, приймаємо крок поперечних стержнів по всій довжині ростверку однаковим і рівним 200 мм.

Розташування поперечних стержнів також показане на рисунку 4.5.

3. Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поперечної осі ростверку.

Оскільки $Q = 132,74/0,75 + (584,14/2,8) \cdot 1,15 = 416,9 \text{ (кН)} > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,6 = 270,0 \text{ (кН)}$, то розрахунок на дію поперечної сили потрібний.

Для елементів без поперечного армування повинна виконуватись умова [40]:

$$Q \leq Q_{b,u} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,6^2}{0,375} = 1080,0 (\text{кН}) > Q = 416,9 (\text{кН})$$

Поперечна сила, що сприймається бетоном перерізу, при проекції нахиленої тріщини $c = (l-d)/2 = 0,75-0,25-0,125 = 0,375$ (м)

Отже, міцність бетону достатня для перерізів, нахилених до поперечної осі.

Висновки до розділу 4

Технічний об'єкт п'ятиповерхова будівля спального корпусу, що реконструюється у десятиповерхову 100-квартирну житлову будівлю в Київській області, Києво-Святошинського району, розроблений у обсязі, необхідному для опрацювання результатів наукових досліджень. Прийняті в роботі архітектурно-конструктивні рішення відповідають вимогам завдання.

При проектуванні об'єкту використовувались прогресивні технології, енергозберігаючі проектні рішення, сучасні будівельні матеріали. Архітектурно-планувальні рішення враховують вимоги чинних нормативних документів, що забезпечують функціональне призначення та протипожежну безпеку.

В конструктивній частині роботи виконано варіантне проектування підсилення фундаментів буроін'єкційними палями з довжиною 3 та 6 м, у традиційному та іноваційному варіантах з урахуванням математичних досліджень, фундаментів під внутрішні поперечні несучі стіни, як найбільш навантажені.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

У випусковій кваліфікаційній роботі досліджуються особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями.

На будівельно-монтажний персонал в процесі влаштування фундаментів впливає комплекс небезпечних і шкідливих виробничих факторів. Тому важливо розглянути питання охорони праці, які передбачають заходи щодо їхнього виявлення, розроблення заходів по їх зниженню, по промисловій безпеці, по пожежній безпеці, а також по створенню безпечних та не шкідливих умов праці робітників [43].

На будівельно-монтажний персонал, який здійснює влаштування фундаментів з паль, згідно ГОСТ 12.0.003-74, діють такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори [44]:

- 1) фізичні:
 - рухомі машини і механізми;
 - рухомі частини виробничого обладнання;
 - вироби, заготовки, матеріали, що пересуваються;
 - підвищена та знижена температура поверхонь обладнання, матеріалів;
 - підвищена та понижена температура повітря робочої зони;
 - підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
 - недостатнє освітлення робочої зони;
 - нестача природного освітлення;
 - небезпечний рівень напруги електричного кола, замикання якого може відбутися через тіло людини;
 - підвищена та знижена вологість повітря;
 - підвищена та знижена рухливість повітря;
 - підвищений рівень шуму на робочому місці;
 - гострі кромки, задирки та шорсткість на поверхнях заготовок, інструментів та обладнання;

2) психофізіологічні :

- фізичні перевантаження (динамічні);
- нервово-психічні перевантаження (перенапруга аналізаторів, розумові перенапруги, монотонність праці).

5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта

5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць при улаштуванні штучних основ і фундаментів

Будівельні майданчики та виробничі ділянки повинні бути огорожені згідно з [45].

Конструкція захисних огорож повинна задовольняти таким вимогам:

- огорожі, що прилягають до місць проходу людей за межами будівельного майданчика, повинні мати висоту не менше ніж 2,0 м і бути обладнані суцільним захисним козирком із несучою здатністю витримувати снігове навантаження, а також навантаження від падіння дрібних предметів; ці огорожі повинні бути без прорізів, крім воріт і хвірток, які охороняються протягом робочого часу і замикаються після закінчення робіт.

Робочі місця і проходи до них, розташовані на висоті більше ніж 1,3 м і на відстані менше ніж 2,0 м від межі перепаду по висоті, повинні бути огорожені захисними огорожами, конструкції яких визначаються в ПВР. Огорожі слід доставити на об'єкт будівництва до початку виконання робіт та негайно установити після утворення зазначеного перепаду по висоті, а демонтувати безпосередньо перед улаштуванням проектних огорожувальних конструкцій. Якщо неможливо установити огорожу, у випадках, визначених у ПВР, для виконання певних видів робіт (наприклад, верхолазні, монтаж конструкцій, обладнання, опалубки; мурування стін тощо) відповідно до ПВР їх необхідно виконувати із застосуванням запобіжних поясів, страхувальних канатів. Місця кріплення запобіжних канатів повинні бути визначені у ПВР.

Відповідальність за наявність і своєчасність установлення огорож у місцях загального користування несе генпідрядник, за його відсутності – субпідрядник (підрядник). Генпідрядник разом із субпідрядником (підрядником) несуть відповідальність за наявність огорож на ділянці субпідрядника (підрядника), якщо інше не визначено договором між ними. Виконання робіт без додержання вимог цього пункту не допускається.

Проходи на робочих місцях і до робочих місць повинні відповідати таким вимогам: ширина одиночних проходів до робочих місць і на робочих місцях повинна бути не менше ніж 0,6 м, а висота таких проходів у проясненні – не менше ніж 1,8 м; драбини або скоби, що передбачені для піднімання чи спускання працівників на робочі місця, які розташовані на висоті (глибині) більше ніж 5 м, необхідно обладнувати пристроями для закріплення фала запобіжного пояса (канатами з уловлювачами тощо), а також обладнати дуговою огорожею.

За наявності зазначених небезпечних та шкідливих виробничих факторів безпека улаштування штучних основ і фундаментів повинна бути забезпечена відповідно до вимог цих Норм та проектно-технологічної документації (ПОБ, ПВР тощо) на виконання цих робіт, зокрема: дотримання вимог допуску працюючих до виконання робіт; дотримання безпечних способів і методів виконання робіт з улаштування штучних основ і фундаментів; вибір засобів механізації для виконання робіт; розроблення та дотримання схем монтажу, демонтажу, переміщення по будівельному майданчику засобів механізації; забезпечення безпечної експлуатації бурового інструменту, палейних механізмів, віброзанурювачів, механізмів із вдавлення паль; забезпечення безпеки занурення віброзанурювачів, опускних колодязів, забивання та витягання обсадних труб; забезпечення безпечного виконання робіт у зонах обводнених ґрунтів, штучного закріплення ґрунтів, діючих підземних комунікацій; забезпечення безпеки праці під час виконання робіт на одному будівельному майданчику кількома машинами, механізмами; забезпечення безпеки праці під час використання спеціального обладнання для зведення протифільтраційних завіс, споруд типу «стіна у ґрунті», хімічного, термічного та

інших видів закріплення ґрунтів; визначення номенклатури та забезпечення необхідної кількості засобів колективного та індивідуального захисту працівників.

До початку робіт наказом роботодавця повинна бути призначена особа, відповідальна за безпечне виконання робіт. Ця особа повинна вивчити геологічні та гідрогеологічні умови, розміщення підземних та наземних комунікацій [46].

Під час виконання робіт особливу увагу необхідно приділяти: підземним комунікаціям; старим виробкам і фундаментам; поверхневим водам (зі швидким підніманням їх рівня); напірним підземним водам; незатампованим розвідувальним свердловинам; наземним установкам, що призводять до вібрації ґрунту; повітряним електричним мережам. До виконання робіт з улаштування штучних основ і фундаментів допускаються особи не молодше 18 років, що пройшли медичне обстеження, попереднє навчання, відповідні інструктажі.

На будівельних об'єктах необхідно мати: список номерів телефонів чергових служб підприємств та організацій, у віданні яких перебувають комунікації та інші об'єкти в зоні виконання робіт; схеми комунікацій із позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж.

Усі робітники повинні бути ознайомлені з ПВР, технологічними картами виконання земляних та інших робіт, схемою розміщення підземних комунікацій з позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж. У разі виявлення під час виконання робіт нових комунікацій необхідно викликати представників організацій, яким належать ці комунікації, та вирішити питання щодо продовження робіт.

Палейні і бурові машини повинні бути обладнані обмежувачами висоти піднімання бурового інструменту або вантажозахоплювального пристрою та звуковою сигналізацією. На канати повинен бути сертифікат виробника або акт про їх випробування; вантажозахоплювальні засоби повинні бути випробувані та мати бирки або клейма, що підтверджують їх вантажопідіймальність і дату випробування. Гранична маса молота і палі для копра відповідно до паспорта

копра повинна бути зазначена на його фермі або рамі.

Небезпечна зона під час роботи палебійних машин повинна бути визначена в радіусі не менше ніж 15 м від гирла свердловини або місця забивання палі. Пересування палебійних машин необхідно виконувати по заздалегідь спланованому горизонтальному шляху та за умови перебування конструкцій машин у транспортному положенні.

На робочому місці необхідно мати засоби колективного захисту, а також аптечку. Заборонено перебування робітників без спецодягу і засобів індивідуального захисту в атмосфері, що містить пил, туман чи пару хімічних речовин. Зведення підпірних стін, стін підвалів і кріплень котлованів на будівельних об'єктах, у тому числі під час геотехнічних реконструкцій у зоні розміщення підземних комунікацій, дозволяється з письмового дозволу організації, що експлуатує ці комунікації.

Роботи з пневматичними установками необхідно виконувати відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.81-18. Монтаж, демонтаж і переміщення палебійних і бурових машин і устаткування необхідно виконувати відповідно до ПВР бригадою робітників за участю машиніста і його помічника під керівництвом особи, яка відповідає за безпечне виконання цих робіт. Виконання зазначених робіт забороняється за наявності вітру швидкістю більше ніж 15 м/с, а також під час грози.

Технічний стан палебійних і бурових машин (надійність кріплення вузлів, справність зв'язків і робочих настилів) необхідно перевіряти перед початком кожної зміни. Перед підніманням конструкцій палебійних чи бурових машин їх елементи необхідно надійно закріпити, а інструмент і незакріплені предмети видалити з цих конструкцій. Під час піднімання конструкції, зібраної у горизонтальному положенні, необхідно припинити всі інші роботи в радіусі, що дорівнює довжині конструкції плюс 5 м. Під час роботи палебійних чи бурових машин особи, що безпосередньо не беруть участі у цих роботах, повинні перебувати на відстані не менше ніж 15 м.

Перед початком огляду, змащування або чищення, усунення будьяких

несправностей бурової машини чи копра буровий інструмент чи палебійний механізм повинен бути опущений, поставлений у стійке положення, а двигун вимкнутий. Опускання та піднімання бурового інструменту чи палі виконується після подачі попереджувального сигналу.

Під час піднімання або опускання бурового інструменту забороняється виконувати на копрі чи буровій машині роботи, що не стосуються зазначених процесів.

Піднімання палі (шпунта) і палебійного молота необхідно виконувати окремими гаками. За наявності на копрі тільки одного гака для встановлення палі палебійний молот необхідно зняти з гака і закріпити надійним стопорним болтом. Під час піднімання палі необхідно запобігати розгойдуванню і крутінню за допомогою розчалок. Одночасне піднімання палебійного молота і палі не допускається. Палі дозволяється підтягувати по прямій лінії у межах поля зору машиніста копра тільки через відповідний блок, закріплений в основі копра. Забороняється підтягувати копром палі на відстань більше ніж 10 м з відхиленням їх від поздовжньої осі.

Встановлення паль і палебійного устаткування виконується без перерви до повного їх закріплення. Залишати їх у підвішеному стані не допускається. Перед різанням забитих у ґрунт паль необхідно вжити заходів, що унеможливають падіння частини палі, що зрізується.

5.1.2 Електробезпека

Живлення силового обладнання на будівельному майданчику та системи освітлення здійснюється від чотирьохпровідної трифазної мережі 380 х 220В (фазна напруга (фаза – "0") – 220В, а міжфазна лінійна (фаза – фаза) – 380В) [47].

Категорія умов по небезпеці електротравматизму – підвищеної небезпеки, у зв'язку зі струмопровідною підлогою. Технічні рішення щодо запобігання електротравмам:

1) Для запобігання електротравм від контакту з нормально-струмопровідними елементами електроустаткування, необхідно:

- розміщувати неізольовані струмопровідні елементи в окремих приміщеннях з обмеженим доступом, у металевих шафах;
- використовувати засоби орієнтації в електроустаткуванні - написи, таблички, попереджувальні знаки;

- підвід кабелів до споживачів здійснювати у закритих конструкціях підлоги;

2) При живленні однофазних споживачів струму від трипровідної мережі при напрузі до 1000 В використовується нульовий захисний провідник. При його використанні пробій на корпус призводить до КЗ. Спрацьовує захист від КЗ і пошкоджений споживач відключається від мережі.

Згідно з вимогами нормативів, повинна бути забезпечена необхідна кратність струму К.З. залежно від типу запобіжного пристрою, повинна бути забезпечена цілісність нульового захисного провідника.

3) Електрозахисні засоби захисту

Персонал, який обслуговує електроустановки, повинен бути забезпечений випробуваними засобами захисту. Перед застосуванням засобів захисту персонал зобов'язаний перевірити їх справність, відсутність зовнішніх пошкоджень, очистити і протерти від пилу, перевірити за штампом дату наступної перевірки. Користуватися засобами захисту, термін придатності яких вийшов, забороняється.

Використовуються основні та допоміжні електрозахисні засоби. Основними електрозахисними засобами називаються засоби, ізоляція яких тривалий час витримує робочу напругу, що дозволяє дотикатися до струмопровідних частин, які знаходяться під напругою. До них відносяться (до 1000В): ізолювальні штанги; ізолювальні та струмовимірювальні кліщі; покажчики напруги; діелектричні рукавиці; слюсарно-монтажний інструмент з ізольованими ручками.

Додатковими електрозахисними засобами називаються засоби, які захищають персонал від напруги дотику, напруги кроку та попереджають персонал про можливість помилкових дій. До них відносяться (до 1000 В): діелектричні калоші; діелектричні килимки; переносні заземлення; ізолювальні

накладки і підставки; захисні пристрої; плакати і знаки безпеки.

Загальні вимоги безпеки до виробничого обладнання встановлені згідно з [48], в якому визначені вимоги до основних елементів конструкції, органів управління і засобів захисту, які входять в конструкцію виробничого обладнання любого виду і призначення.

5.2 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії

Інструменти, матеріали і органи управління повинні бути розташовані дугою навколо робочого місця і по можливості ближче до працівника, інструменти і матеріали повинні знаходитись на відповідних місцях, щоб виключити зайві рухи на їх пошук і вибір.

5.2.1 Мікроклімат

Для забезпечення нормального мікроклімату в робочій зоні встановлюють допустимі температуру, відносну вологість і швидкість руху повітря у визначених діапазонах в залежності від періоду року і категорії робіт та допустиме опромінення.

Для підвищення уваги працівника, для покращення самопочуття і збереження здоров'я необхідно створити оптимальні кліматичні умови для комфортного перебування на робочому місці.

До категорії робіт Па відносяться роботи, які виконуються стоячи, пов'язані з ходьбою, перенесення невеликих (до 1 кг) вантажів, і які супроводжуються помірним фізичним напруженням .

Нормування параметрів в робочій зоні наведено в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Нормування мікроклімату в робочій зоні [49]

Період року	Категорія робіт	Допустимі		
		t, °C	W, %	V, м/с
Теплий	Середньої важкості Па	16-27	70 при 25°C	0,2-0,5
Холодний		15-21	До 75%	не більше 0,4

Для забезпечення необхідних за нормативами параметрів мікроклімату проектом передбачена штучна припливна загально обмінна вентиляція, яка забезпечує створення необхідного мікроклімату та чистоти повітряного середовища у всьому об'ємі робочої зони.

Використання засобів індивідуального захисту. Важливе значення для профілактики перегрівання мають індивідуальні засоби захисту. Спецодяг повинен бути повітро- та вологопроникним (бавовняним, з льону, грубововняного сукна), мати зручний покрій. Для роботи в екстремальних умовах застосовуються спеціальні костюми з підвищеною тепло світловіддачею. Для захисту голови від випромінювання застосовують дюралеві, фіброві каски, повстяні капелюхи; для захисту очей — окуляри — темні або з прозорим шаром металу, маски з відкидним екраном. Захист від дії зниженої температури досягається використанням теплового спецодягу, а під час опадів – плащів та гумових чобіт.

5.2.2 Склад повітря робочої зони

Для створення нормальних умов виробничої діяльності необхідно забезпечити не лише комфортні метеорологічні умови, а й необхідну чистоту повітря. Внаслідок виробничої діяльності у повітряне середовище приміщень можуть надходити різноманітні шкідливі речовини, що використовуються в технологічних процесах.

Шкідливі речовини, що потрапили в організм людини спричиняють порушення здоров'я лише в тому випадку, коли їхня кількість в повітрі перевищує граничну для кожної речовини величину. Під гранично допустимою концентрацією (ГДК) шкідливих речовин в повітрі робочої зони розуміють таку концентрацію, яка при щоденній (крім вихідних днів) роботі на протязі 8 годин чи іншої тривалості (але не більше 40 годин на тиждень) за час всього трудового стажу не може викликати професійних захворювань або розладів у стані здоров'я, що визначаються сучасними методами як у процесі праці.

Пил може здійснювати на людину фіброгенну дію, при якій в легенях відбувається розростання сполучних тканин, що порушує нормальну будову та функцію органу. Вражаюча дія пилу в основному визначається дисперсністю (розміром частинок пилу), їх формою та твердістю, волокнистістю, питомою поверхнею.

Нормування параметрів забруднювачів повітря в робочій зоні наведено в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Можливі забруднювачі повітря та їх ГДК

Найменування речовини	ГДК, мг/м ³		Клас небезпеки
	Максимально разова	Середньодобова	
Пил нетоксичний	0,5	0,15	4

Пил може здійснювати на людину фіброгенну дію, при якій в легенях відбувається розростання сполучних тканин, що порушує нормальну будову та функцію органу. Вражаюча дія пилу в основному визначається дисперсністю (розміром частинок пилу), їх формою та твердістю, волокнистістю, питомою поверхнею.

Шкідливість виробничого пилу обумовлена його здатністю викликати професійні захворювання легень, в першу чергу пневмоконіози.

Для нормалізації складу повітря робочої зони потрібно здійснювати щоденне прибирання робочого місця. Нагромадження пилу вказує на необхідність у вживанні заходів по очищенню від нього. Тому необхідно постійно очищувати пил та проводити вологе прибирання приміщень, за умови вимкнення устаткування.

5.2.3 Виробниче освітлення

Раціональне освітлення – один з основних факторів створення сприятливих робочих умов праці. Недостатнє освітлення викликає передчасне стомлення працюючих, знижує продуктивність праці, може стати причиною нещасного

випадку.

Для забезпечення найбільш сприятливих умов зорової праці нормують мінімальну освітленість на найбільш темній ділянці робочої поверхні. Рівень аварійного освітлення складає 15% освітленості основної роботи. Приміщення забезпечене природним освітленням в денний проміжок часу, але вечері постає проблема в штучному освітленні.

Для забезпечення найбільш сприятливих умов зорової праці нормуємо освітлення на робочому місці працівника .

Природне освітлення.

На рівень освітленості приміщення при природному освітленні впливають наступні чинники: світловий клімат; площа та орієнтація світлових отворів; ступінь чистоти скла в світлових отворах; пофарбування стін та стелі приміщення; глибина приміщення; наявність предметів, що заступають вікно як зсередини так і з зовні приміщення.

Оскільки природне освітлення непостійне впродовж дня, кількісна оцінка цього виду освітлення проводиться за відносним показником – коефіцієнтом природнього освітлення (КПО)

Штучне освітлення.

Штучне освітлення передбачається у всіх виробничих та 1' побутових приміщеннях, де недостатньо природного світла, а також і для освітлення приміщень в темний період доби. При організації штучного освітлення необхідно забезпечити сприятливі гігієнічні умови для зорової роботи і одночасно враховувати економічні показники.

Штучне освітлення використовується двох систем: загальне або комбіноване. Загальне освітлення – освітлення, при якому світильники розміщуються у верхній зоні приміщення рівномірно або пристосувальне до розташування обладнання. Комбіноване освітлення - додаткове освітлення, при якому до загального освітлення додається ще й місцеве. Місьцеве освітлення - освітлення, яке створюється світильниками, які концентрують світловий потік безпосередньо на робочих місцях.

Характеристика зорових робіт - середньої точності.

Відповідно до ДБН В.2.5-28-2018 розряд зорової роботи IV, підрозряд «в» [50]. Норми при штучному, природньому та суміщеному освітленні наведено в таблиці 5.3.

Для забезпечення достатнього освітлення здійснюють систематичне очищення скла та світильників від пилу (не рідше двох разів на рік), використовують жалюзі. В разі нестачі природного освітлення, використовують загальне штучне освітлення, що створюється за допомогою світлодіодних ламп E27 LED 15W NW A60 "SG". Висота підвісу світильників над робочою поверхнею 2,5 метра.

Таблиця 5.3 – Вимоги до освітлення приміщень виробничих підприємств

Харак-ка зорової роботи	Найменшій або еквівалентний розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Під-розряд зорової роботи	Контраст об'єкта з фоном	Характеристика фону	Штучне при системі комбінованого освітлення		Природнє Ен пр	Сумісне Е сум
						всього	у т. ч. від загального		
Середньої точності	Від 0,5 до 1,0 включно	IV	в	малий середній великий	світлий середній темний	400	200	4	2,4

При експлуатації здійснюється контроль за рівнем напруги освітлювальної мережі, своєчасна заміна перегорілих ламп, забезпечується чистота повітря у приміщенні.

Для забезпечення нормативних значень освітлення передбачено:

- використання додаткового штучного освітлення, а саме світлодіодних ламп;
- необхідна кількість природного світла (великі вікна);
- для підтримки постійної освітленості повинно бути організовано систематичне, не рідше двох разів на місяць, очищення арматури світильників і

ламп від пилу та бруду, а в приміщеннях із значним виділенням пилу, диму та кіптяви - не рідше чотирьох разів на місяць згідно з графіком.

5.2.4 Виробничий шум

Відповідно до [51] нормуються допустимі рівні звукового тиску $L = 20 \cdot 1g(P_1/P_0)$, дБА (P_1 – середньоквадратичне значення звукового тиску, Па за період часу, що розглядається, і P_0 значення звукового тиску на нижньому порозі чутності в октавній смузі зі середньо-геометричною частотою 1000 Гц) залежно від частоти, характеру робіт і характеру шуму (нормування за граничними спектрами - ГС), або допустимі рівні звуку $L_A = 20 \cdot 1g(P_A/P_0)$, дБА (P_A – середньоквадратичне значення звукового тиску з урахуванням корекції А шумоміра) залежно від характеру робіт і характеру шуму.

Джерелами шуму в умовах, що розглядаються в проекті є: повітряні та масляні вимикачі, вода, трансформатори, генератори.

Допустимі рівні звукового тиску, рівні звуку і еквівалентні рівні звуку на робочих місцях приймаються за вимогами СН 32.23-85 і наведені в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4 – Допустимі рівні звукового тиску

Робоче місце	Рівні звукового тиску в октавних смугах з середньгеометричними частотами, Гц									Рівні звукового тиску, дБА
	31,5	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
На постійних робочих місцях у виробничих приміщеннях та на території підприємства	107	95	87	82	78	75	73	71	69	80

Для зменшення рівня шуму до допустимого в цеху двигуни виконуються в металевому кожусі, а також виконують змащення, застосовують пластмасові

деталі, використовують протишумні навушники, які закривають вушну раковину.

Для забезпечення допустимих параметрів шуму в приміщенні передбачено:

- 1) усунення, коливань у джерелі виникнення, ретельне балансування обладнання, мас, які обертаються;
- 2) усунення коливань на шляху розповсюдження, звукоізоляція, звукопоглинання, багатошарові огорожі;
- 3) проектно-архітектурні методи передбачають розташування обладнання, вибір перекриття;
- 4) організаційно-технологічні рішення: своєчасне і якісне проведення планово-попереджувального ремонту; контроль за правильною експлуатацією, вибір малошумного обладнання та технологій.

На підприємствах повинно бути забезпечено контроль шуму на робочих місцях не менше одного разу в рік.

5.2.5 Виробничі вібрації

Вібрацією називають будь-які механічні коливання пружинних тіл, що проявляються в їх переміщенні у просторі, або зміні їх форми. Коливання тіл з частотою, нижчою 16 Гц сприймається організмом, як вібрація, а коливання з частотою 16...20 Гц і більше - одночасно як вібрація і звук. Джерелами вібрацій є різні технологічні процеси, станки, установки, вібростенди, механізми, машини (електродвигуни трансформатори, насоси, компресори, і т д), і їх робочі органи. В одних випадках причиною збудження вібрації є зворотно-поступальні рухи системи в інших - неврівноважені маси, які обертаються. В залежності від дії на людину вібрація ділиться на загальну і локальну [52].

Основними гігієнічними характеристиками вібрації, що визначають її дію на людину, є середньоквадратичні значення віброшвидкості V , м/с або логарифмічні рівні, дБ в октавних смугах частот.

Логарифмічні рівні віброшвидкості, дБ визначаються за формулою

$$L_v = 20 \cdot gV / 5 \cdot 10^{-8} \quad (5.2)$$

Відстрочка від режиму резонансу досягається за рахунок відстрочки власних частот установки або її окремих вузлів і деталей від частоти вимушеної сили або зміни маси жорсткості установки, або встановлення нового робочого режиму.

Допустимі рівні вібрації наведені в таблиці 6.5.

Основними методами колективного віброзахисту є зниження вібрації шляхом дії на джерело виникнення: відстрочка від режиму резонанс; динамічне гасіння коливань, заміна конструктивних елементів уставок і будівельних конструкцій. Засоби індивідуального захисту діляться на засоби для ніг, рук та тіла працюючого.

Таблиця 6.5 – Допустимі рівні вібрації на постійних місцях

Вид вібрації	Октавні смуги з середньгеометричними частотами, Гц									
	2	4	8	16	31,5	63	125	250	500	1000
Загальна вібрація:	$\frac{1,3}{108}$	$\frac{0,45}{99}$	$\frac{0,22}{93}$	$\frac{0,2}{92}$	$\frac{0,2}{92}$	$\frac{0,2}{92}$	-	-	-	-
На постійних робочих місцях в виробничих приміщеннях										

В чисельнику середньоквадратичне значення вібрації, м/с 10^{-2} , знаменнику - логарифмічні рівні вібрації, дБ.

5.2.6 Психофізіологічні фактори

а) Класи умов праці за показниками важкості праці Па [53]:

Загальні енергозатрати організму (кГ/м):

Зовнішнє фізичне динамічне навантаження, виражене в одиницях механічної роботи за зміну, кГ/(Вт);

При регіональному навантаженні(для чоловіків) - 12 000(40);

При загальному навантаженні (за участю м'язів рук, тулуба, ніг) - 40 000(80);

Маса вантажу. Що постійно підіймається – до 25.

Стереотипні робочі рухи:

При локальному навантаженні (участь м'язів кистей та пальців рук)- до 60 000;

При регіональному навантаженні(участь рук та плечового суглоба) – до 30 000;

Статичне навантаження (кг/с):

Двома руками (чоловіки) – до 70 000;

За участю мязів тулуба та ніг – до 200 000.

Робоча поза:

Періодичне перебування в незручній позі (робота з поворотом тулуба, незручним розташуванням кінцівок) до 25% часу зміни

Нахил тулуба:

Вимушені нахили протягом зміни – 150 разів;

Переміщення у просторі(переходи задля технологічного процесу) – більше 12

б) Класи умов праці за показниками напруженості праці:

Інтелектуальні навантаження:

Зміст роботи - рішення складних завдань з вибором за алгоритмом;

Сприймання інформації та їх оцінка - сприймання інформації з наступною корекцією дій та операцій;

Розподіл функцій за ступенем складності завдання - обробка, контроль, перевірка завдання.

Сенсорні навантаження:

Зосередження (% за зміну) - до 50;

Щільність сигналів (звукові за 1 год) - до 150;

Навантаження на слуховий аналізатор (%) – розбірливість слів та сигналів від 50 до 80;

Навантаження на голосовий апарат (протягом тижня) – від 20 до 25.

Емоційне навантаження:

Ступінь відповідальності за результат своєї діяльності - є відповідальним за функціональну якість основної роботи; Ступінь ризику для власного життя – вірогідний;

Ступінь відповідальності за безпеку інших осіб – є відповідальним за безпеку інших.

Режим праці:

Тривалість робочого дня - більше 8 год;

Змінність роботи – однозмінна (без нічної зміни).

5.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

При збільшенні навантажень за рахунок надбудови поверхів, відбувається збільшення навантаження на основу фундаменту, додаткова вага може викликати осідання фундаменту, в тому числі і втрату несучої стійкості при надзвичайних ситуаціях, а саме сейсмічних впливах. В таких випадках потрібно виконати операції по підвищенню несучої спроможності фундаменту або зміцнення ґрунтів на які вони опираються. Найкращим методом є підсилення фундаментів. А тому при виконанні робіт у сейсмічно небезпечних районах виникає потреба у розрахунку на основне сполучення навантажень та розрахунок на аварійне сполучення.

5.3.1 Розрахунок сейсмічного впливу на підсилений пальовий фундамент

Значення навантаження на фундамент відповідно до пункту 4.2 магістерської кваліфікаційної роботи за проектом $N_e = 700,8$ кН/м.

Таким чином, при добудові п'яти поверхів фундаменти під середні несучі стіни потребують підсилення.

Перевірочні розрахунки у пункті 4.2 показали, що існуючі фундаменти мають площу підшви, не достатню для сприйняття навантажень після надбудови. Тому розглянемо фундамент потребує підсилення основ та фундаментів, а відповідно і перевірки на сейсмостійкість.

Характеристики ґрунтового масиву:

На майданчику виділені такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ №1 – рослинний шар, потужність від 0,2 до 0,6 м.

ІГЕ № 2 – супісок легкий, пилюватий, сірий, жовтий і бурий, твердий з гніздами і прошарками піску, з вкрапленнями гідроокисів марганцю і заліза, з карбонатними включеннями, потужність від 0,6 до 4,2 м. Зустрічається як в покрівлі водно-льодовикових відкладів, так і в вигляді прошарків і лінз в їх товщі.

ІГЕ № 3 – пісок кварцовий, середньої крупності, сірувато-жовтий, з вкрапленнями гідроокисів заліза, щільний, ІГЕН № IX – насичений водою. Потужність від 1,8 до 2,5 м.

ІГЕ № 4 - суглинок легкий, пилюватий, сірий і бурий, напівтвердий з гніздами і прошарками піску, з вкрапленнями гідроокисів марганцю і заліза, з карбонатними включеннями, текучий. Зустрічається на глибинах від 6,0 до 16,2 м.

Сейсмічність району вишукувань приймаємо 6 балів.

Таблиця 5.7 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	γ , кН/м ³	γ_s кН/м ³	W	W _l	W _p	I _p	I _l	e	S _r	C, кПа	ϕ , град.	ν	E, МПа	R _o , кПа	Потужність шару, м
Рослинний шар	17,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3-0,5
Супісок пластичний жовтий	18,5	27,0	0,18	0,18	0,13	0,05	1,0	0,72	0,68	7	26	0,30	7,4	200	3,2-3,7
Пісок середньої крупності	18,9	26,6	0,21	-	-	-	-	0,70	0,80	1	34	0,27	29	400	2,0-2,4
Суглинок сірий	18,6	26,8	0,26	0,32	0,22	0,10	0,4	0,82	0,85	19	19	0,37	12	180	12,0-14,0

Розглянемо варіант підсилення буроін'єкційними палями. Улаштування буроін'єкційних паль здійснюється безпосередньо через конструкцію існуючого фундаменту, що дозволяє зменшити об'єм земляних робіт.

Конструктивне рішення і положення паль у ґрунті показано на рисунку 5.1. З рисунку 5.1 видно, що основою для паль служать ґрунти ПЕ 3 – пісок середньої крупності. Виходячи з величини навантажень, приймаємо для підсилення фундаменту палі діаметром 250 мм і довжиною 3 м.

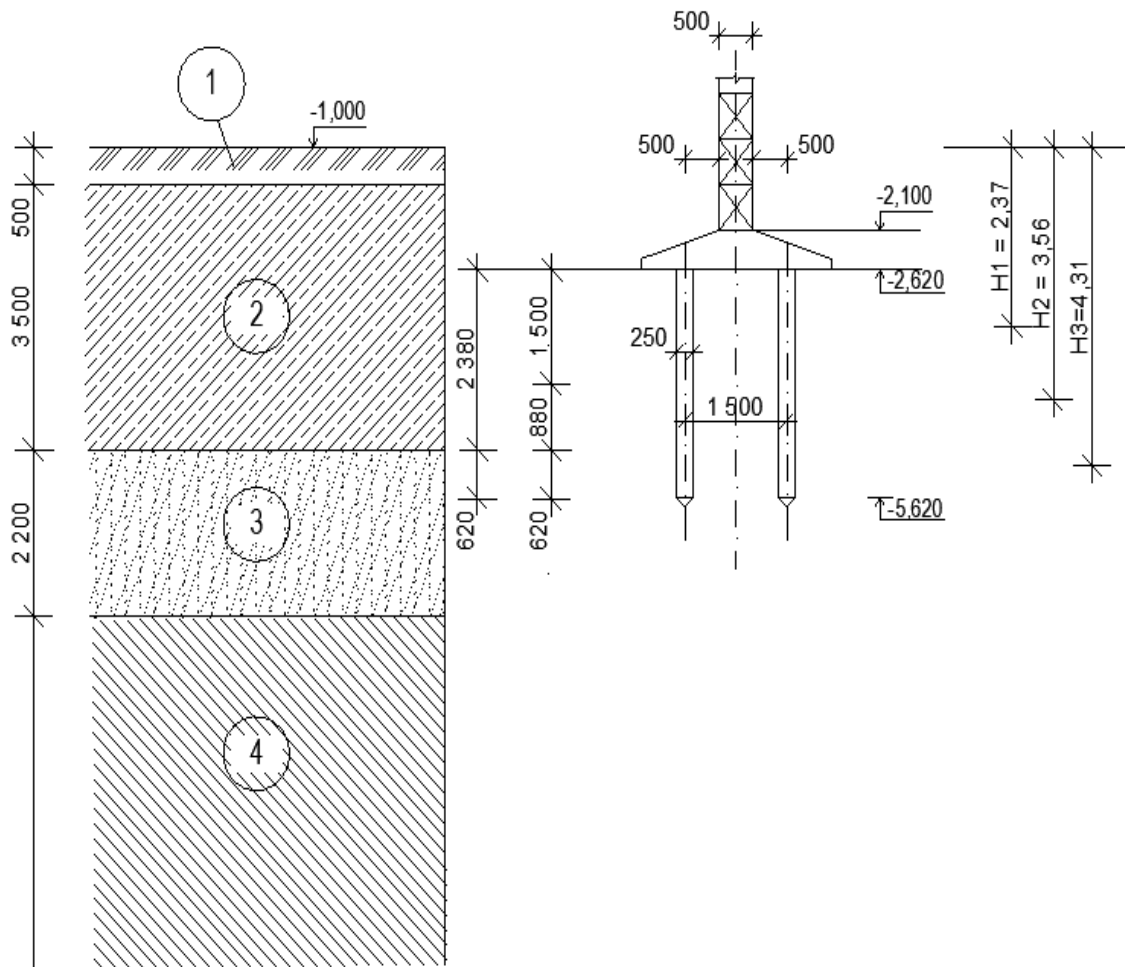


Рисунок 5.1 - Положення бурін'єкційних паль підсилення у ґрунті

Оскільки ширина підшви існуючого фундаменту значна, то він буде працювати у складі новоствореного пального фундаменту.

Навантаження, яке потрібно передати на палі відповідно до пункту 4.2

$$N_2^I \geq (\sum N^II - N_I^II) \cdot \gamma_{f-mt} = (742,8 - 584,14) \cdot 1,314 = 208,48 \text{ (кН / м)}.$$

Визначимо несучу здатність і потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі $N_2^I = 208,48 \text{ (кН / м)}$.

Приймаємо розрахункові граничні значення навантажень після реконструкції:

$$N_m = 208,48 \text{ (кН/м)}; M_m = 15 \text{ (кНм/м)}; Q_m = 15 \text{ (кН/м)}.$$

Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку.

$$\text{Допустиме навантаження на палю [8]} \quad N \leq F_d / \gamma_k .$$

Несуча здатність палі визначається за формулою 5.3

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cd} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (5.3)$$

де всі позначення визначені у [8].

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю не більше 2 м. Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 5.8.

Таблиця 5.8 - Розрахунок опору по бічній поверхні бурин'єкційної палі

H_i , м	h_i , м	Показник текучості	γ_{cf}	f_i	$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i$
2,37	1,5	$I_L = 0,3$	0.8	31,85	38,22
3,56	0,88	$I_L = 0,3$	0.8	36,68	25,82
4,31	1,1	$I_L = 0$	0.9	53,93	53,39
					$\Sigma=117,43$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R визначається за формулою 5.4 [8]:

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma_1' d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h) \quad (5.4)$$

$$R = 1 \cdot 0,24(71,3 \cdot 18,83 \cdot 0,25 + 127 \cdot 0,72 \cdot 18,03 \cdot 4,62) = 1908,6 \text{ (кПа)}$$

Визначимо несучу здатність палі за формулою 5.3 [8]:

$$F_d = 1(1 \cdot 1908,6 \cdot (3,14 \cdot 0,25^2 / 4) + 3,14 \cdot 0,25 \cdot 117,43) = 185,8 \text{ (кН)}.$$

Несуча здатність палі за результатами розрахунку $F_d = 185,8 \cdot 0,46 = 85,45$ кН, допустиме навантаження на палю:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{185,8}{1,4} = 132,74 \text{ (кН)}.$$

Потрібна кількість паль:

$$n = \frac{N_2^I \cdot k}{N} = \frac{208,48}{85,45} = 2,44 \text{шт}$$

Потрібна кількість паль на 1 п.м - 2,44 шт.

Потрібний крок паль при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{2,44 \cdot 1,1} = 0,75 \text{ (м)}.$$

Палі довжиною 3 м розміщуємо з кроком $0,75 \text{ м} = 3d$.

Перевірка навантаження на найбільш навантажену палю у припущенні, що на палі передається згинальний момент від повного навантаження після реконструкції.

$$\text{палі } G_{\text{палі}} = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,25^2 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 4,45 \text{ (кН)}$$

$$N = \frac{N^d + G_{\text{паль}}}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{\text{max}}}{\sum y_i^2} = \frac{208,48 \cdot 0,75 + 4,45 \cdot 2}{2} + \frac{(15 + 15 \cdot 0,52) \cdot 0,75 \cdot 0,75}{2 \cdot 0,75^2} =$$

$$= 82,63 + 11,4 = 94,03 \text{ (кН)} < 1,2 \cdot 132,74 = 159,29 \text{ (кН)}.$$

Фактичне навантаження на палю не перевищує допустиме. Отже, обрана кількість паль достатня.

Розміщення паль підсилення в плані наведене на рисунку 5.2.

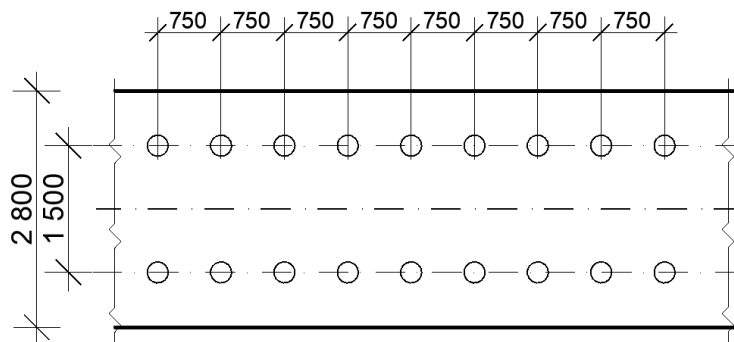


Рисунок 5.2 - Розміщення паль підсилення в плані

5.3.2 Визначення допустимого навантаження на палі для аварійного сполучення навантажень.

При визначенні вертикальної складової навантаження на палю додатково враховуються коефіцієнти γ_{eq1} , γ_{eq2} , γ_{eq3} [8].

За табл. Н.7.1 [8] при сейсмічності території 6 балів коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі для піщаних ґрунтів, середньої щільності, насичених водою $\gamma_{eq1} = 0,8$, $\gamma_{eq2} = 0,9$, $\gamma_{eq3} = 0,9$.

Розраховуючи будівлі та споруди на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів, до розрахункових значень навантажень вводять коефіцієнти сполучень. З просторових статичних розрахунків будівлі приймаємо розрахункові граничні значення навантажень при аварійному сполученні з урахуванням коефіцієнта сполучення $\phi_c = 0,9$ [54]:

$$N_a = 187,63 \text{ (кН/м)}; M_a = 19 \text{ (кНм/м)}; Q_a = 25 \text{ (кН/м)}.$$

Коефіцієнт деформації α_ϵ при улаштуванні палі з бетону класу С20/25 знаходимо за формулою 5.5 [8]:

$$\alpha_\epsilon = \sqrt[5]{\frac{k b_p}{\gamma_c EI}}, \quad (5.5)$$

де k – коефіцієнт пропорційності [8];

EI – жорсткість матеріалу палі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, для пружного середовища $\gamma_c = 3$;

b_p – умовна ширина палі, м.

Умовна ширина палі:

$$b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,25 + 0,5 = 0,88 \text{ (м)}$$

Моменти інерції перерізу палі:

$$I = d^4/12 = 0,25^4/12 = 0,000323 \text{ (м}^4\text{)}$$

$$\alpha_\epsilon = \sqrt[5]{\frac{15000 \cdot 0,88}{3 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 323 \cdot 10^{-6}}} = 0,89 \text{ (м}^{-1}\text{)}$$

Розрахункова довжина палі, на якій не враховується опір ґрунту по боковій поверхні при сейсмічних впливах, за формулою 5.6:

$$h_d = \frac{a_1 (H + \alpha_\epsilon a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_c} \gamma_I \text{tg} \phi_I + c_I \right)}, \quad (5.6)$$

Приймаємо в першому наближенні максимальне горизонтальне навантаження на одну палю (в напрямку осі y) $H = 3$ (кН).

Осереднені значення характеристик міцності ґрунтів ІГЕ №3:

$$\varphi_{I, \text{сеп}} = 34^0; c_{I, \text{сеп}} = 1 \text{ (кПа)}.$$

$\varphi_I = 34^0 - 2 = 32^0$ (за п. Н.7.2 [54]), для низького ростверку $a_1 = 1,2; a_2 = 1,2; a_3 = 0$

$$h_d = \frac{1,2 \cdot 3}{0,95 \left(\frac{1,2}{0,88} \cdot 18,9 \cdot \text{tg} 32^0 + 1 \right)} = 0,21 \text{ (м)} < 3/\alpha_\varepsilon = 3/0,89 = 3,37 \text{ (м)}.$$

Приймаємо $h_d = 0,21$ м.

Опір по боковій поверхні палі визначаємо в табличній формі у таблиці 5.9.

Таблиця 5.9 - Розрахунок опору по бічній поверхні

H_i , м	h_i , м	Показник текучості	γ_{cf}	γ_{eq}	f_i	$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \cdot \gamma_{eq}$
2,37	1,5	$I_L = 0,3$	0.8	0.85	0	0
3,56	0,88	$I_L = 0,3$	0.8	0.85	36,68	21.94
4,31	1,1	$I_L = 0$	0.9	0.9	53,93	48.06
						$\Sigma = 69,99$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R визначається за формулою 5.4 [8]:

$$R = 1 \cdot 0,24(71,3 \cdot 18,83 \cdot 0,25 + 127 \cdot 0,72 \cdot 18,03 \cdot 4,62) = 1908,6 \text{ (кПа)}$$

Тоді несуча здатність палі на вдавлюючі навантаження при сейсмічних впливах, за формулою 5.7:

$$F_{eq} = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A \cdot \gamma_{eq1} \cdot \gamma_{eq3} + u \cdot \sum_{h_d}^1 \gamma_{eq2} \cdot \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (5.7)$$

$$F_{eq} = 1(1,1 \cdot 1908,6 \cdot (3,14 \cdot 0,25^2 / 4) \cdot 0,8 \cdot 0,9 + 3,14 \cdot 0,25 \cdot 69,99) = 129,10 \text{ (кН)}.$$

Несуча здатність палі за результатами розрахунку $F_d = 129,10$ кН, допустиме навантаження на палю:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{129,10}{1,4} = 92,21 \text{ (кН)}.$$

Потрібна кількість палей:

$$n = \frac{N_2^I \cdot k}{N} = \frac{187,63}{92,21} = 2,03 \text{ шт}$$

Потрібна кількість паль на 1 п.м - 2,03 шт.

Потрібний крок паль при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{2,03 \cdot 1,1} = 0,90 \text{ (м)}.$$

Палі довжиною 3 м розміщуємо з кроком $0,75 \text{ м} = 3d$.

Перевірка навантаження на найбільш навантажену палю у припущенні, що на палі передається згинальний момент від повного навантаження після реконструкції.

Вага палі $G_{\text{палі}} = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,25^2 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 4,45 \text{ (кН)}$

$$N = \frac{N^d + G_{\text{паль}}}{n} \pm \frac{M_x y_{\text{max}}}{\sum y_i^2} = \frac{187,63 \cdot 0,75 + 4,45 \cdot 2}{2} + \frac{(19 + 25 \cdot 0,52) \cdot 0,75 \cdot 0,75}{2 \cdot 0,75^2} =$$

$$= 74,81 + 16,0 = 90,81 \text{ (кН)} < 1,2 \cdot 92,21 = 110,65 \text{ (кН)}.$$

Несуча здатність паль при обраному їх розташуванні забезпечена, фактичне навантаження на палю не перевищує допустиме. Отже, обрана кількість паль достатня, для безпечного сприйняття сейсмічних впливів.

Розміщення паль підсилення в плані наведено на рисунку 5.3.

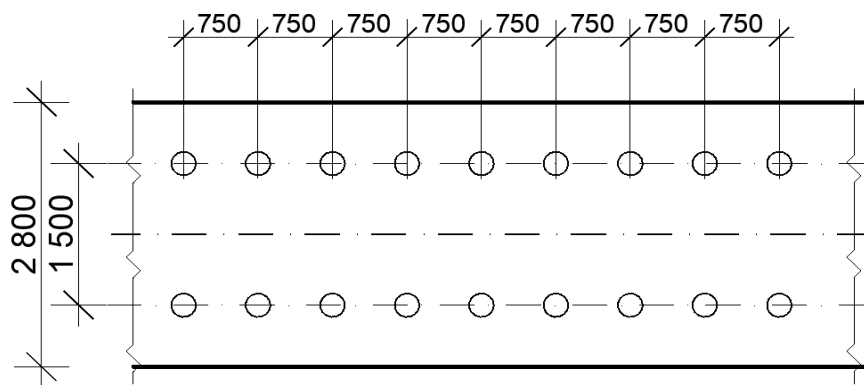


Рисунок 5.3 - Розміщення паль підсилення в плані

Висновок до розділу 5

Охорона праці є заключним та найважливішим розділом у проектуванні, оскільки має за ціль створення безпечних і нешкідливих умов праці та збереження здоров'я і життя працюючих при будівництві.

У даному підрозділі магістерської кваліфікаційної роботи було запропоновано технічні рішення з безпечного виконання робіт по бетонуванню, прийнято рішення щодо безпечної експлуатації транспортного, механічного та іншого електричного обладнання, виконано аналіз параметрів робочої зони для виконання процесу бетонування фундаментів. Передбачено системи організаційних і технічних заходів, що упереджують вплив на бетонувальника небезпечних виробничих факторів. Прийняті рішення для забезпечення відповідних умов праці мають відповідати вимогам чинних нормативних документів.

РОЗДІЛ 6

ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

6.1 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Для того, щоб із розрахованих у підрозділі 4.2 конструктивних рішень підсилення існуючих фундаментів мілкого закладання, обрати найкращий, проведемо їх техніко-економічне порівняння з урахуванням витрат матеріалів і способу виробництва робіт.

Обсяги робіт визначаємо для фундаментів поперечних несучих стін для ділянки довжиною 14,5 м.

Результати підрахунку обсягів робіт нульового циклу для чотирьох варіантів фундаментів наведені у таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 – Обсяги робіт з улаштування варіантів фундаментів

Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість
1) Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 3 м (типове рішення)		
1. Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 3 м крізь тіло існуючих фундаментних плит $V=7,1 \text{ м}^3$	шт.	48,0
2. Армування для паль: Ø12 А400С	кг	380,90
Ø6 А240С		52,90
3. Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	шт.	72
4. Встановлення металевих шпильок в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	м ³	0,02
5. Металеві шпильки Ø18 А400 С $L_{\text{заг}}=188,34 \text{ м}$	кг	373,64
6. Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	кг	89,40

Продовження таблиці 6.1

7. Арматура для ростверку: Ø10 A400C Ø8 A240C	кг	142,06 80,1
8. Влаштування монолітного залізобетонного ростверку з бетону класу B15 3,52x14,5=51,04	м ³	51,04
2) Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 6 м (типове рішення)		
1. Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 6 м крізь тіло існуючих фундаментних плит V=12,97 м ³	шт.	44,0
2. Арматура для паль: Ø12 A400C Ø6 A240C	кг	698,32 96,99
3. Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	шт.	72
4. Встановлення металевих шпильок в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	м ³	0,02
5. Металеві шпильки Ø18 A400 C L _{зар} =171,55 м	кг	340,33
6. Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	кг	89,40
7. Арматура для ростверку: Ø10 A400C Ø8 A240C	кг	142,06 80,1
8. Влаштування монолітного залізобетонного ростверку з бетону класу B15 2,94x14,5=42,63	м ³	42,63
3) Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 3 м (новітнє рішення)		
1. Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 3 м крізь тіло існуючих фундаментних плит V=5,9 м ³	шт.	40,0

Продовження таблиці 6.1

2.Арматура для паль: Ø12 A400C Ø6 A240C	кг	317,42 44,09
3. Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	шт.	72
4. Встановлення металевих шпильок в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	м ³	0,02
5. Металеві шпильки Ø18 A400 C L _{заг} =127,8 м	кг	253,54
6. Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	кг	44,70
7. Арматура для ростверку: Ø10 A400C Ø8 A240C	кг	71,03 40,05
8. Влаштування монолітного залізобетонного ростверку з бетону класу B15 1,78x14,5=25,81	м ³	25,81
4) Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 6 м (новітнє рішення)		
1. Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 6 м крізь тіло існуючих фундаментних плит V=9,44 м ³	шт.	32,0
2.Арматура для паль: Ø12 A400C Ø6 A240C	кг	507,87 70,54
3. Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	шт.	72
4. Встановлення металевих шпильок в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	м ³	0,02
5. Металеві шпильки Ø18 A400 C L _{заг} =127,8 м	кг	253,54
6. Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	кг	44,70

Продовження таблиці 6.1

7. Арматура для ростверку: Ø10 A400C Ø8 A240C	кг	71,03 40,05
8. Влаштування монолітного залізобетонного ростверку з бетону класу B15 1,78x14,5=25,81	м ³	25,81

6.2 Порівняльні кошторисні розрахунки вартості та трудомісткості підсилення фундаментів

Кошторисний розрахунок підсилення фундаментів виконуємо за допомогою програмного комплексу АВК (результати наведено у Додатку Б) .

Розрахунки було розроблено на основі ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи, збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників [55, 56, 57].

Кошторисна вартість влаштування конструкцій враховує трудовитрати та заробітна плата будівельників та машиністів, кількість та вартість матеріальних ресурсів, експлуатації будівельних машин та механізмів. Кошторисна вартість влаштування конструкцій визначається як сума прямих та загальновиробничих витрат.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій.

Загальновиробничі витрати (ЗВВ) – це витрати будівельно-монтажної організації, які входять у виробничу собівартість будівельно-монтажних робіт. Усі затрати, які відносяться до ЗВВ, згруповані в три групи.

За результатами кошторисних розрахунків виконаємо порівняння варіантів підсилення фундаментів [58].

Всі вищенаведені показники, окрім первісної вартості i -тої машини та нормативної тривалості роботи машини за рік, узяті з локальних кошторисів. При порівнянні варіантів приймається той варіант, який має мінімальне значення приведених витрат.

$$\Pi_i = C_i + E_n \cdot K_i \rightarrow \min, \quad (6.1)$$

Величина C і K прирівнюються за допомогою нормативного коефіцієнта ефективності капітальних вкладень E_n , який є допустимим мінімумом зниження собівартості на одиницю додаткових капітальних вкладень, за якими вони визнаються ефективними.

Собівартість робіт визначається за формулою:

$$C = \text{ПВ} + \text{ЗВВ}, \quad (6.2)$$

де ПВ – прямі витрати, грн.

Під прямими витратами розуміють витрати, пов'язані з виконанням будівельних робіт, які можна прямо та безпосередньо включити до собівартості конкретних будівельних робіт;

ЗВВ – кошторисна величина загальнопромислових витрат, грн.

ПВ та ЗВВ визначаємо із локального кошторису (Додаток Б).

Капітальні вкладення у виробничі фонди:

$$K = K_{\text{ОВФ}} + K_{\text{обігові кошти}}, \quad (6.3)$$

де $K_{\text{ОВФ}}$ – вартість основних виробничих фондів;

$$K_{\text{обігові кошти}} = C_{\text{см.}} / K_{\text{обор.}} - \text{обігові кошти},$$

де $C_{\text{см.}}$ – кошторисна вартість (всього по кошторису), грн.;

$$K_{\text{обор.}} = 3-4.$$

Основні виробничі фонди визначаються за формулою:

$$K_{\text{ОВФ}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i \cdot T_{i,\text{об.}}}{T_{i,\text{річн.}}}, \quad (6.4)$$

де Φ_i – первісна вартість i -тої машини, грн. (в даному випадку приймемо вартість експлуатації машин із кошторису);

T_i – тривалість роботи i -тої машини на об'єкті, год.;

$T_{i, \text{річн.}}$ – нормативна тривалість роботи за рік, год.

Економічний ефект

$$E = \Pi_1 - \Pi_2$$

Результати порівняння наведено в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2 - Порівняння варіантів фундаментів

Показники	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3	Варіант 4
Прямі витрати, тис. грн.	840,851	837,911	818,78	730,788
Кошторисна трудомісткість, тис. люд.- год.	6,353	6,307	6,203	5,522
Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	131,756	130,80	128,641	114,52
Загальновиробничі витрати, тис. грн.	90,561	89,901	88,417	78,711
Усього за кошторисом, тис. грн.	931,41	927,81	907,20	809,50
Кошторисний прибуток, грн.				
Показники (обчислені)				
Кошторисна величина ЗВВ, тис. грн.	90,561	89,901	11,495	78,711
Собівартість робіт (С), тис. грн.	931,41	927,81	907,20	809,50
Обігові кошти, тис. грн.	310,47	309,27	302,40	269,83
Основні виробничі фонди, тис. грн.	339,55	339,366	338,96	300,656
Капіталовкладення в виробничі фонди, тис. грн.	650,02	648,64	641,36	570,49
Показник приведених витрат, тис. грн.	1009,41	1005,65	984,16	877,96
Економічний ефект, тис. грн.				131,46

Висновки до розділу 6

Порівнюючи кожний варіант підсилення фундаментів із таблиці 6.6 ми бачимо, що економічний ефект між традиційними та новітніми рішеннями у підсиленні фундаменту палями 3 м складає 25,25 тис. грн, між палями 6 м – 127,69 тис. грн.

Найбільш економічним є 4 варіант підсилення фундаментів буроін'єкційними палями дожиною 6 м (новітнє рішення). Кошторисна вартість

становить – 877,96 тис. грн., кошторисна трудомісткість – 5,522 тис. грн.,
приведені витрати - 877,96 тис. грн. Економічний ефект – 131,46 тис. грн.

ВИСНОВКИ

Виконання магістерської кваліфікаційної роботи на тему «Особливості підсилення фундаменту мілкого закладання короткими палями» було розроблено відповідно до завдання на проектування.

Бачимо, що не існує до теперішнього часу нормативної методики розрахунку підсилення фундаменту мілкого закладання палями. Існуючі пропозиції різних авторів часто враховують не всі фактори впливу на роботу підсиленого фундаменту.

Аналіз матеріалів досліджень показав відсутність робіт, присвячених виявленню різниці в поведінці довгих та коротких паль підсилення.

Відомі з практики пропозиції щодо використання коротких паль підсилення не підкріплені жодними рекомендаціями стосовно методики їх розрахунку.

Виходячи із фізичного моделювання застосування коротких паль при підсиленні стрічкових фундаментів (довжина паль сумірна з шириною ростверка підсиленого фундаменту) дає достатньо ефективний результат. Перехід від коротких до довгих паль, що мають на 50% більшу довжину, збільшує несучу здатність підсиленого фундаменту лише на 10-15%.

Найбільш оптимальним варіантом розміщення паль підсилення є розміщення їх з кроком, який відповідає розміру підшви умовного фундаменту навколо одиночної палі.

Замінювати пальовий фундамент на умовний фундамент мілкого закладання з метою визначення його несучої здатності некоректно.

З одержаних залежностей математичного моделювання видно, що в випадку підсилення фундаменту короткими палями різниці в поведінці підсиленого фундаменту при улаштуванні їх від рівня підшви або від рівня поверхні ґрунту практично не спостерігається. При підсиленні ж більш довгими палями ця різниця є доволі суттєвою. Збільшення глибини закладання нижнього кінця палі при підсиленні від рівня підшви мало б призводити до покращення роботи фундаменту, але переважає включення у роботу додаткового ростверку в рівні

поверхні ґрунту (при однакових осіданнях фундамент з підсиленням від поверхні може сприйняти більше навантаження).

З мозаїк деформацій видно, що для коротких палей зона впливу напруженого стану для підсиленого палями фундаменту і умовного фундаменту практично однакові. Для більш довгих палей моделювання умовного фундаменту призводить до переміщення напруженої зони на значно більшу глибину. Таким чином підхід до розгляду палевого фундаменту як умовного фундаменту мілкого закладання при підсиленні стрічкових фундаментів може бути прийнятним лише для варіанту коротких палей. Перехід до проектування підсиленого фундаменту як до такого масиву може призвести до завищення очікувань і відповідно до ненадійного рішення.

Порівнюючи ґрунтові масиви глинистого та піщаного виду, з побудованих графіків та мозаїк деформацій ґрунту, можна чітко спостерігати, що піщаний ґрунтовий масив набагато краще передає навантаження та дає значно менші осідання при більшому навантаженні, але якісна картина перерозподілу зусиль між елементами підсиленого фундаменту зберігається.

Збільшення кроку коротких палей підсилення незначно впливає на несучу здатність підсиленого фундаменту, що дає можливість економити витрати на палі.

Економічна частина показала, що порівнюючи кожний варіант підсилення фундаментів розроблених у дипломній роботі ми бачимо, що економічний ефект між традиційними та новітніми рішеннями у підсиленні фундаменту палями 3 м складає 25,25 тис. грн, між палями 6 м – 127,69 тис. грн.

Найбільш економічним є 4 варіант підсилення фундаментів буроін'єкційними палями дожиною 6 м (новітнє рішення). Кошторисна вартість становить – 877,96 тис. грн., кошторисна трудомісткість – 5,522 тис. грн., приведені витрати - 877,96 тис. грн. Економічний ефект – 131,46 тис. грн.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Травин В.И. Капитальный ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий: уч. пособие. Ростов-на-Дону: Феникс, 2002.
2. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Томск: ЦНТИ, 1990. 318 с.
3. Швец В. Б., Феклин В.И., Гинзбург Л. К. Усиление и реконструкция фундаментов. М.: Стройиздат, 1985. 203 с.
4. Швецов Г. И., Носков И. В., Слободян А. Д., Госькова Г. С. Основания и фундаменты: Справочник/ под ред. Г. И. Швецова. М.: Высш.шк., 1991. 383 с.
5. Головкин С.И. Экспериментальное определение несущей способности задавливаемых свай и осадок свайных фундаментов: сб. науч. тр. Приднепр. гос. акад. стр-ва и арх-ры.: Днепропетровск, 2013. Вып. 69. С. 132-136.
6. Боднар А.М., Канюк В.М. Підсилення фундаментів будівель в умовах суцільної забудови. URL: <https://revolution.allbest.ru/construction/004868950.html> (дата звернення 18.01.2021).
7. Маєвська І. В., Блащук Н.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених палями фундаментів : монографія. Вінниця : ВНТУ, 2013. 183 с.
8. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 42 с.
9. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: монография. Харьков: «Типография Мадрид», 2017. 204 с.

10. Бойко І. П., Підлуцький В.Л. Дослідження влаштування паль у фундаменті різної довжини: збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво), вип.4 (34), ПолтНТУ, 2012. с.42-48.
11. Підлуцький В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатошаровою основою. дис. канд. техн. наук: 05.23.02. Підлуцький В.Л. Київ, 2013.
12. Численные методы расчетов в практической геотехнике: сборник статей международной научно-технической конференции. СПбГАСУ.:СПб., 2012. С.13-19.
13. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов: пер. С англ. М.: Мир, 1979. 392 с.
14. Степанченко О. М., Мартинюк П. М. Метод скінченних елементів в задачах вилуговування вапна з бетонних фундаментів гідротехнічних споруд. Вісник ТНТУ. 2015. Т. 79. № 3. С. 174-182.
15. Корнієнко М. В., Карпенко Д. А. Чисельне моделювання роботи стовпчастих пальових фундаментів з розширенням в лесових ґрунтах. URL: <https://www.slideshare.net/DmytroKarpenko/62008-65670052> (дата звернення 14.01.2021)
16. Єршов С.В. Теоретичні методи розрахунку процесів ОМТ: конспект лекцій. Кам'янське: ДДТУ, 2016. 60 с.
17. Овчаренко В.А., Подлесний С.В., Зінченко С.М. Основи методу кінцевих елементів і його застосування в інженерних розрахунках: навч. посіб. Краматорськ: ДДМА, 2008. 380 с.
18. Карвацький А. Я. Метод скінченних елементів у задачах механіки суцільних середовищ: лаб. практик. Київ: КПІ, 2018. 392 с.
19. Моргун А. С., Малачковська Р. І. Оцінювання за методом граничних елементів процесу накопичення залишкових деформацій кільцевого та круглого фундаментів. Вісник ВНТУ. 2018. Т. 5. С. 7-12.
20. Маєвська І. В., Городнік Л. А. Планування експерименту дослідження підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями.

Інноваційні технології в будівництві: тези міжнар. наук.-техн. конф. м. Вінниця, 10-12 лист. 2020 р. Вінниця, 2020. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2020/paper/view/10847>

21. Знаменский В.В., Рузаев А. М., Полынков И.Н. Взаимодействие низкого ростверка со сваями. Вестник МГСУ.2008. Т.2. С.48-51
22. Патронова О.С. PLAXIS - інструмент інженера-геотехніка. Приклади розрахунків Вишукування, генплан і транспорт. CADmaster №3 (13), 2002.С.62-65
23. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-01-10]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014. 118 с.
24. ДБН В.1.2.-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 59 с.
25. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. [Чинний від 2017-05-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2017. 37 с.
26. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
27. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2018. 36 с.
28. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. . [Чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 39 с.
29. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. [Чинний від 2019-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 185 с.

30. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. З Поправкою. [Чинний від 2019-12-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 43 с.

31. ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). [Чинний від 2021-02-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 81 с.

32. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 301 с.

33. ДСТУ EN 12201-2:2018. Системи трубопровідних систем для водопостачання, дренажу та каналізації під тиском. Поліетилен (ПЕ). Частина 2. Труби (EN 12201-2:2011 + A1:2013, IDT). [Чинний від 2018-07-02]. Підтвержено. офіц.: ДП «УкрНДНЦ», 2018. 27 с.

34. ДСТУ Б EN 12666-1:2011. Системи підземних безнапірних пластмасових трубопроводів для каналізації й дренажу. Поліетилен (PE). Частина 1. Технічні вимоги до труб, фітингів і системи (EN 12666-1:2005, IDT). [Чинний від 2013-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2012. 54 с.

35. ДСТУ Б.В.2.5-25:2005. (ГОСТ 6942-98). Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Труби чавунні каналізаційні і фасонні частини до них. Технічні умови. [Чинний від 2006-01-01]. Вид. офіц. Київ: Держбуд України, 2005. 26 с.

36. ДСТУ 2651:2005 Сталь вуглецева звичайної якості. Марки (ГОСТ 380-2005). [Чинний від 2006-09-01]. Вид. офіц. Київ: Держспоживстандарт України, 2006. 16 с.

37. ДСТУ Б В.2.7-73-98 Труби поліетиленові для подачі горючих газів. Технічні умови. Зміна №1. [Чинний від 2001-08-01]. Вид. офіц. Київ: Держбуд України, 1998. 48 с.

38. Ваганов І.І., Маєвська І.В., Попович М.М., Тітко О.В. Проектування основ і фундаментів: навч. посіб. Вінниця: ВНТУ, 2003. 132с.

39. Гольшев А. Б., Полищук В. П., Бачинський В. Я. Железобетонные конструкции. Сопротивление железобетона: под ред. А. Б. Гольшева. К.: Логос, 2001. Т. 1. 420 с.
40. Гольшев А. Б., Полищук В. П., Бачинський В. Я. Железобетонные конструкции. Строительная механика: под ред. А. Б. Гольшева. К.: Логос, 2001. Т. 2. 418 с.
41. Маєвська І.В., Блащук Н.В. Основи і фундаменти: самостійна та індивідуальна робота студентів. Ч. 2. Проектування основ і фундаментів у особливих ґрунтових умовах для студентів спеціальності "Промислове та цивільне будівництво". навч. посіб. Вінниця: ВНТУ, 2017. 98 с.
42. Метелюк Н.С., Шишко Г.Ф., Соловьева А.Б., Грунинцев В.В. Сваи и свайные фундаменты: спр. пособие. К.: "Будівельник", 1977. 256 с.
43. Методичні вказівки до виконання розділу з охорони праці в кваліфікаційних роботах здобувачів освітнього ступеня магістра галузей знань: 13 – «Механічна інженерія», 27 – «Транспорт» / Уклад.: І. В. Віштак, О. В. Кобилянський, Н. О. Васаженко. Вінниця: ВНТУ, 2021. 52 с.
44. ГОСТ 12.0.003-74. Опасные и вредные производственные факторы. Классификация. [Чинний від 1976-01-11]. Вид. офіц. Москва, 1976. 4 с. (Інформація та документація).
45. ДСТУ Б В.2.8-43:2011. Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови (ГОСТ 23407-78, MOD). [Чинний від 2012-12-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2012. 18 с.
46. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). [Чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 122 с.
47. Кобилянський О. В. Охорона праці при експлуатації електроустановок. Вінниця: ВДТУ, 2003. 125 с.

48. ГОСТ 12.2.003-91. Устаткування виробниче. Загальні вимоги безпеки. [Чинний від 1991-06-06]. Вид. офіц. Москва, 1991. 11 с. (Інформація та документація).
49. ДСН 3.3.6.042-99. Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень. [Чинний від 1999-12-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я, 1999. 12 с.
50. ДБН В.2.5-28-2018. Природне і штучне освітлення. [Чинний від 2019-03-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 137 с.
51. ГОСТ 12.1.003-83. Система стандартів безпеки праці. Шум. Загальні вимоги безпеки. Зі зміною № 1 (СТ СЭВ 1930-79). [Чинний від 1989-07-01]. Вид. офіц. Москва, 1989. 13 с. (Інформація та документація).
52. ДСН 3.3.6.039-99. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. [Чинний від 1999-12-01]. Вид. офіц. Київ: МОЗ, 2000. 39 с.
53. Наказ: Про затвердження Державних санітарних норм та правил «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу». URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0472-14#Text> (дата звернення: 6.11.2021).
54. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-01-10]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014. 118 с.
55. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. Зміна № 2. [Чинний від 2018-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 97 с.
56. ДСТУ Б Д.2.2-5:2012. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Пальові роботи. Опускні колодязі. Закріплення ґрунтів (Збірник 5) (ДБН Д.2.2-5-99, MOD). [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014. 17 с.
57. ДСТУ Б Д.2.2-6:2016. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні (Збірник 6). [Чинний від 2016-08-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2016. 121 с.

58. Методичні вказівки для визначення економічної ефективності витрат науково-дослідної частини в магістерських роботах студентів будівельних спеціальностей / Уклад. О. Г. Лялюк. Вінниця: ВНТУ, 2011. 41 с.

ДОДАТКИ

Додаток А

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Назва роботи: Особливості підсилення фундаменту мілкового закладання

короткими палями

Тип роботи: кваліфікаційна робота / МКР

(кваліфікаційна робота, курсовий проект (робота), реферат, аналітичний огляд, інше
(вказати))

Підрозділ кафедра БМГА, ФБТЕГП, гр. Б-20мі

(кафедра, факультет (інститут), навчальна група)

Науковий керівник: Маєвська І.В., доцент

(прізвище, ініціали, посада)

Показники звіту подібності

Plagiat.pl (StrikePlagiarism)		Unicheck	
КП1		Оригінальність	91,2%
КП2			
Тривога/Білі знаки	/	Схожість	8,8%

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне)

- Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
- Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її автора. Роботу направити на доопрацювання.
- Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Заявляю, що ознайомлений (-на) з повним звітом подібності, який був згенерований Системою щодо роботи(додається)

Автор *М.К.*
(підпис)

Городнік Л.А.
(прізвище, ініціали)

Опис прийнятого рішення

допустити до захисту МКР
Допустити до захисту МКР

Особа, відповідальна за перевірку *[підпис]*
(підпис)

Блащук Н.В.
(прізвище, ініціали)

Експерт _____
(за потреби) (підпис) (прізвище, ініціали, посада)

Додаток Б

Локальний кошторис на будівельні роботи № 1
Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 3 м (типове рішення)

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 931,412 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 6,353 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 131,756 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,2 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24 .11" 2021 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати	в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E5-74-1	Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 3 м крізь тіло існуючих фундаментних плит V=7,1 м3	м3	340,8	<u>2312,97</u> 33,37	<u>1259,94</u> 270,78	788260	11372	<u>429388</u> 92282	<u>1,76</u> 13,9559	<u>599,81</u> 4756,17
2	E5-75-1	Установлення арматури окремими стрижнями в тіло бетону при улаштуванні буроін'єкційних паль, діаметр арматури до 18 мм	т	0,4338	<u>10827,94</u> 98,90	-	4697	43	-	<u>4,6</u> -	<u>2</u> -
3	E4-8-1	Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	100м	0,36	<u>5254,28</u> 954,09	<u>4121,80</u> 1097,97	1892	343	<u>1484</u> 395	<u>48,48</u> 60,8595	<u>17,45</u> 21,91
4	E5-11-1	Встановлення металевих шпильок Ø18 А400 С L _{заг} =188,34 м в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	т	0,37364	<u>10391,66</u> 416,57	<u>1339,22</u> 170,54	3883	156	<u>500</u> 64	<u>20,44</u> 8,1746	<u>7,64</u> 3,05
5	E5-9-1	Встановлення в отвори цементного розчину	м3	0,02	<u>1235,36</u> 133,56	<u>327,73</u> 101,80	25	3	<u>7</u> 2	<u>6,96</u> 4,8177	<u>0,14</u> 0,1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	ЕД6-50-15	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування ростверку	100м3	0,5104	<u>15580,67</u> 8018,93	<u>420,30</u> 130,88	7952	4093	<u>215</u> 67	<u>417,87</u> 6,9921	<u>213,28</u> 3,57
7	ЕД6-61-14	Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	т	0,0894	<u>404,25</u> 330,31	<u>45,99</u> 14,32	36	30	<u>4</u> 1	<u>16,59</u> 0,765	<u>1,48</u> 0,07
8	ЕД6-62-2	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури 8-10 мм	т	0,22216	<u>11506,55</u> 624,84	<u>137,55</u> 31,74	2556	139	<u>31</u> 7	<u>31,75</u> 1,9722	<u>7,05</u> 0,44
9	ЕД6-66-2	Укладання бетонної суміші в конструкції ростверку бетононасосами.	100м3	0,5104	<u>61814,36</u> 1004,88	<u>1946,55</u> 497,99	31550	513	<u>994</u> 254	<u>53</u> 23,56	<u>27,05</u> 12,03
Разом прямі витрати по кошторису							840851	16692	<u>432623</u> 93072		<u>875,9</u> 4797,34
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							840851		391536 109764 90561 680,24 21992		931412

Всього по кошторису							931412				
Кошторисна трудомісткість, люд.год.							6353				
Кошторисна заробітна плата, грн.							131756				

Склав

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2
Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 6 м (типове рішення)

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 927,812 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 6,307 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 130,799 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,2 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24.11" 2021 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E5-74-1	Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 6 м крізь тіло існуючих фундаментних плит V=12,97 м ³	м3	340,8	<u>2312,97</u> 33,37	<u>1259,94</u> 270,78	788260	11372	<u>429388</u> 92282	<u>1,76</u> 13,9559	<u>599,81</u> 4756,17
2	E5-75-1	Установлення арматури окремими стрижнями в тіло бетону при улаштуванні буроін'єкційних паль, діаметр арматури до 18 мм	т	0,79531	<u>10827,94</u> 98,90	-	8612	79	-	<u>4,6</u> -	<u>3,66</u> -
3	E4-8-1	Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	100м	0,36	<u>5254,28</u> 954,09	<u>4121,80</u> 1097,97	1892	343	<u>1484</u> 395	<u>48,48</u> 60,8595	<u>17,45</u> 21,91
4	E5-11-1	Встановлення металевих шпильок в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	т	0,34033	<u>10391,66</u> 416,57	<u>1339,22</u> 170,54	3537	142	<u>456</u> 58	<u>20,44</u> 8,1746	<u>6,96</u> 2,78
5	E5-9-1	Встановлення в отвори цементного розчину	м3	0,02	<u>1235,36</u> 133,56	<u>327,73</u> 101,80	25	3	<u>7</u> 2	<u>6,96</u> 4,8177	<u>0,14</u> 0,1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	ЕД6-50-15	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування ростверку	100м3	0,4263	<u>15580,67</u> 8018,93	<u>420,30</u> 130,88	6642	3418	<u>179</u> 56	<u>417,87</u> 6,9921	<u>178,14</u> 2,98
7	ЕД6-61-14	Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	т	0,0894	<u>404,25</u> 330,31	<u>45,99</u> 14,32	36	30	<u>4</u> 1	<u>16,59</u> 0,765	<u>1,48</u> 0,07
8	ЕД6-62-2	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури 8-10 мм	т	0,22216	<u>11506,55</u> 624,84	<u>137,55</u> 31,74	2556	139	<u>31</u> 7	<u>31,75</u> 1,9722	<u>7,05</u> 0,44
9	ЕД6-66-2	Укладання бетонної суміші в конструкції ростверку бетононасосами.	100м3	0,4263	<u>61814,36</u> 1004,88	<u>1946,55</u> 497,99	26351	428	<u>830</u> 212	<u>53</u> 23,56	<u>22,59</u> 10,04
Разом прямі витрати по кошторису							837911	15954	<u>432379</u> 93013		<u>837,28</u> 4794,49
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							837911		389578 108967 89901 675,27 21832		927812
Всього по кошторису							927812				
Кошторисна трудомісткість, люд.год.							6307				
Кошторисна заробітна плата, грн.							130799				

Склав

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Локальний кошторис на будівельні роботи № 3
Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 3 м (новітнє рішення)

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

907,197 тис. грн.
6,203 тис.люд.-год.
128,641 тис. грн.
3,2 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24.11" 2021 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
									на одиницю	всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E5-74-1	Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 3 м крізь тіло існуючих фундаментних плит V=5,9 м ³	м3	340,8	<u>2312,97</u> 33,37	<u>1259,94</u> 270,78	788260	11372	<u>429388</u> 92282	<u>1,76</u> 13,9559	<u>599,81</u> 4756,17
2	E5-75-1	Установлення арматури окремими стрижнями в тіло бетону при улаштуванні буроін'єкційних паль, діаметр арматури до 18 мм	т	0,4338	<u>10827,94</u> 98,90	-	4697	43	-	<u>4,6</u> -	<u>2</u> -
3	E4-8-1	Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	100м	0,36	<u>5254,28</u> 954,09	<u>4121,80</u> 1097,97	1892	343	<u>1484</u> 395	<u>48,48</u> 60,8595	<u>17,45</u> 21,91
4	E5-11-1	Встановлення металевих шпильок в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	т	0,25354	<u>10391,66</u> 416,57	<u>1339,22</u> 170,54	2635	106	<u>340</u> 43	<u>20,44</u> 8,1746	<u>5,18</u> 2,07
5	E5-9-1	Встановлення в отвори цементного розчину	м3	0,02	<u>1235,36</u> 133,56	<u>327,73</u> 101,80	25	3	<u>7</u> 2	<u>6,96</u> 4,8177	<u>0,14</u> 0,1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
6	ЕД6-50-15	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування ростверку	100м3	0,2581	<u>15580,67</u> 8018,93	<u>420,30</u> 130,88	4021	2070	<u>108</u> 34	<u>417,87</u> 6,9921	<u>107,85</u> 1,8			
7	ЕД6-61-14	Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	т	0,0447	<u>404,25</u> 330,31	<u>45,99</u> 14,32	18	15	<u>2</u> 1	<u>16,59</u> 0,765	<u>0,74</u> 0,03			
8	ЕД6-62-2	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури 8-10 мм	т	0,11108	<u>11506,55</u> 624,84	<u>137,55</u> 31,74	1278	69	<u>15</u> 4	<u>31,75</u> 1,9722	<u>3,53</u> 0,22			
9	ЕД6-66-2	Укладання бетонної суміші в конструкції ростверку бетононасосами.	100м3	0,2581	<u>61814,36</u> 1004,88	<u>1946,55</u> 497,99	15954	259	<u>502</u> 129	<u>53</u> 23,56	<u>13,68</u> 6,08			
Разом прямі витрати по кошторису							818780	14280	<u>431846</u> 92890		<u>750,38</u> 4788,38			
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							818780		372654	107170	88417	664,1	21471	907197

Всього по кошторису							907197							
Кошторисна трудомісткість, люд.год.							6203							
Кошторисна заробітна плата, грн.							128641							

Склав

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Локальний кошторис на будівельні роботи № 4
Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями 6 м (новітнє рішення)

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 809,499 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 5,522 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 114,519 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,2 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24 .11" 2021 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
				на одиницю	всього						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E5-74-1	Улаштування буроін'єкційних залізобетонних паль діаметром 250 мм довжиною 6 м крізь тіло існуючих фундаментних плит V=9,44 м3	м3	302,08	<u>2312,97</u> 33,37	<u>1259,94</u> 270,78	698702	10080	<u>380603</u> 81797	<u>1,76</u> 13,9559	<u>531,66</u> 4215,8
2	E5-75-1	Установлення арматури окремими стрижнями в тіло бетону при улаштуванні буроін'єкційних паль, діаметр арматури до 18 мм	т	0,57841	<u>10827,94</u> 98,90	-	6263	57	-	<u>4,6</u>	<u>2,66</u>
3	E4-8-1	Свердління отворів діаметром 30 мм глибиною 500 мм в бетонних стінах	100м	0,36	<u>5254,28</u> 954,09	<u>4121,80</u> 1097,97	1892	343	<u>1484</u> 395	<u>48,48</u> 60,8595	<u>17,45</u> 21,91
4	E5-11-1	Встановлення металевих шпильок в отвори з ін'єктуванням цементного розчину	т	0,25354	<u>10391,66</u> 416,57	<u>1339,22</u> 170,54	2635	106	<u>340</u> 43	<u>20,44</u> 8,1746	<u>5,18</u> 2,07
5	E5-9-1	Встановлення в отвори цементного розчину	м3	0,02	<u>1235,36</u> 133,56	<u>327,73</u> 101,80	25	3	<u>7</u> 2	<u>6,96</u> 4,8177	<u>0,14</u> 0,1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	ЕД6-50-15	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування ростверку	100м3	0,2581	<u>15580,67</u> 8018,93	<u>420,30</u> 130,88	4021	2070	<u>108</u> 34	<u>417,87</u> 6,9921	<u>107,85</u> 1,8
7	ЕД6-61-14	Встановлення поздовжніх металевих каркасів з діаметром стержнів до 12 мм у ростверк	т	0,0447	<u>404,25</u> 330,31	<u>45,99</u> 14,32	18	15	<u>2</u> 1	<u>16,59</u> 0,765	<u>0,74</u> 0,03
8	ЕД6-62-2	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури 8-10 мм	т	0,11108	<u>11506,55</u> 624,84	<u>137,55</u> 31,74	1278	69	<u>15</u> 4	<u>31,75</u> 1,9722	<u>3,53</u> 0,22
9	ЕД6-66-2	Укладання бетонної суміші в конструкції ростверку бетононасосами.	100м3	0,2581	<u>61814,36</u> 1004,88	<u>1946,55</u> 497,99	15954	259	<u>502</u> 129	<u>53</u> 23,56	<u>13,68</u> 6,08
Разом прямі витрати по кошторису							730788	13002	<u>383061</u> 82405		<u>682,89</u> 4248,01
Разом будівельні роботи, грн.							730788				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							334725				
всього заробітна плата, грн.							95407				
Загальновиробничі витрати, грн.							78711				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.							591,16				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							19112				
Всього будівельні роботи, грн.							809499				

Всього по кошторису							809499				
Кошторисна трудоємність, люд.год.							5522				
Кошторисна заробітна плата, грн.							114519				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Магістерська кваліфікаційна робота Городнік Л.А. на тему:

«Особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями»

Мета дослідження. Метою роботи є дослідити особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями, визначити різницю між реалізацією несучої здатності паль при підсиленні фундаменту мілкового закладання короткими палями різної довжини, варіюючи при цьому кроком розміщення паль та ґрунтовими умовами. Перевірити різницю роботи фундаменту при заміні його на умовний. Застосувати отримані результати до реального об'єкту будівництва.

Задачі дослідження:

- виконати аналіз сучасного стану питання підсилення фундаментів мілкового закладання;
- скласти програму та виконати фізичне моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями у лабораторному лотку на маломасштабних моделях;
- виконати чисельне моделювання НДС системи «існуючий фундамент – палі підсилення - основа» у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation;
- порівняти отримані математичні та фізичні результати досліджень;
- обрати кращий та найекономічніший варіант із розрахованих для виконання підсилення фундаменту мілкового закладання, при виконанні реконструкції існуючої 5-ти поверхової будівлі;
- виконати аналіз шкідливих та небезпечних виробничих факторів, що безпосередньо пов'язані із виконанням робіт по підсиленню фундаментів.

РОЗДІЛ 2

ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КОРОТКИМИ ПАЛЯМИ



**Лоток з ущільненим піском, що імітує
грунтову основу під фундамент та упорна система**



Наголовники



Тензометричні датчики



Прилад ІДЦ (вимірювач деформацій числовий)

Прилад для тарування наголовників



Програма модельних випробувань для виконання фізичного моделювання підсилення фундаменту мілкового закладання

Група дослідів	Крок паль у поперечений напрямку (a)	Крок паль у повздовжньому напрямку	Довжина паль, мм
1	3d	7d	200
			400
2	6d	7d	200
			400
3	Умовний фундамент мілкового закладання глибиною закладання 20 см	-	-



Експериментальна модель фундаменту

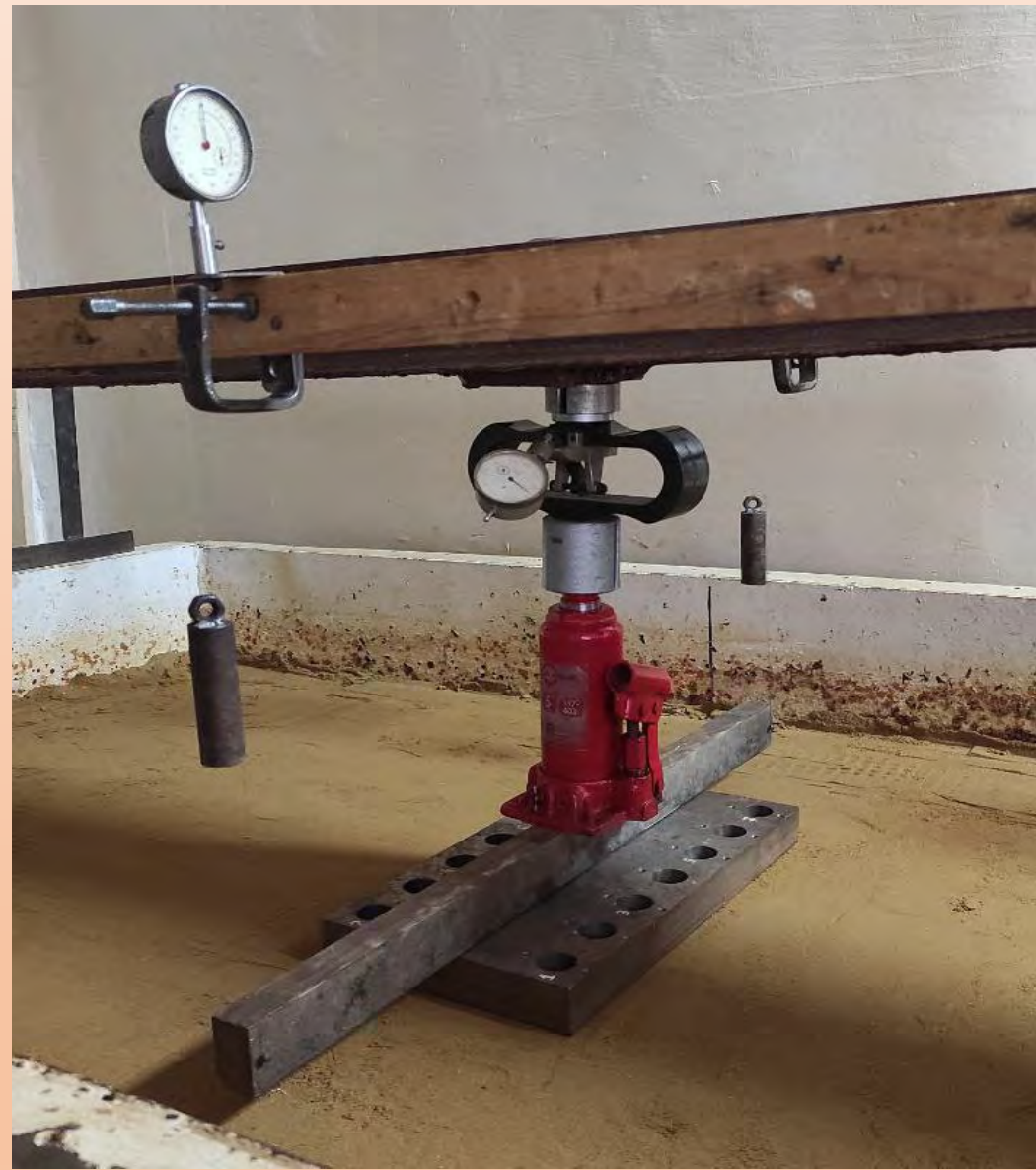
Встановлення жорсткої балки





Система встановлення прогиноміру для досліду

Дослідна конструкція для виконання експерименту





а)



б)

Система для досліду випробування а) 14 паль ; б) 8 паль



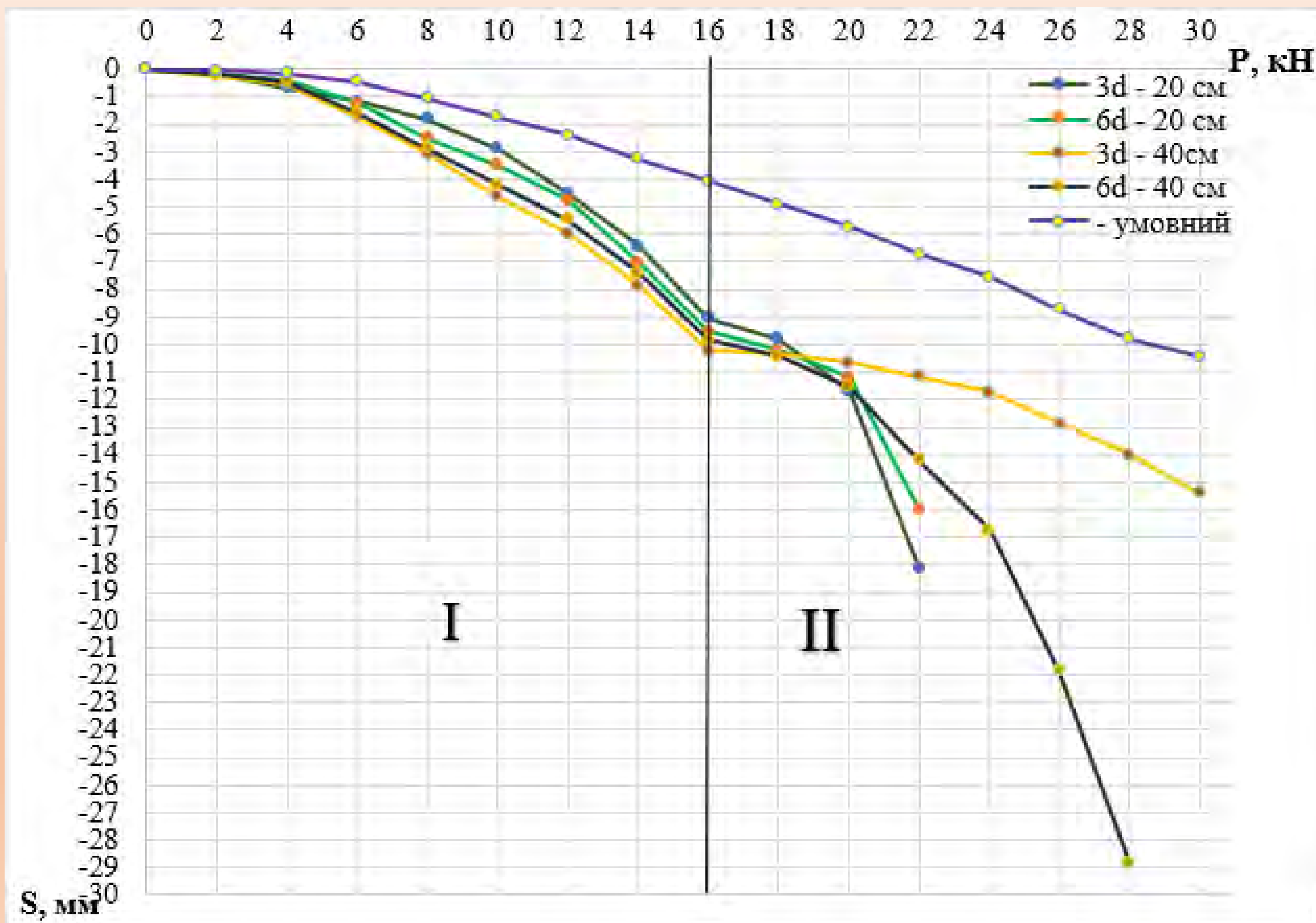
Модель випробування одиночної палі в лотку

**Модель випробування плити ростверку у варіанті
умовного фундаменту**



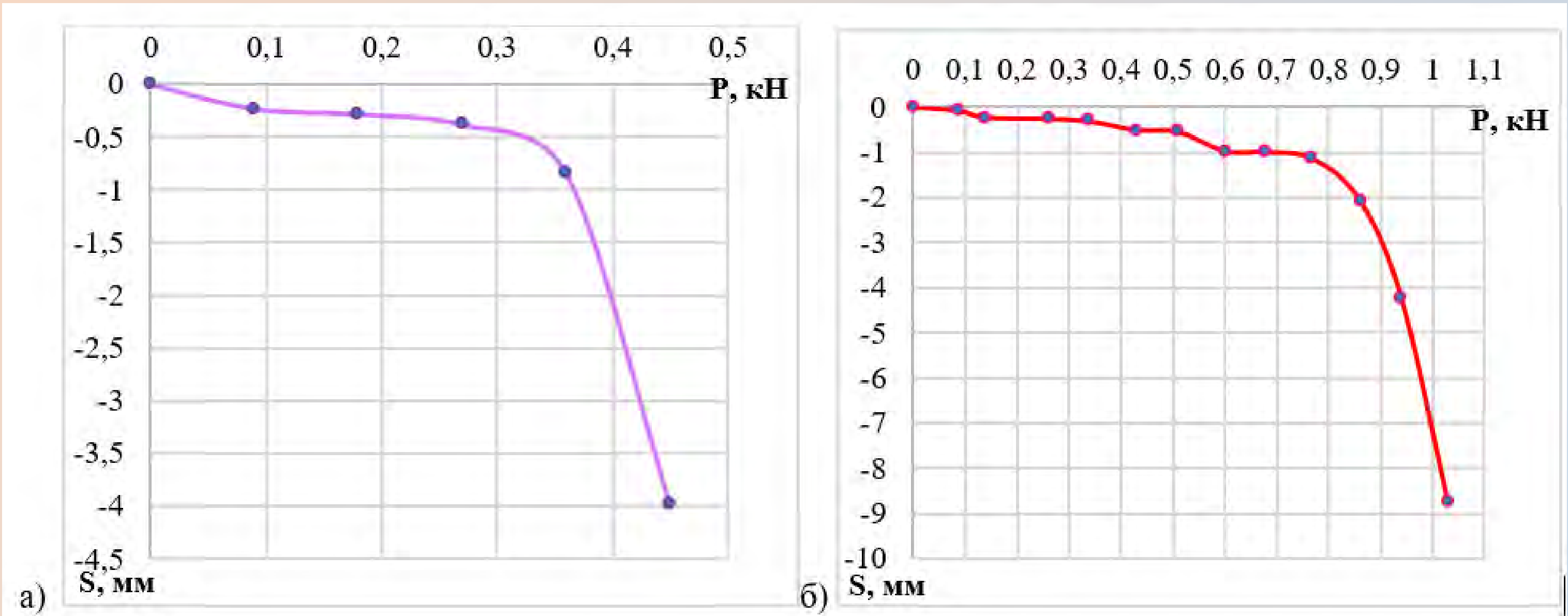
Модель випробування плити ростверку

Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 3d та 6d:
I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту

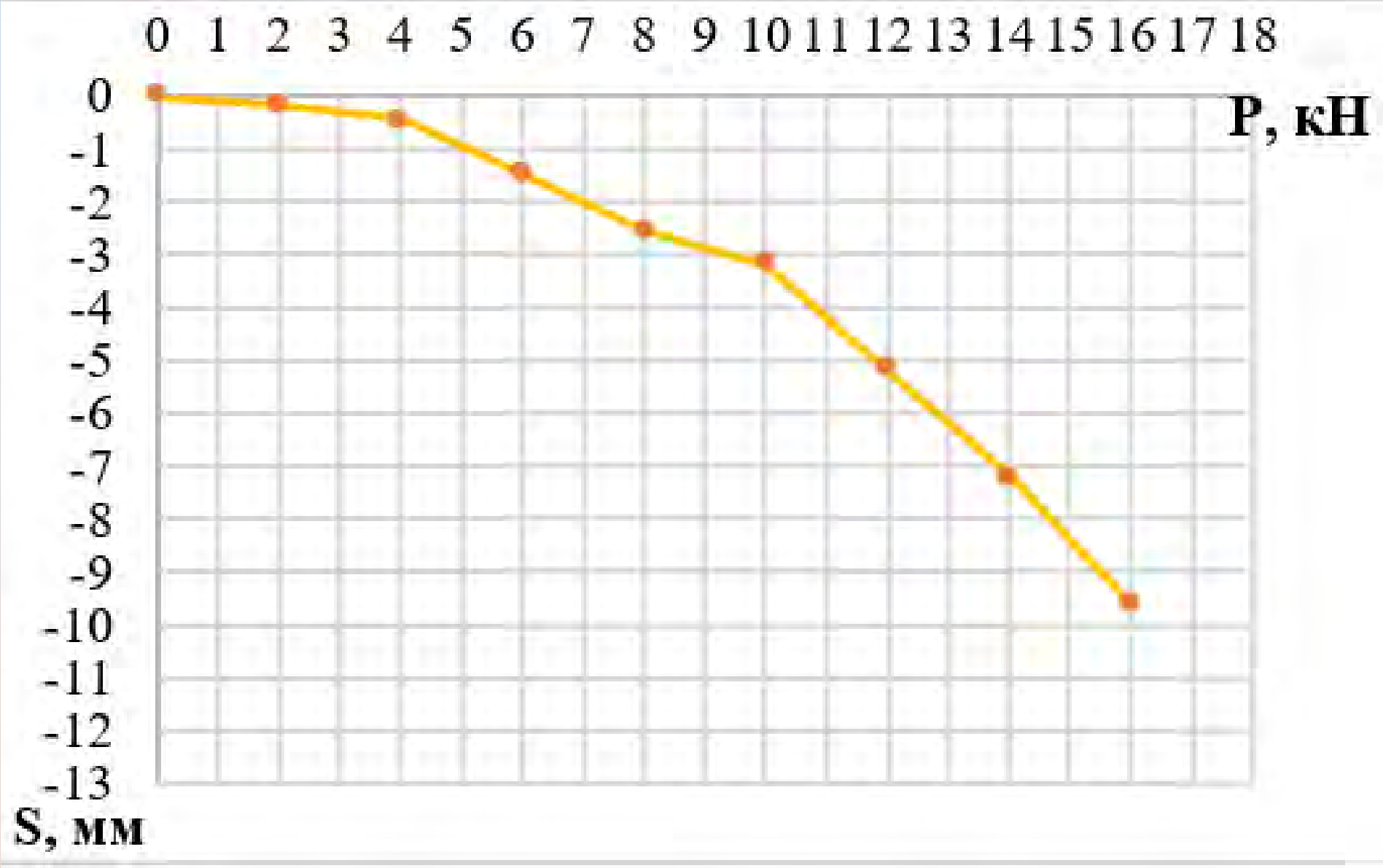


Приклад руйнування основи при різних випробуваннях моделей паль





Графіки залежності навантаження – осідання для палів довжиною: а) 200 мм; б) 400 мм



**Графік залежності навантаження – осідання для
плити ростверку без паль**

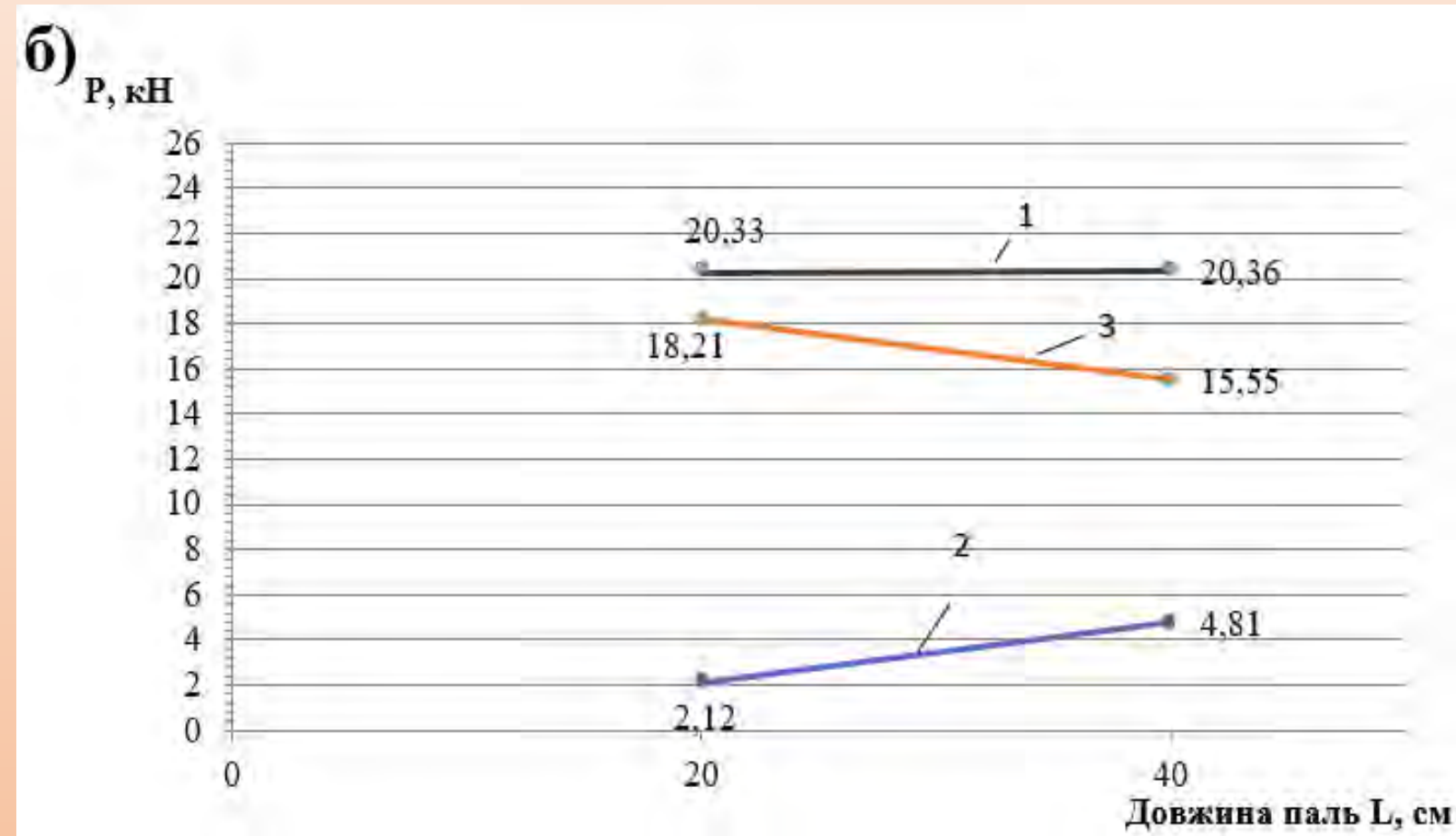
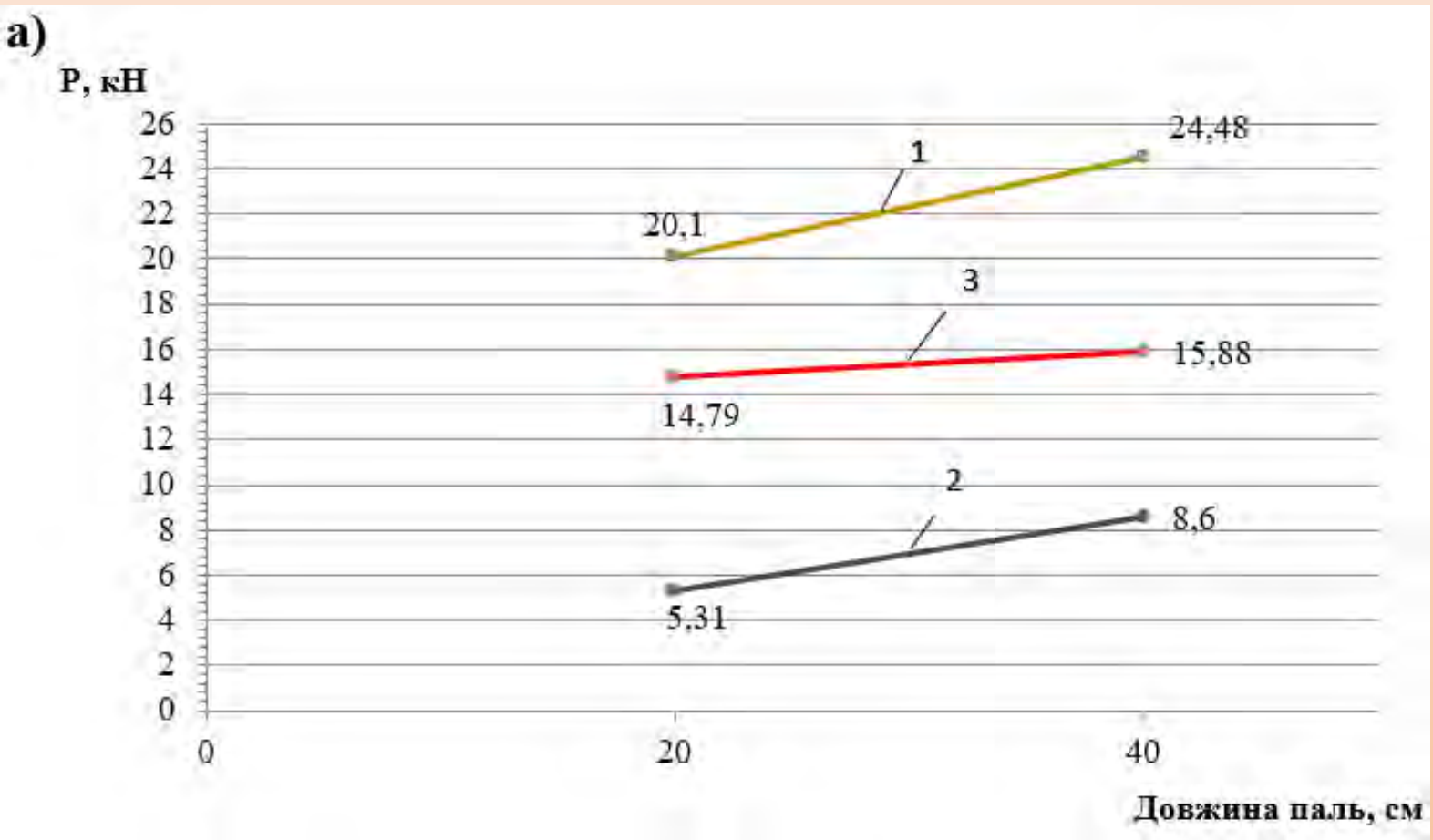
Сума зусиль заміряна тензOMETричними датчиками в палях при різному ступені навантаження

Навантаження на фундамент, кг	Довжина та крок палі			
	Палі 20 см крок 3d	Палі 20 см крок 6d	Палі 40 см крок 3d	Палі 40 см крок 6d
1600	4,22	1,54	5,3	3,2
1800	5,06	1,82	5,7	4,06
2000	5,28	2,04	6,91	4,7
2200	5,87	2,51	7,2	5,32
2400	-	2,81	8,18	5,96
2600	-	3,37	9,95	6,76
2800	-	3,75	10,85	7,24
3000	-	3,74	11,52	-

Порівняння роботи пальового фундаменту з плитою ростверку з роботою його окремих елементів при осіданні фундаменту $s = 12,0$ мм

Довжина палі, см	Крок палі	При роботі у складі фундаменту					При роботі кожного з елементів як окремого			
		Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях підсилення, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на фундамент кН	Частка ростверку, %	Несуча здатність одиночної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палі, кН	Навантаження фундамент, як сума окремих елементів кН
20	3d	0,38	5,31	14,79	20,10	74	0,405	5,67	16	21,67
	6d	0,27	2,12	18,21	20,33	90		3,24		19,24
40	3d	0,62	8,6	15,88	24,48	65	0,872	12,21	16	28,21
	6d	0,6	4,81	15,55	20,36	76		6,98		22,98

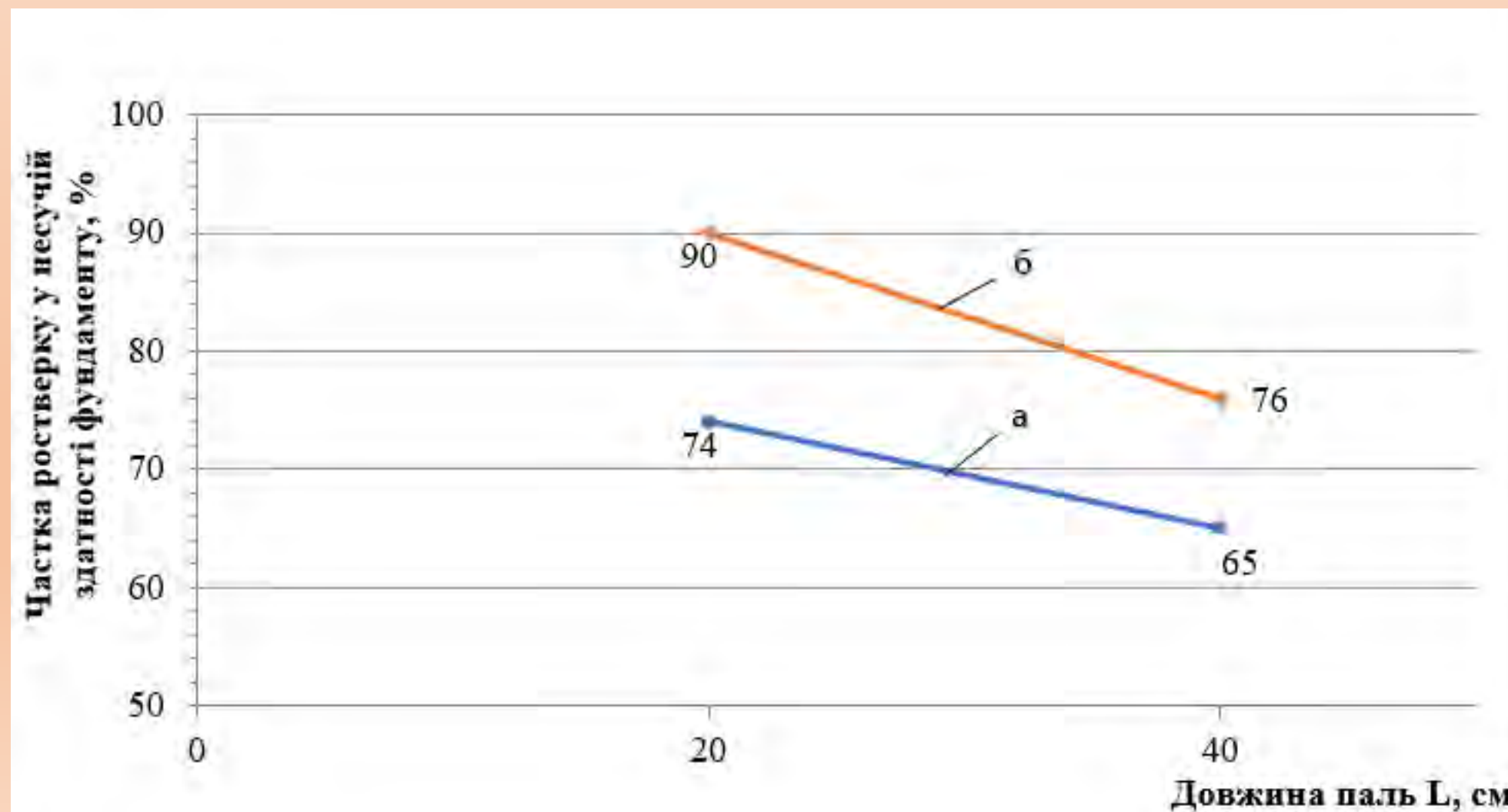
Графік залежності несучої здатності фундаменту в залежності від довжини паль при кроці паль 3d(a) та 6d(б): 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність паль; 3 – несуча здатність ростверку



Частка ростверку у несучій здатності фундаменту, %

Крок паль	Довжина паль, см	
	20	40
3d	74	65
6d	90	76

Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту, від довжини паль: а і б – при кроці паль 3d і 6d відповідно

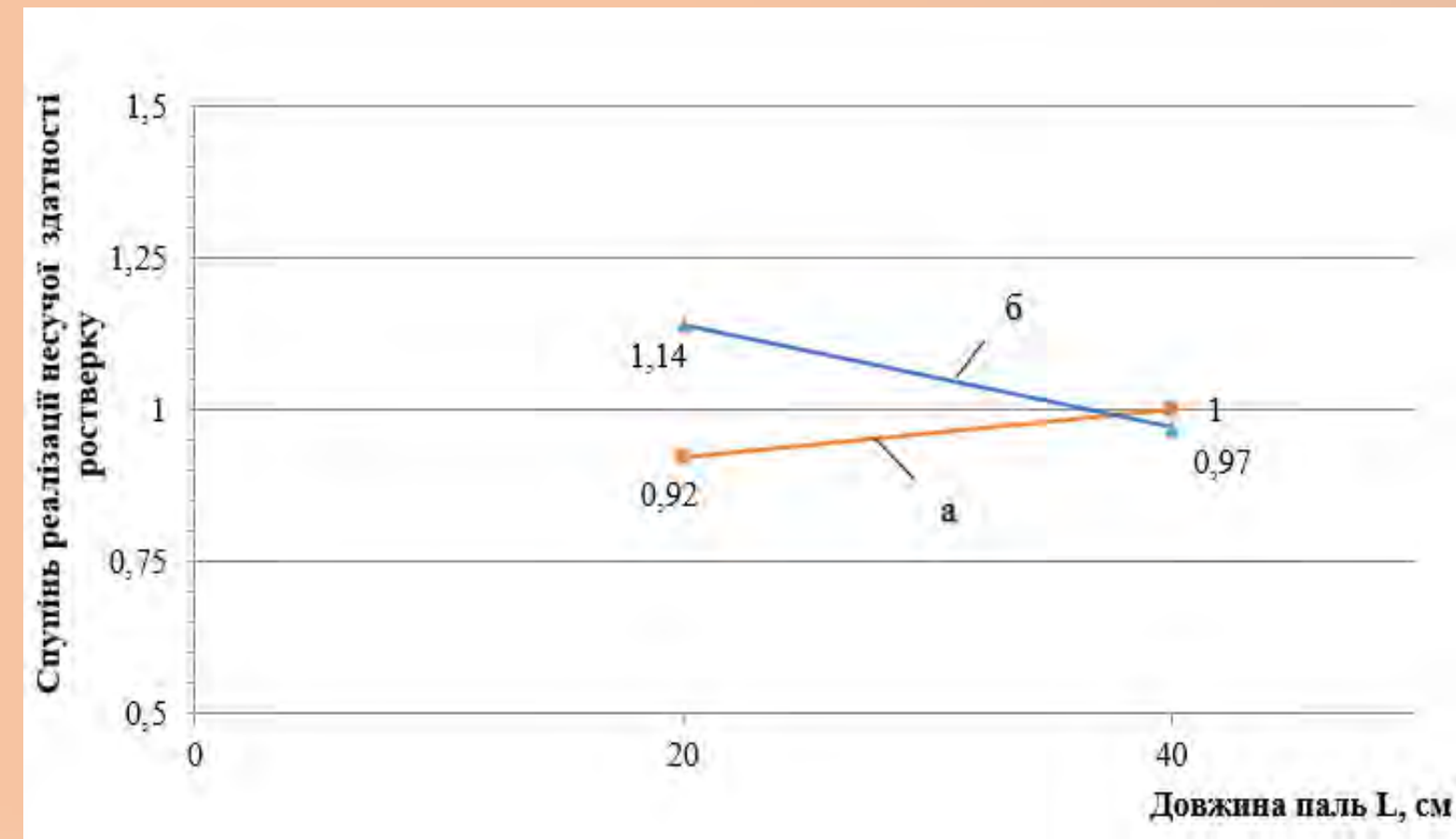
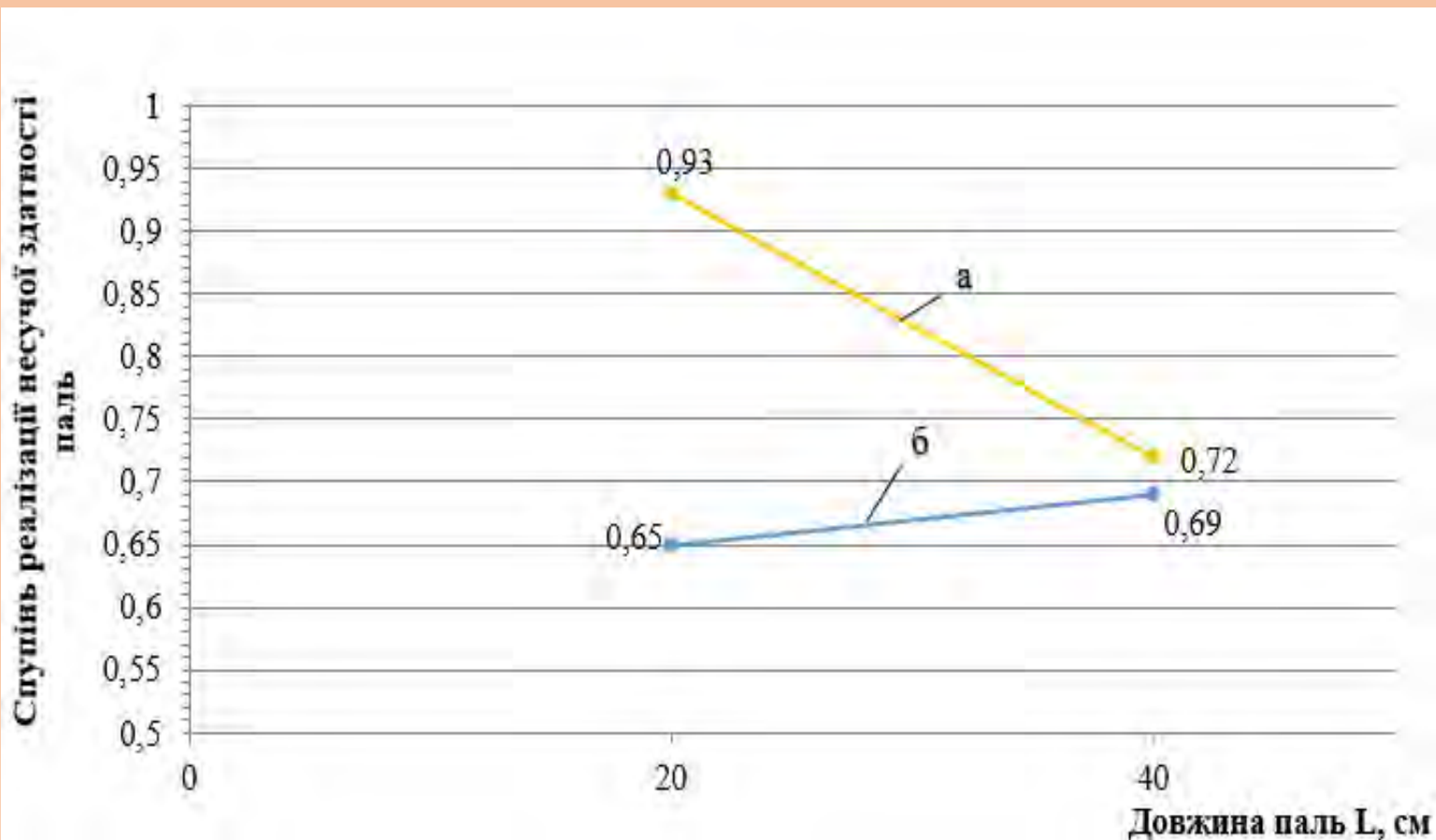


Ступінь реалізації несучої здатності паль та ростверку

Довжина, см	Крок паль	Ступінь реалізації несучої здатності палі	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
1	2	3	4
L=20 см	3d	0,93	0,92
L=20 см	6d	0,65	1,14
L=40 см	3d	0,72	1,0
L=40 см	6d	0,69	0,97

Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у складі фундаменту від кроку і довжини паль: а і б – при кроці паль 3d і 6d відповідно

Графік залежності ступеня реалізації ростверку: а і б – при кроці паль 3d і 6d відповідно



МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КОРОТКИМИ ТА ДОВГИМИ ПАЛЯМИ У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ PLAXIS 3D FOUNDATION

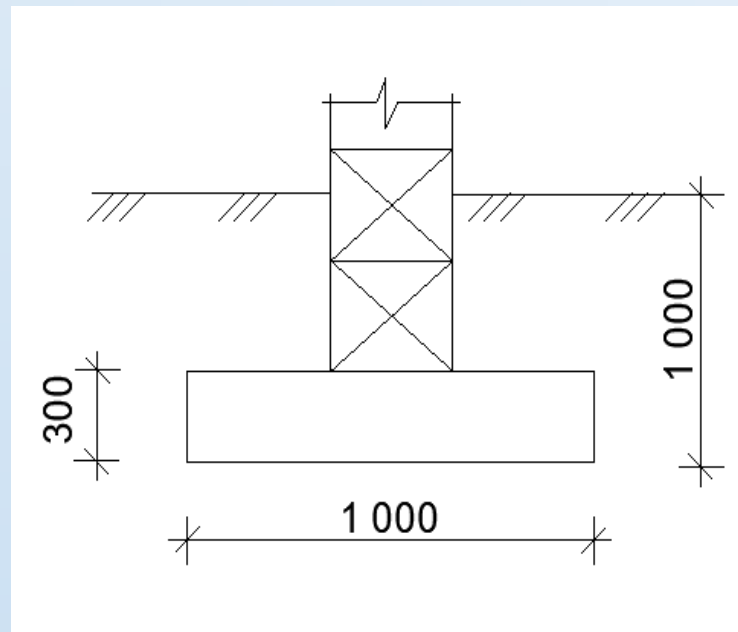
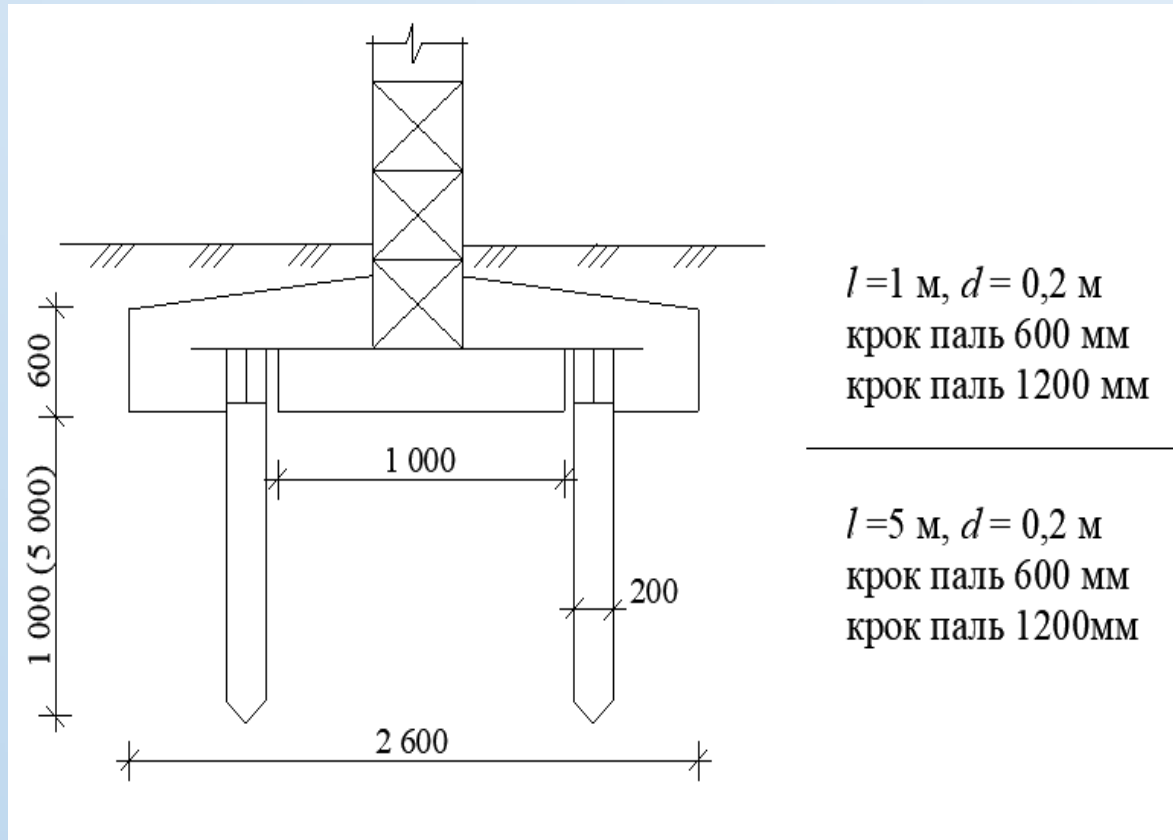


Схема стрічкового фундаменту, що потребує підсилення

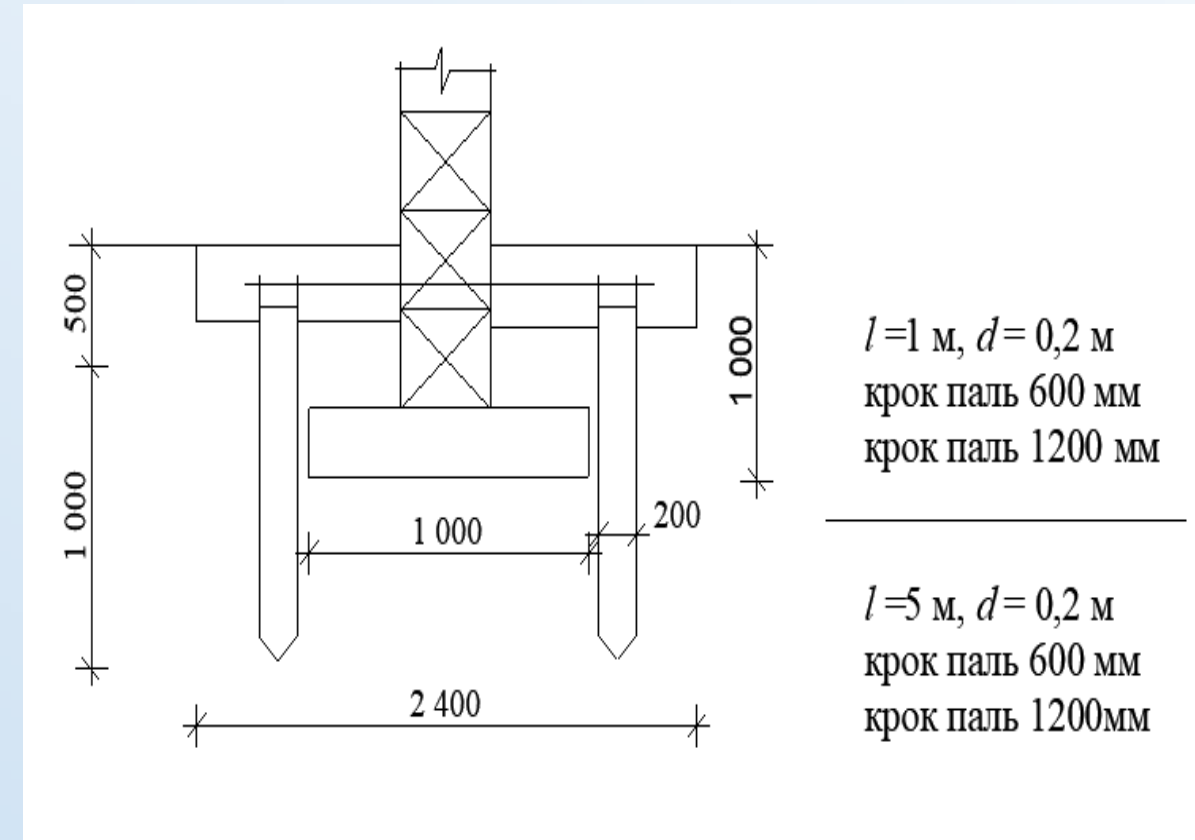
Група дослідів	Довжина та поперечний розмір палів	Крок палів
1	L = 1 м, d = 0,2 м	600 мм
2		1200 мм
3	L = 5 м, d = 0,2 м	600 мм
4		1200 мм

Програма математичного моделювання підсилення роботи фундаменту у рівні підшви

Моделі підсилення фундаменту



Модель підсилення фундаменту у рівні підшви



Модель підсилення фундаменту методом заглиблення

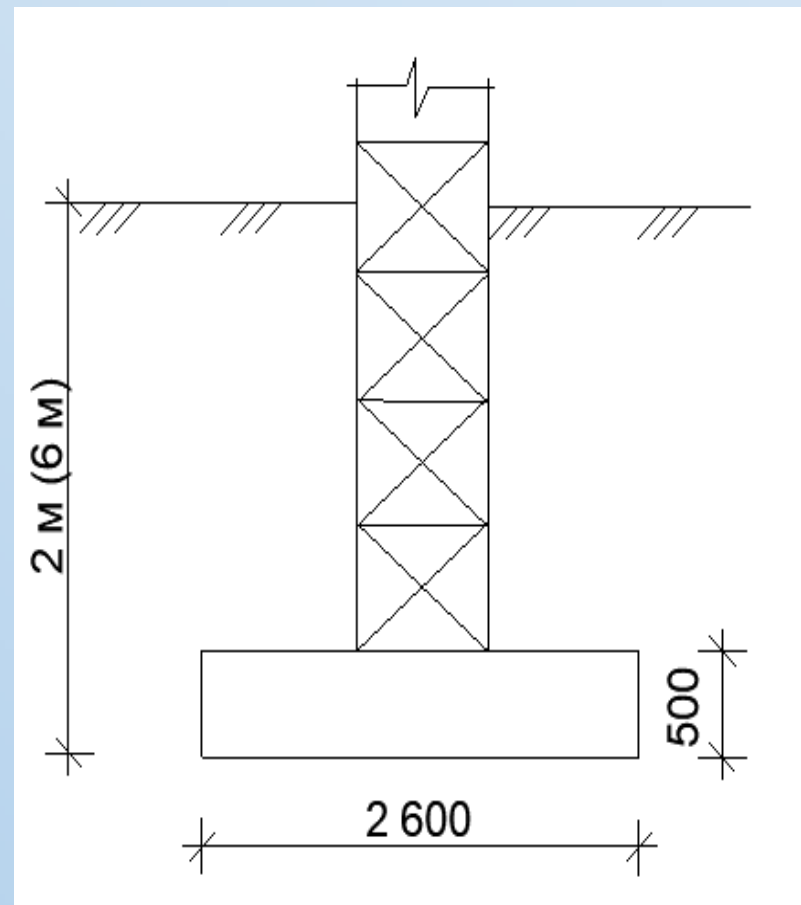
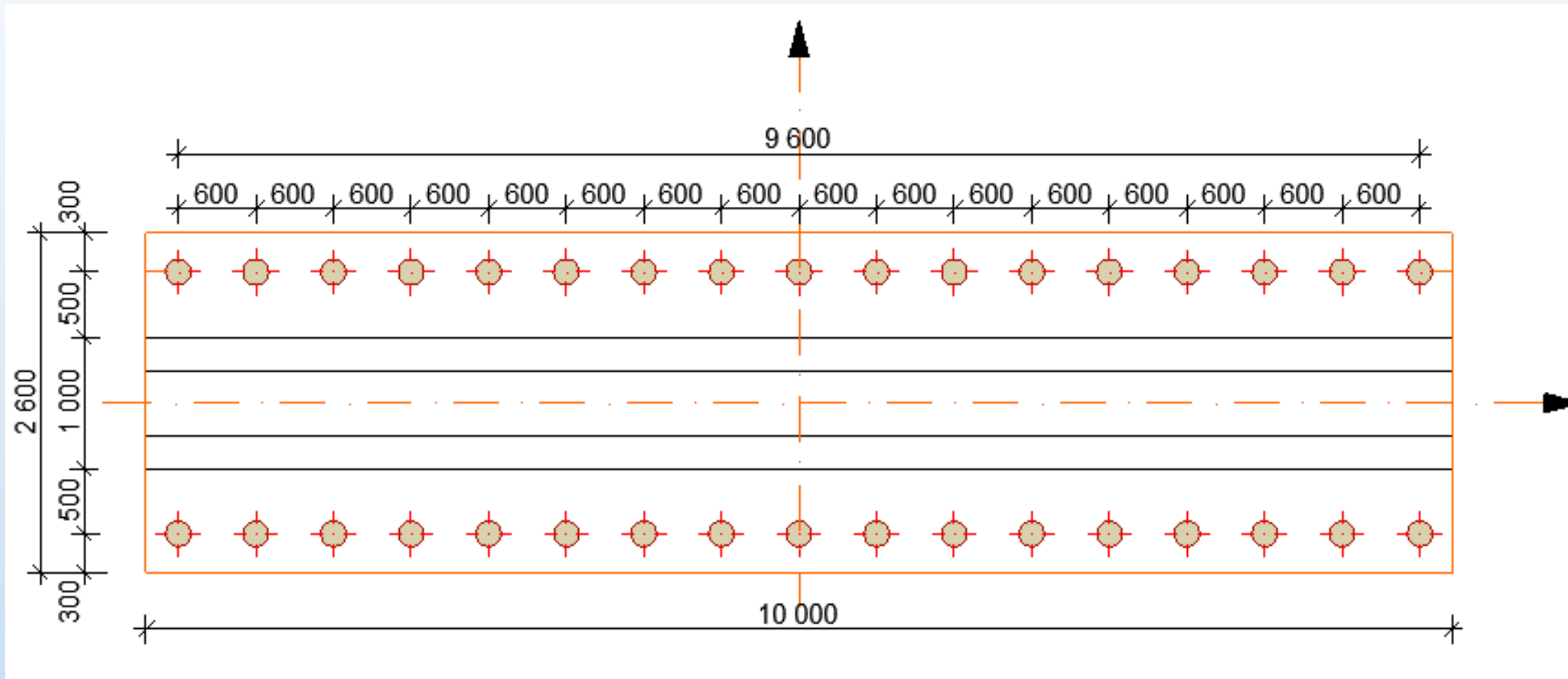
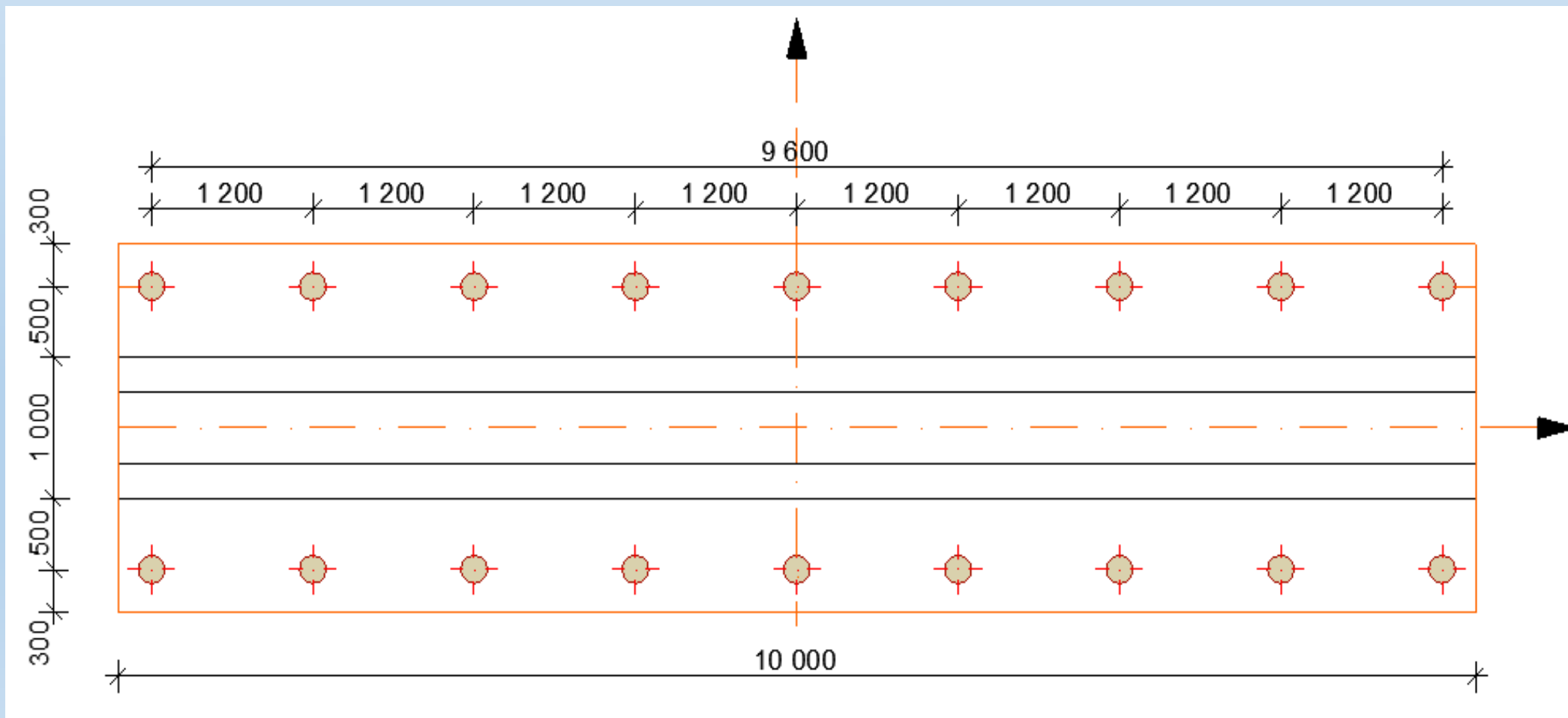


Схема фундаменту, що прийнята для моделювання суцільного ґрунто-пального масиву в межах умовного фундаменту

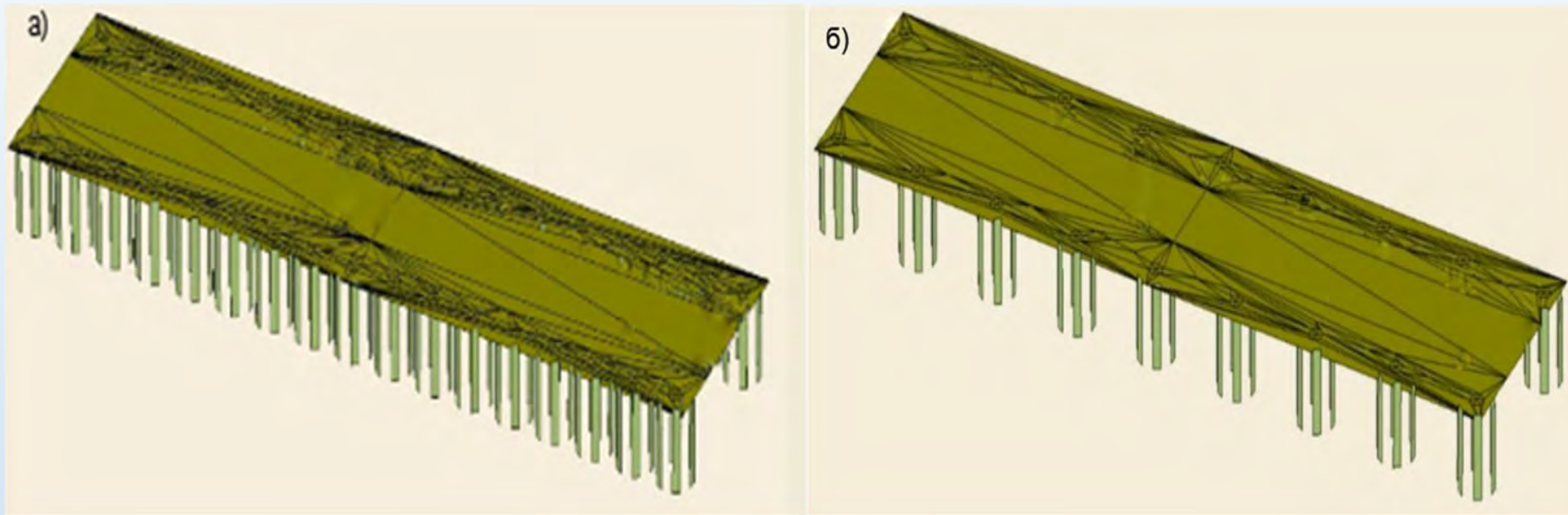
Графічна модель підсилення фундаменту



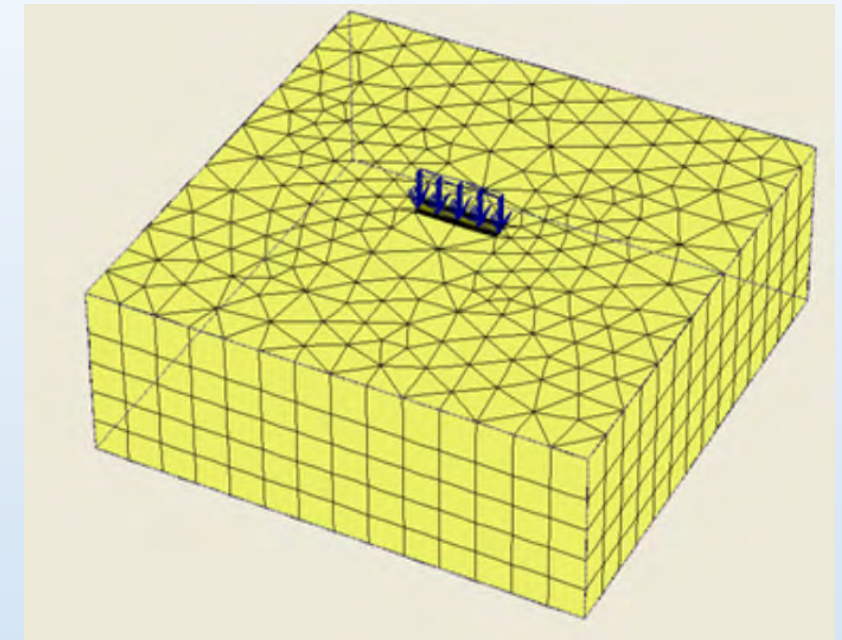
Модель фундаменту з розміщенням паль кроком 3d



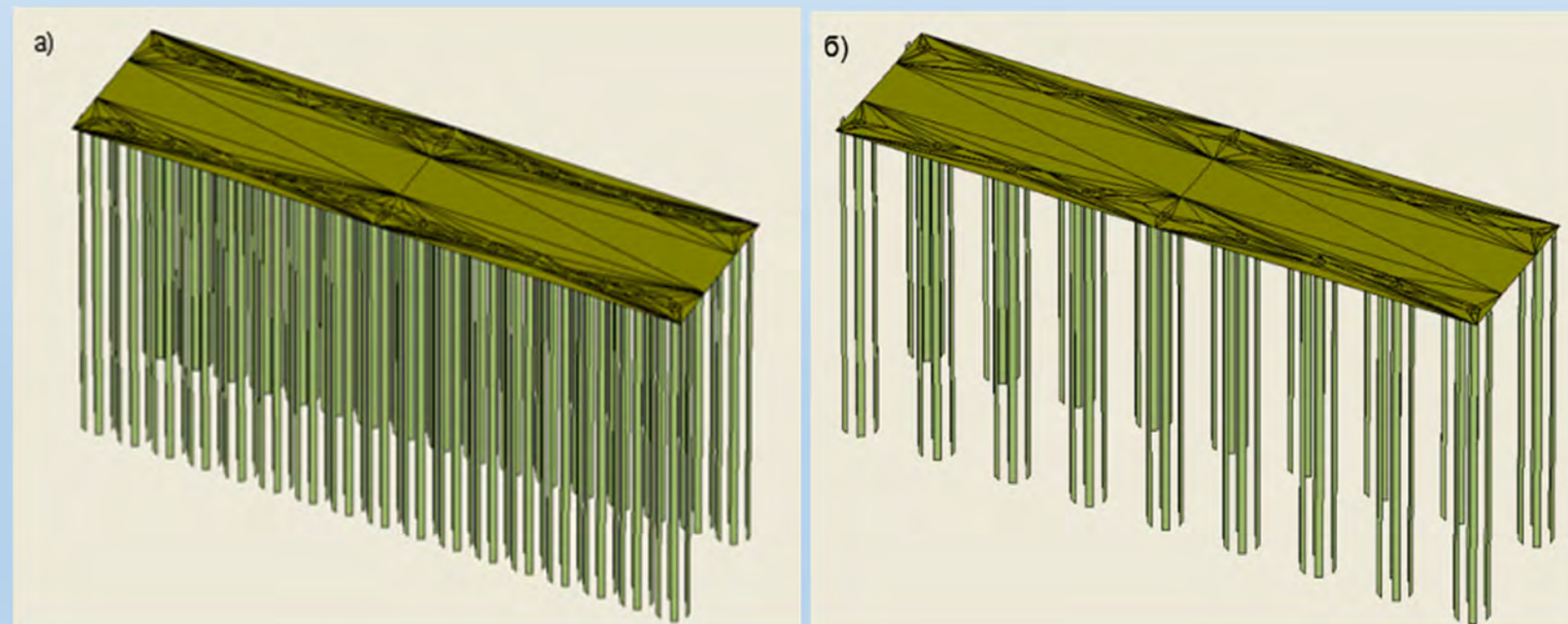
Модель фундаменту з розміщенням паль кроком 6d



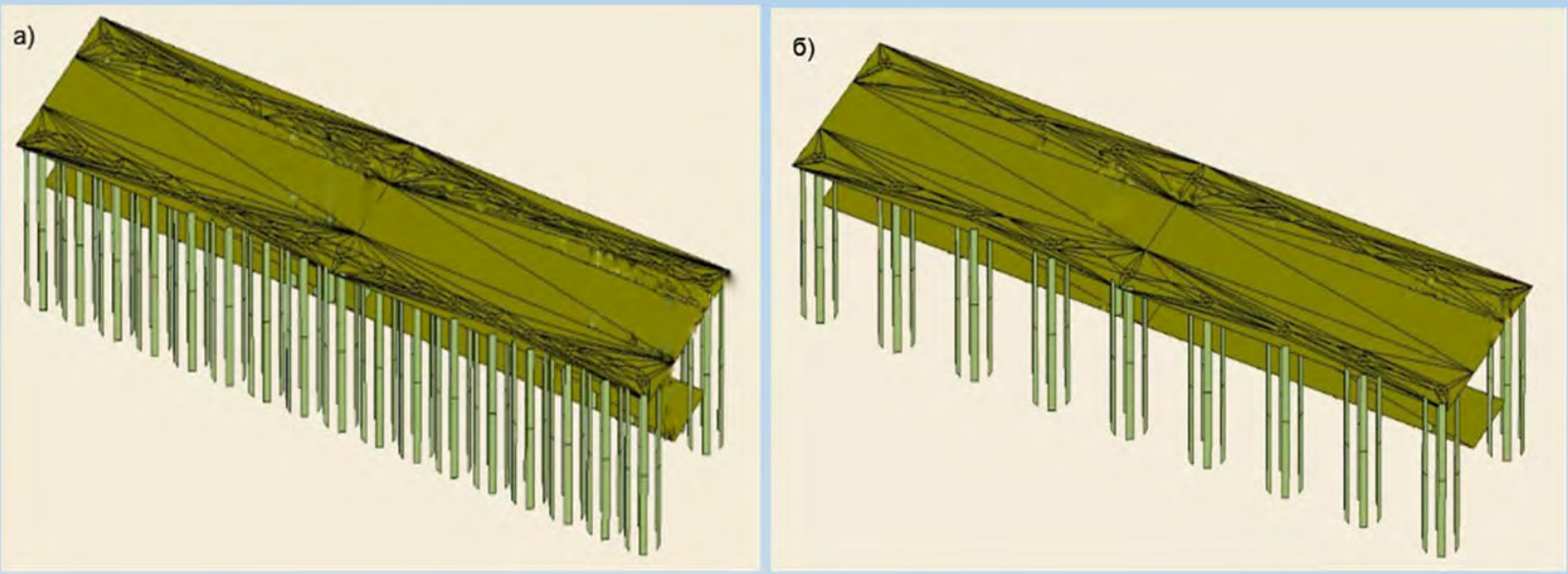
Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання палей довжиною 1 м від рівня підшви при кроці палей: а) 3d, б) 6d



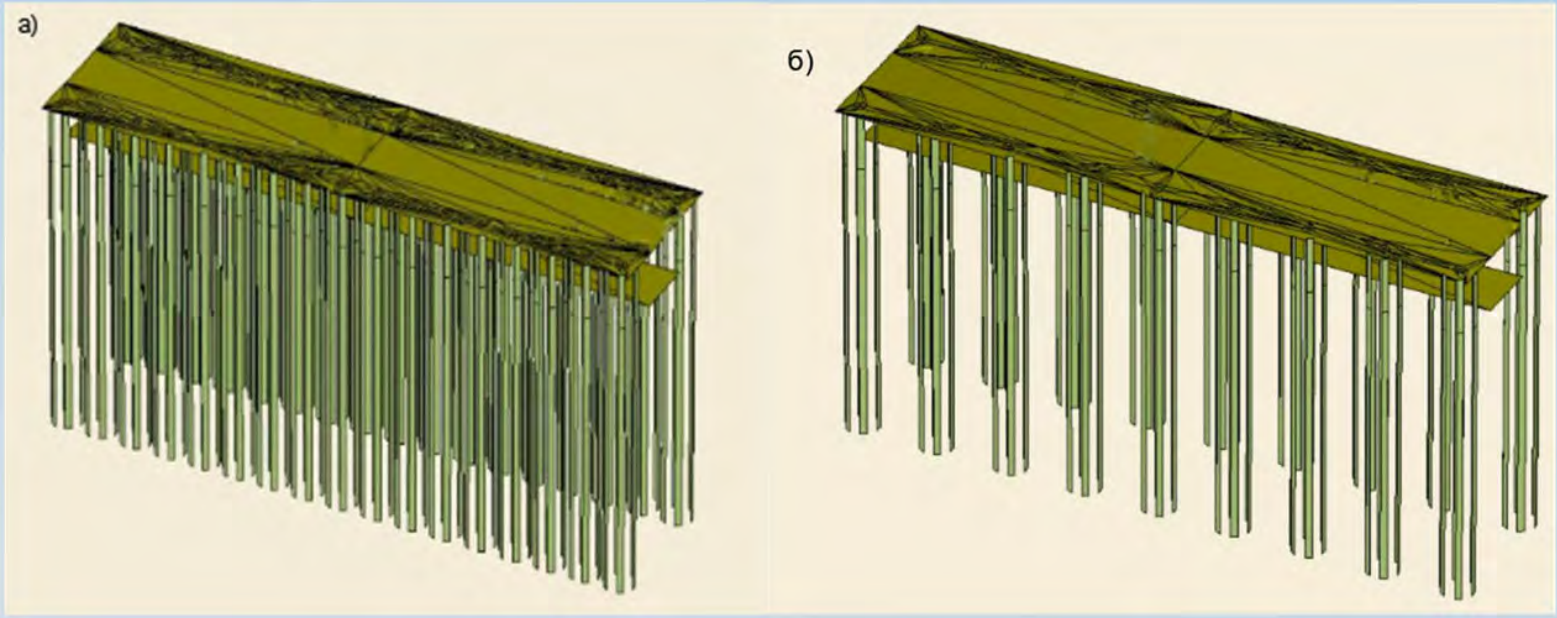
Розташування моделі під дією вертикального навантаження в масиві ґрунту



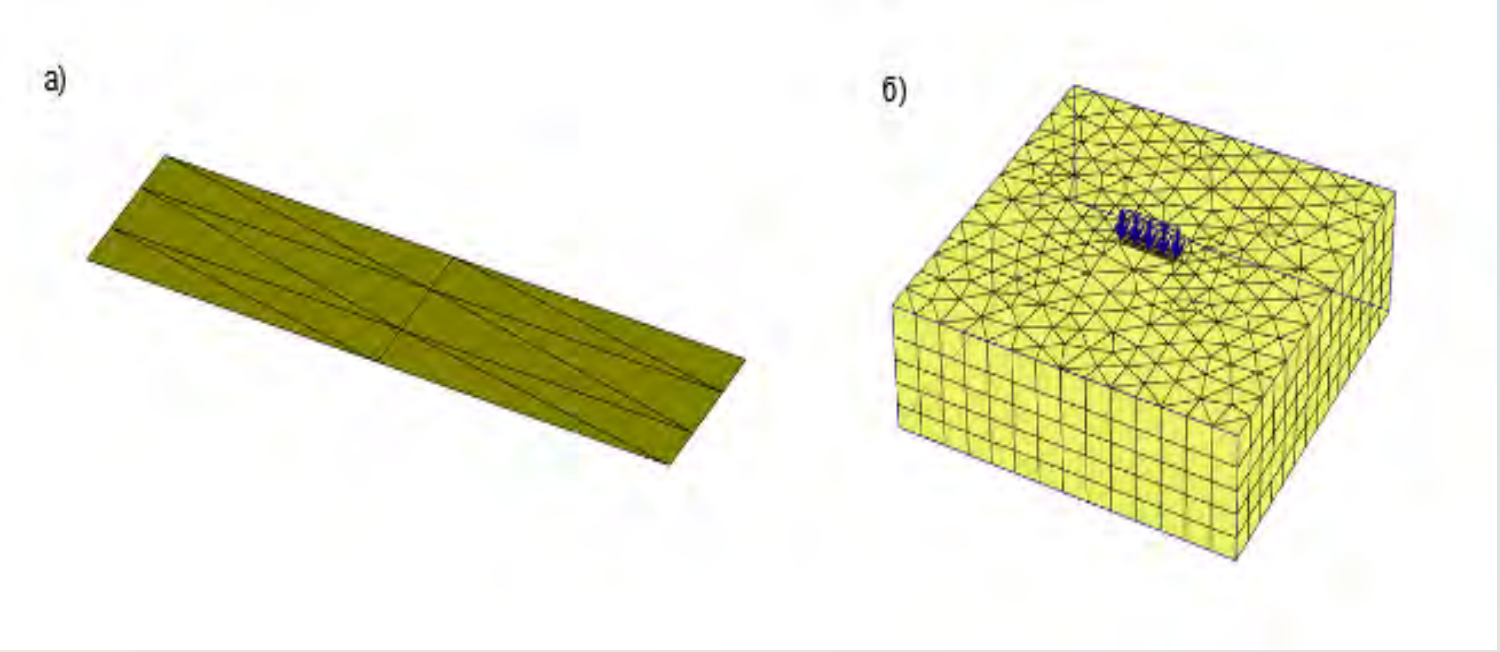
Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання палей довжиною 5 м від рівня підшви при кроці палей: а) 3d, б) 6d



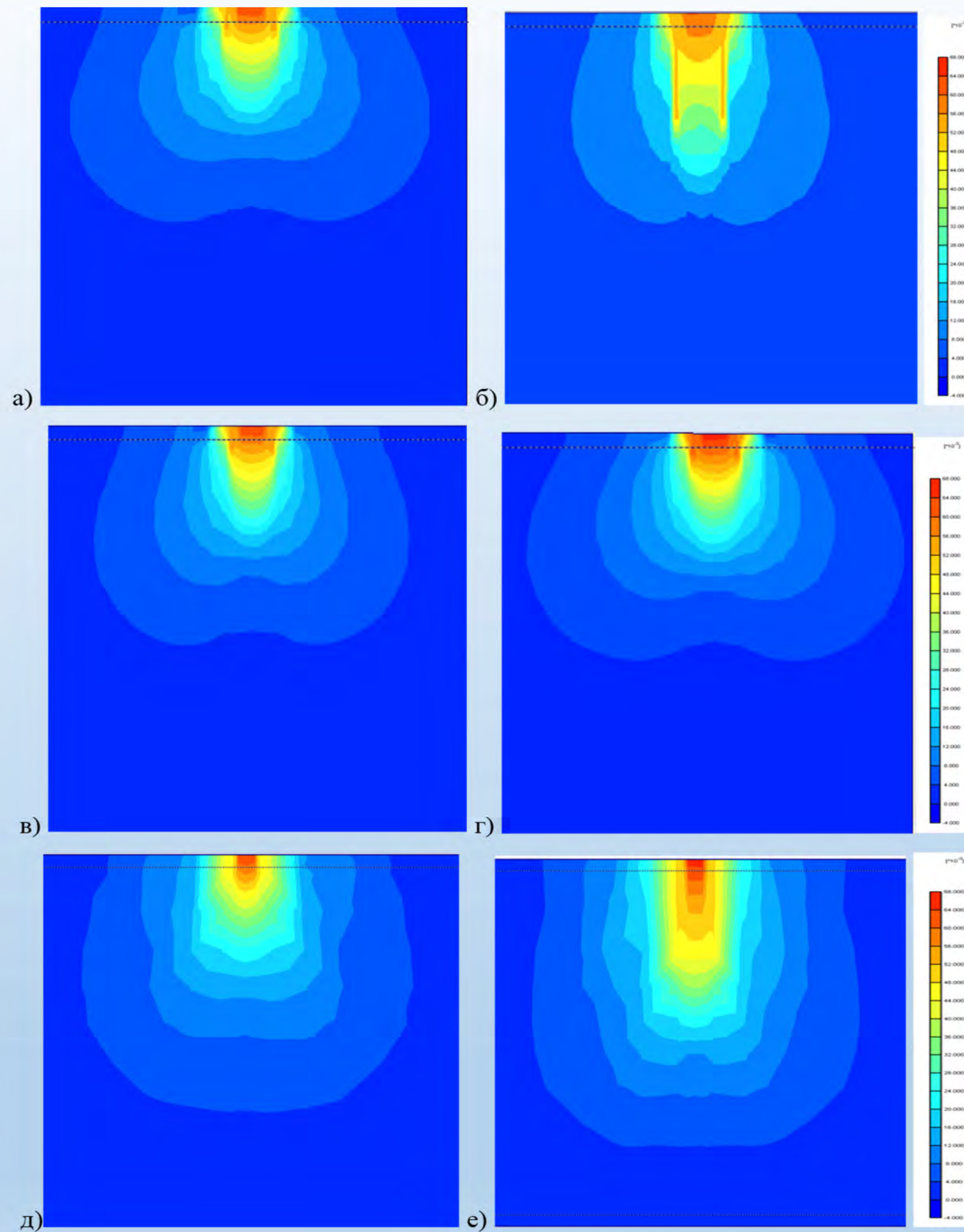
Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання палей довжиною 1 м від поверхні ґрунту при кроці палей: а) 3d, б) 6d



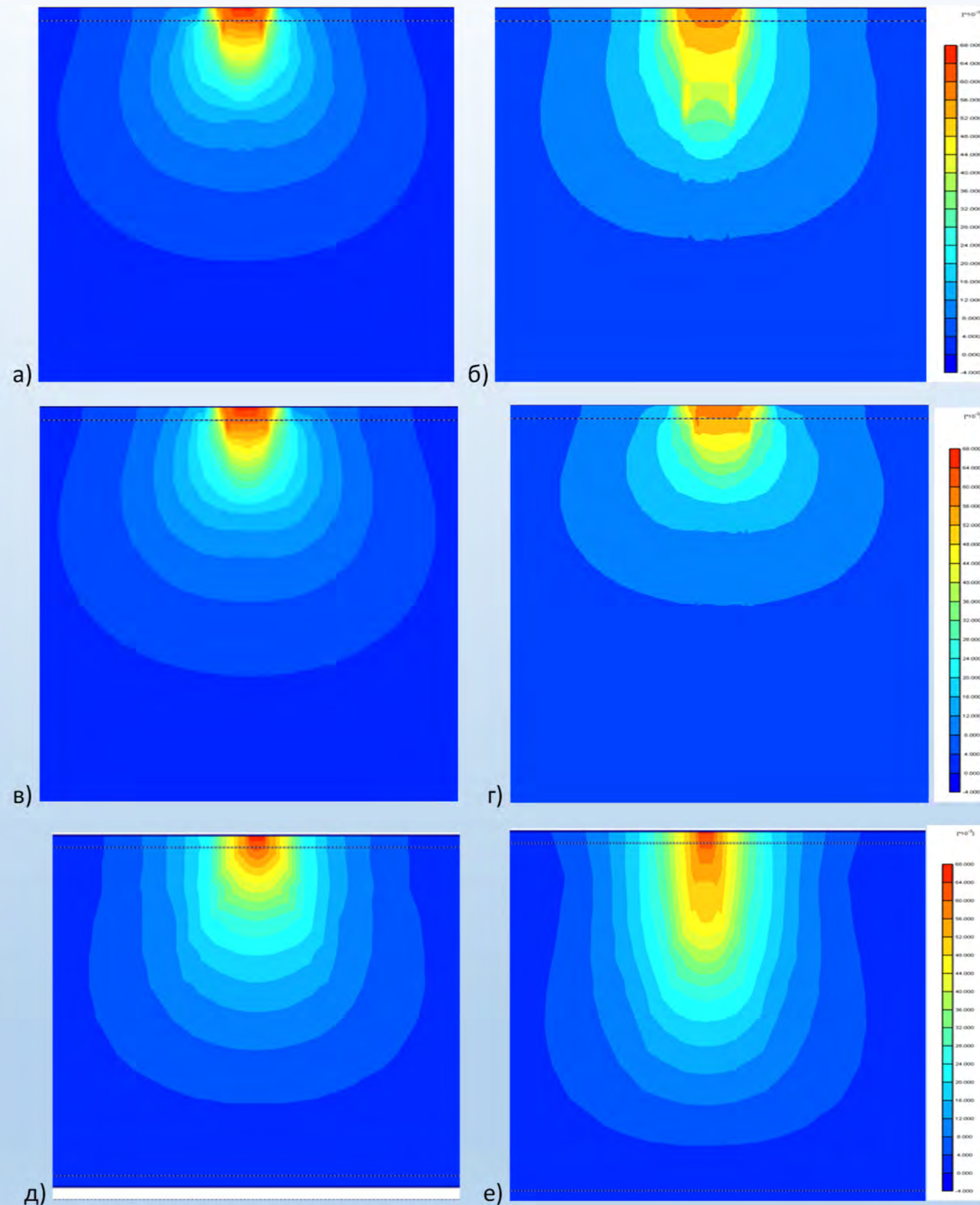
Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання палей довжиною 5 м від поверхні ґрунту при кроці палей: а) 3d, б) 6d



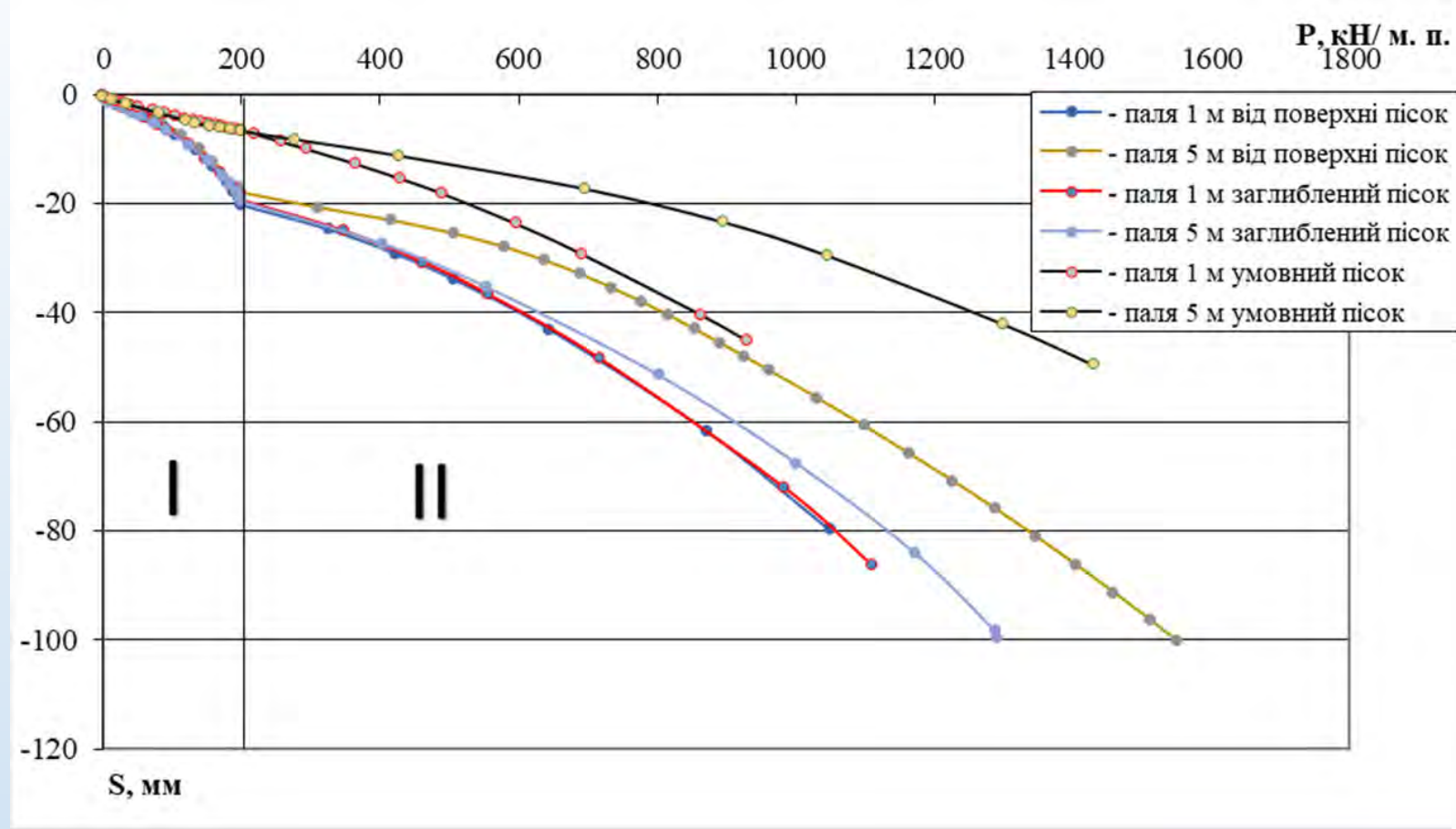
Розрахункова модель підсиленого фундаменту у варіанті умовного фундаменту (а) та розташування моделі під дією вертикального навантаження в масиві ґрунту (б)



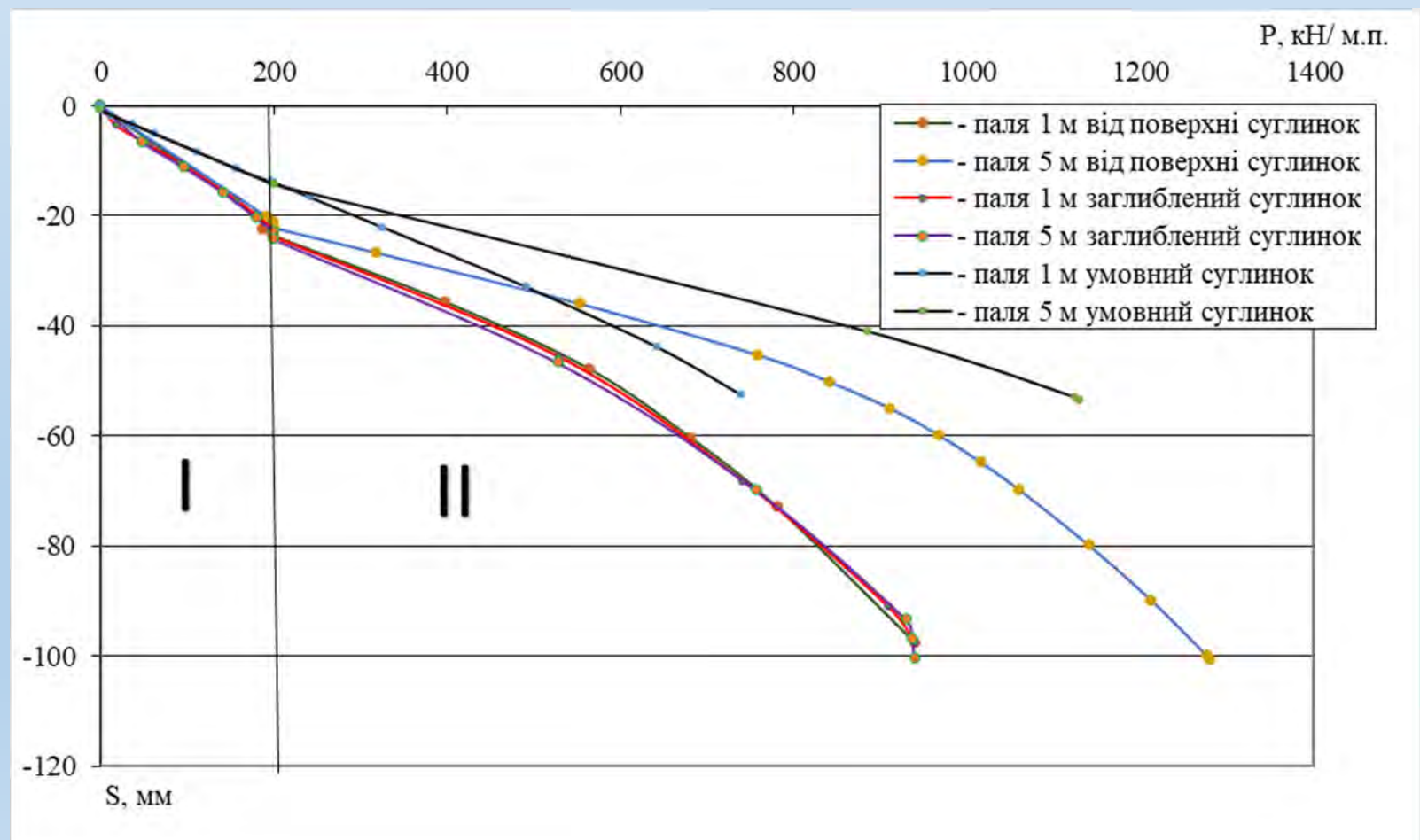
Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 3d у піщаному ґрунті:
а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту;
в) паля 1 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; д) умовний фундамент 1 м; е) умовний фундамент 5 м



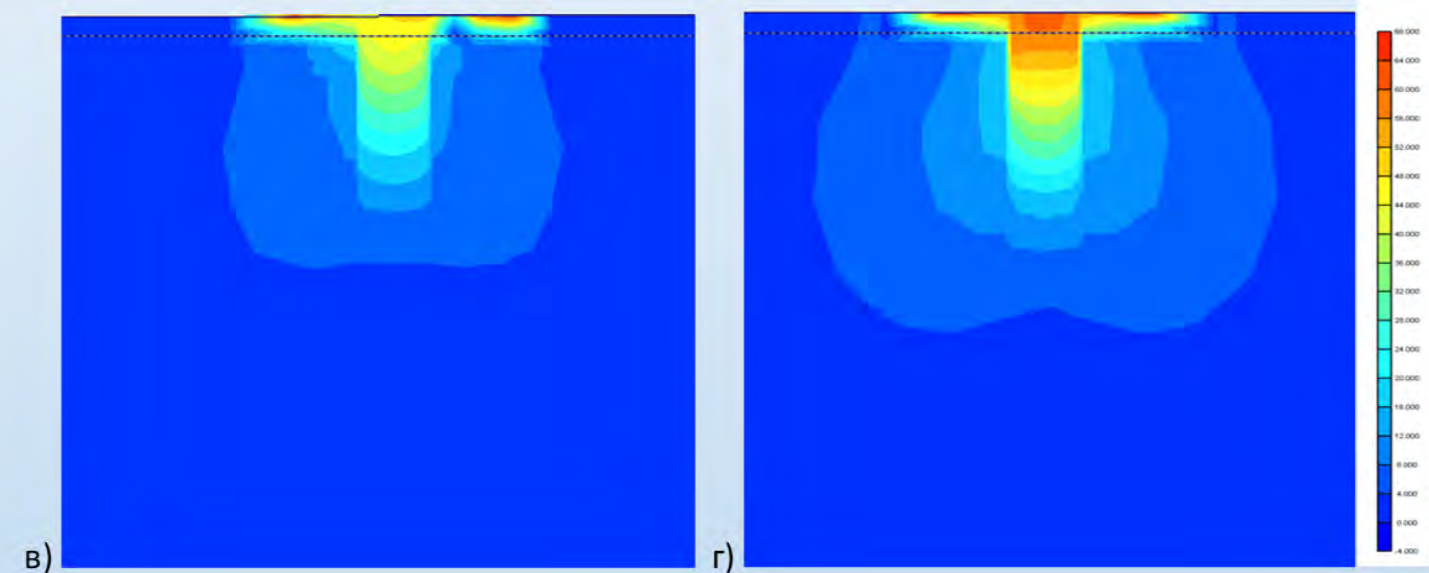
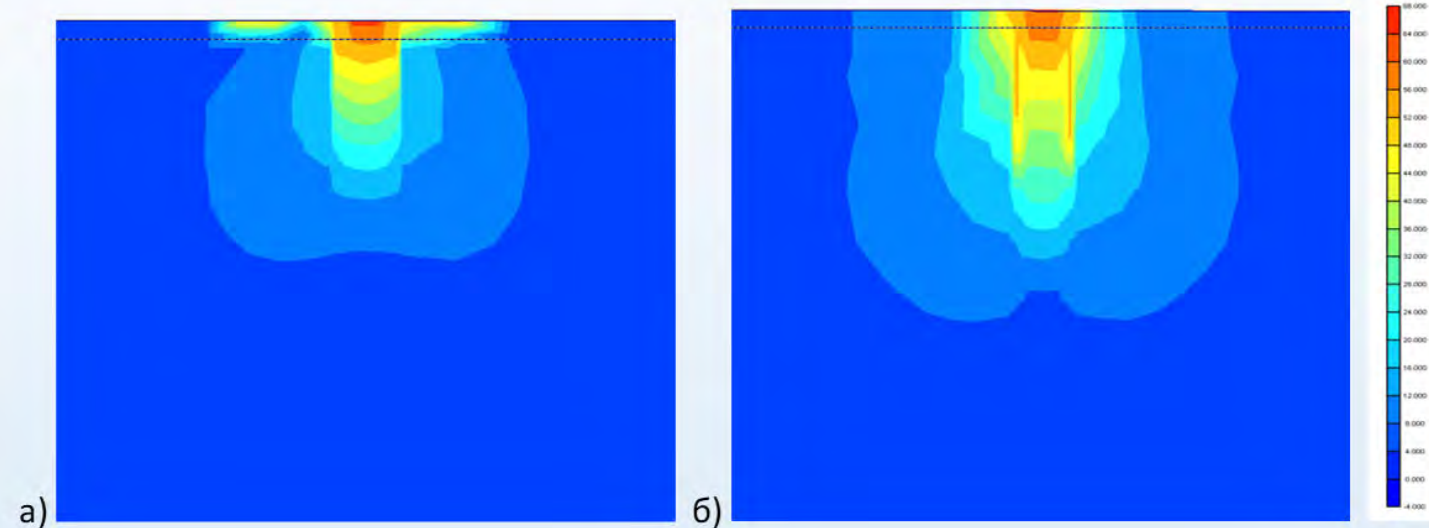
Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 3d у глинистому ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підшови фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підшови фундаменту; д) умовний фундамент 1 м; е) умовний фундамент 5 м



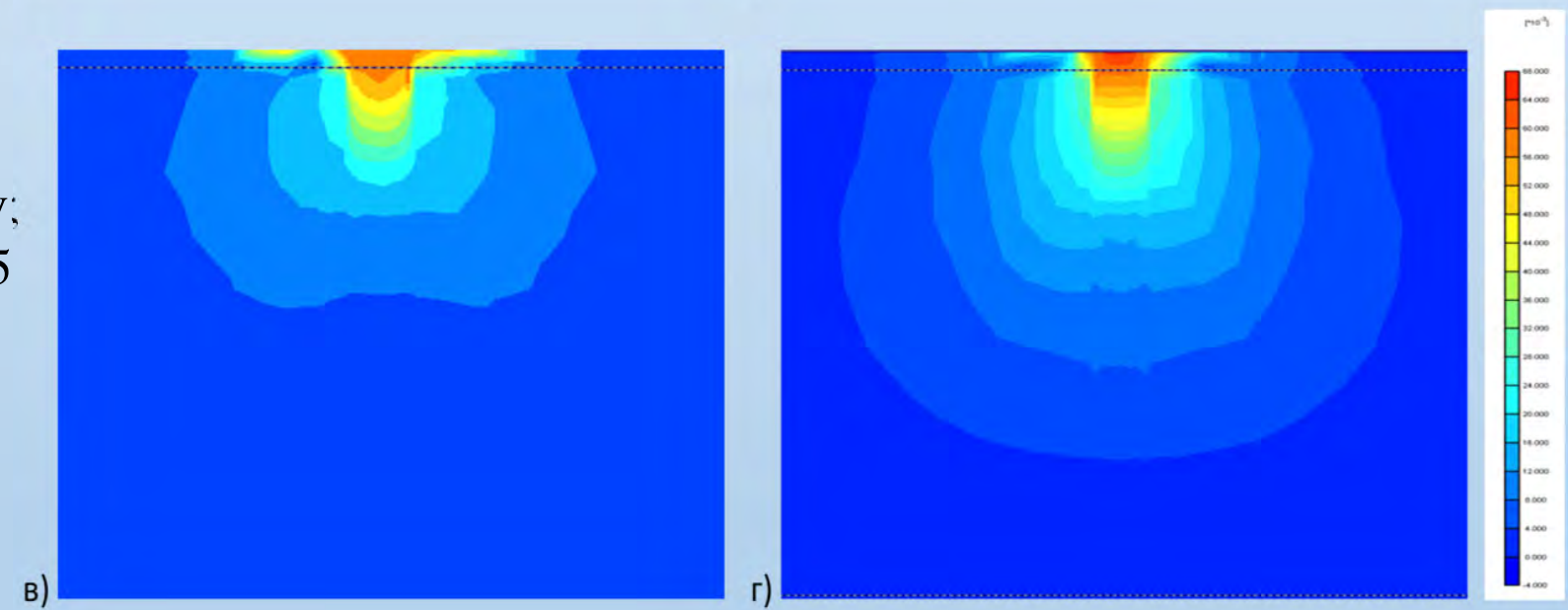
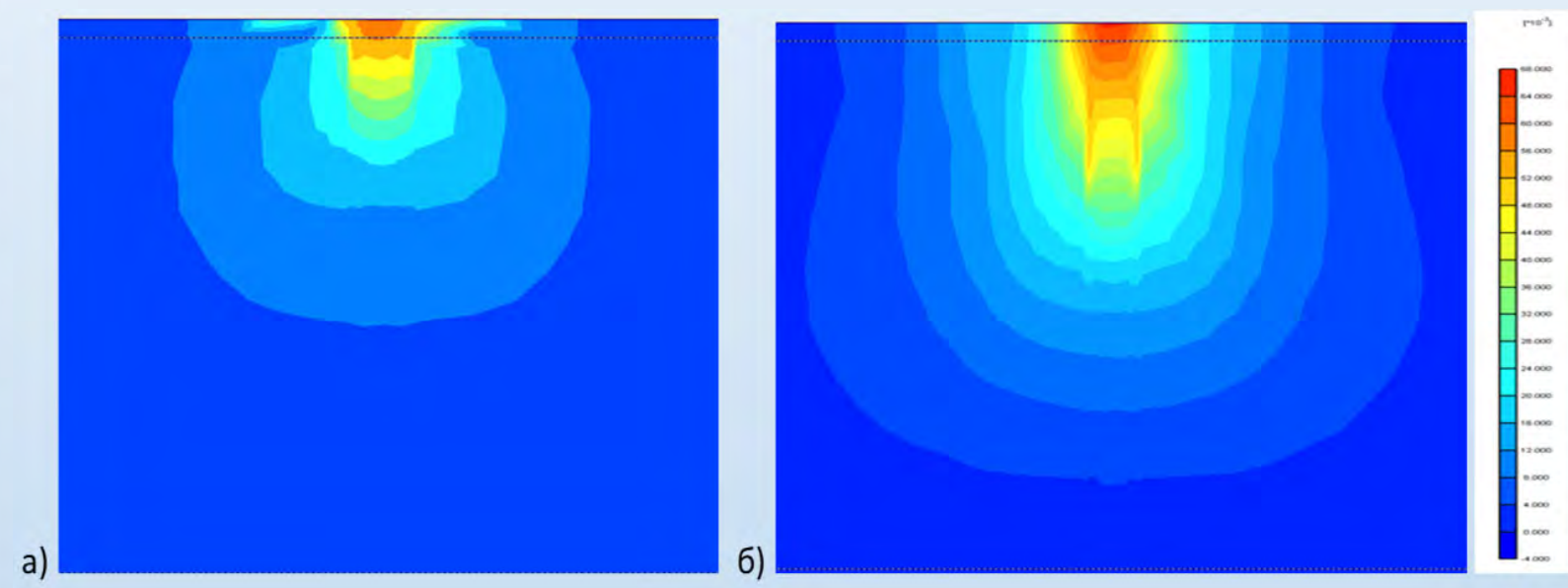
Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 3d у піщаному ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту



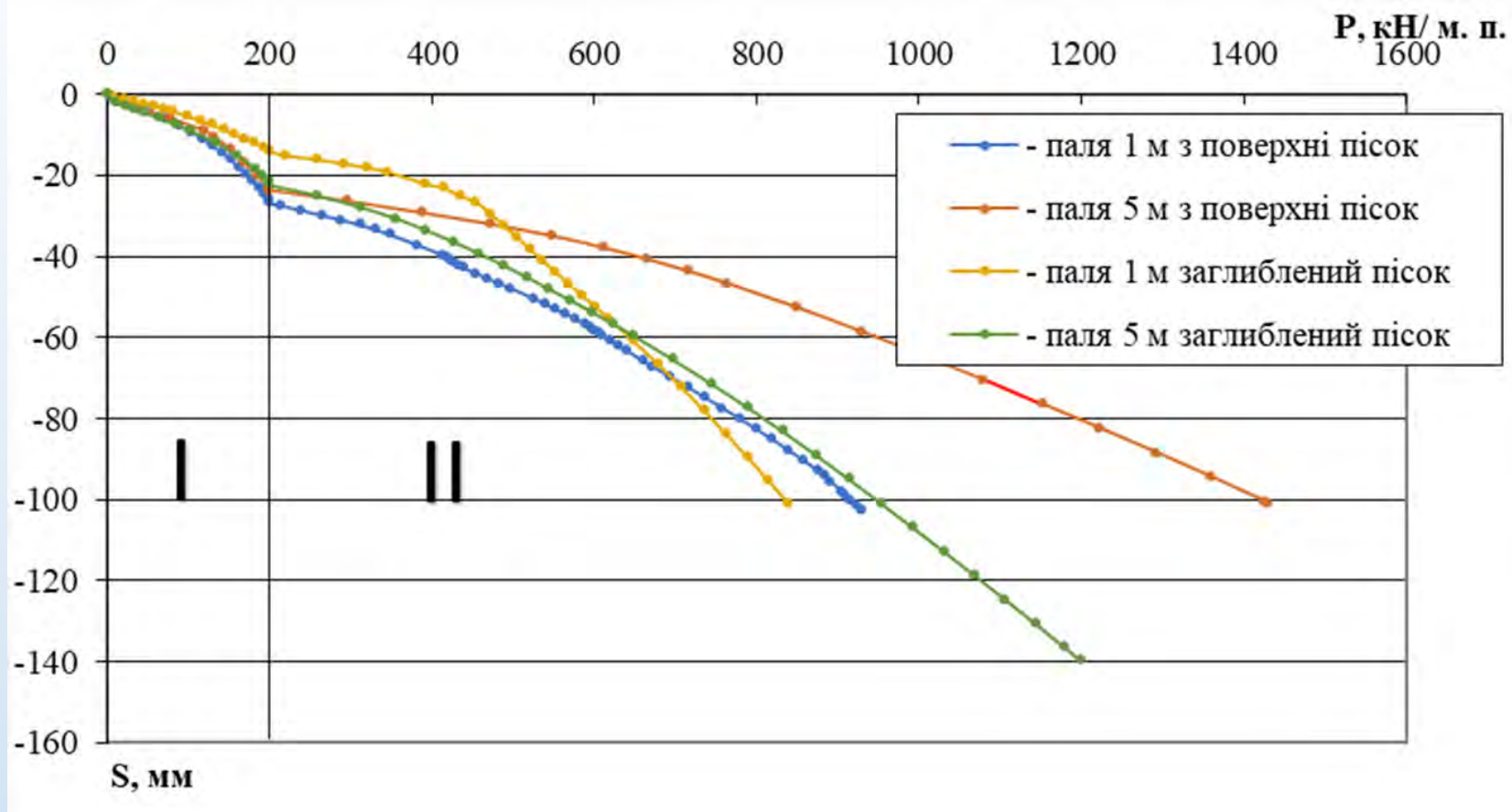
Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком паль 3d у глинистому ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту



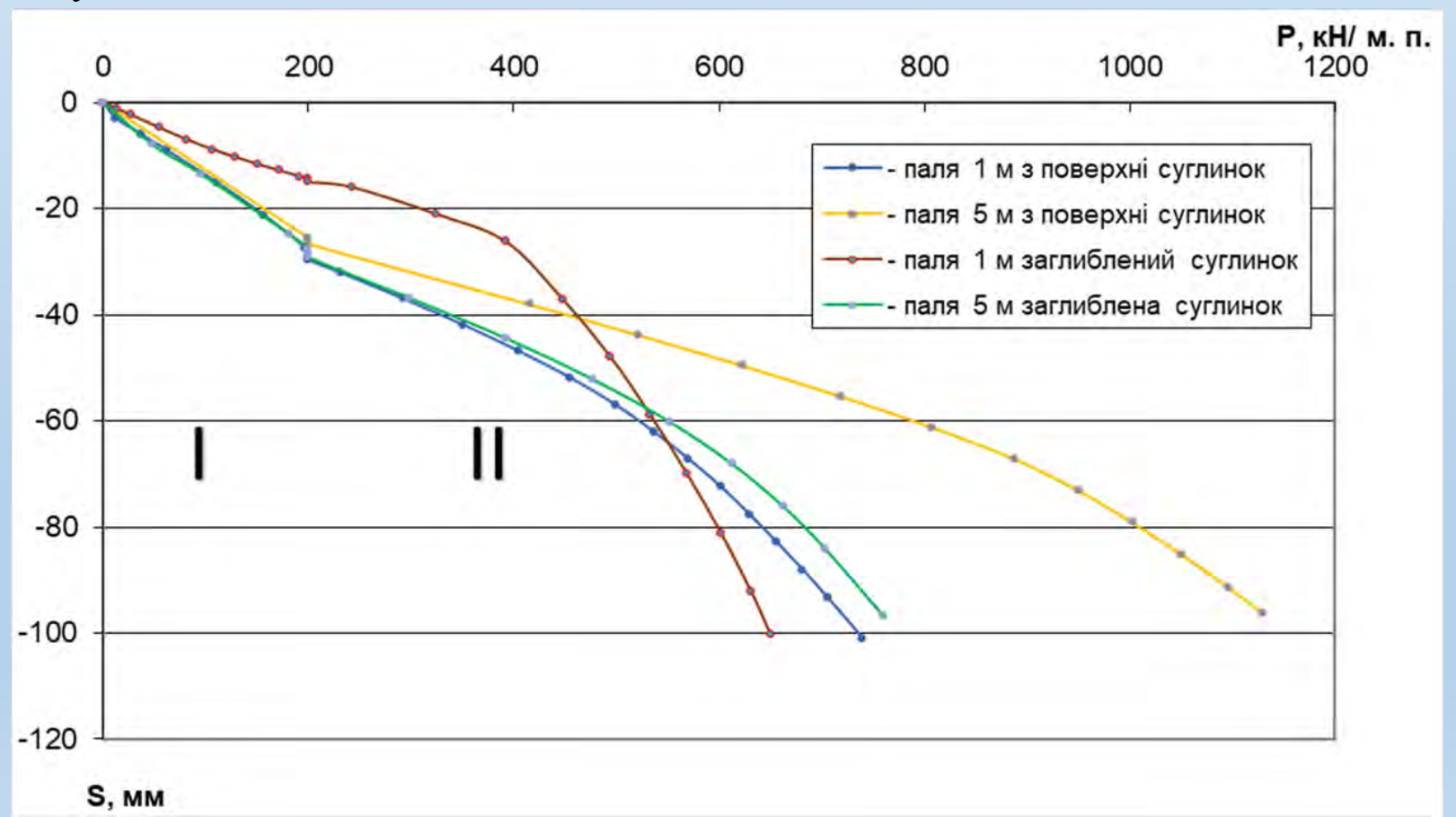
Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 6d у піщаному ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підшви фундаменту



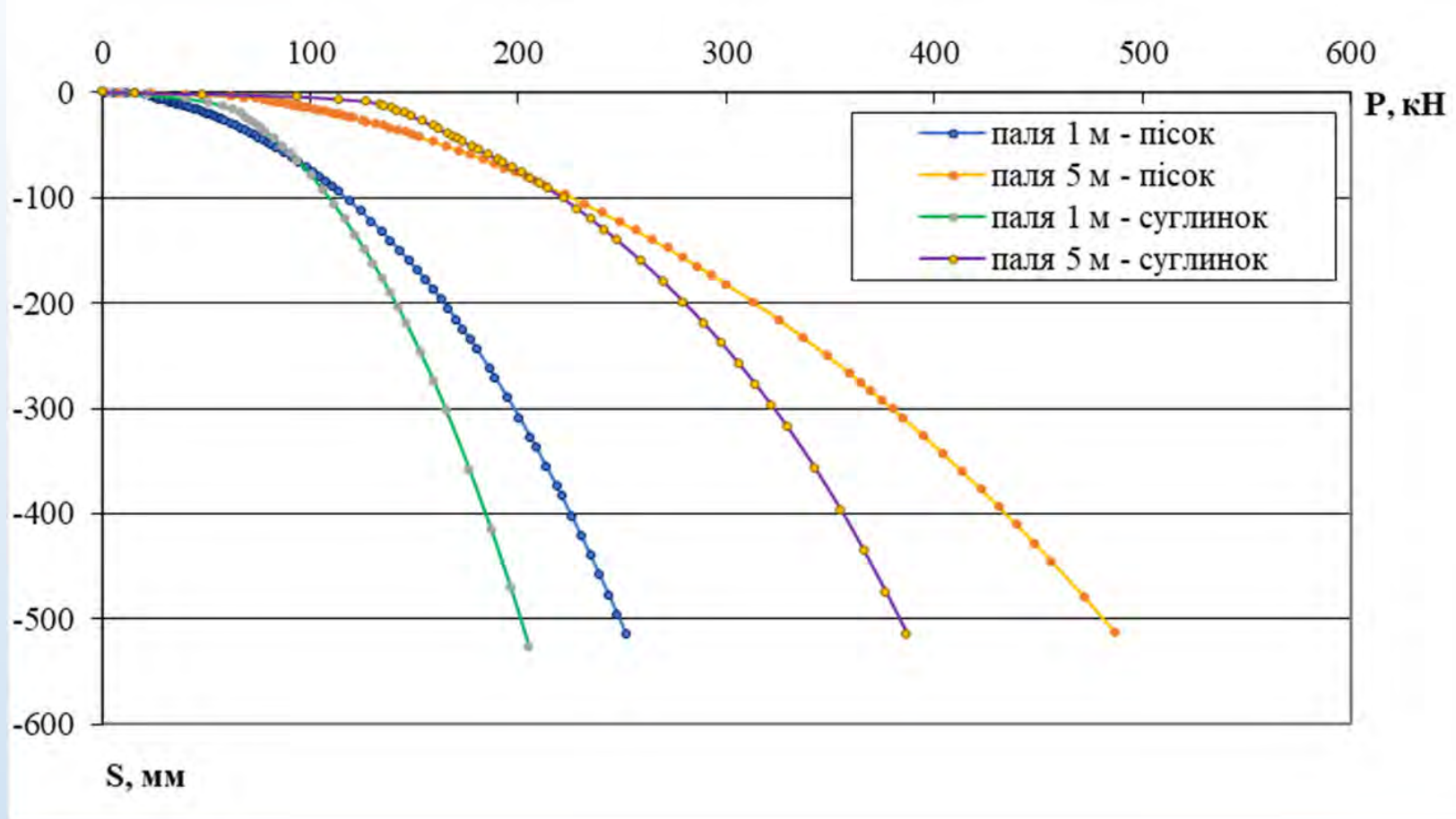
Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 6d у глинистому ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підшви фундаменту



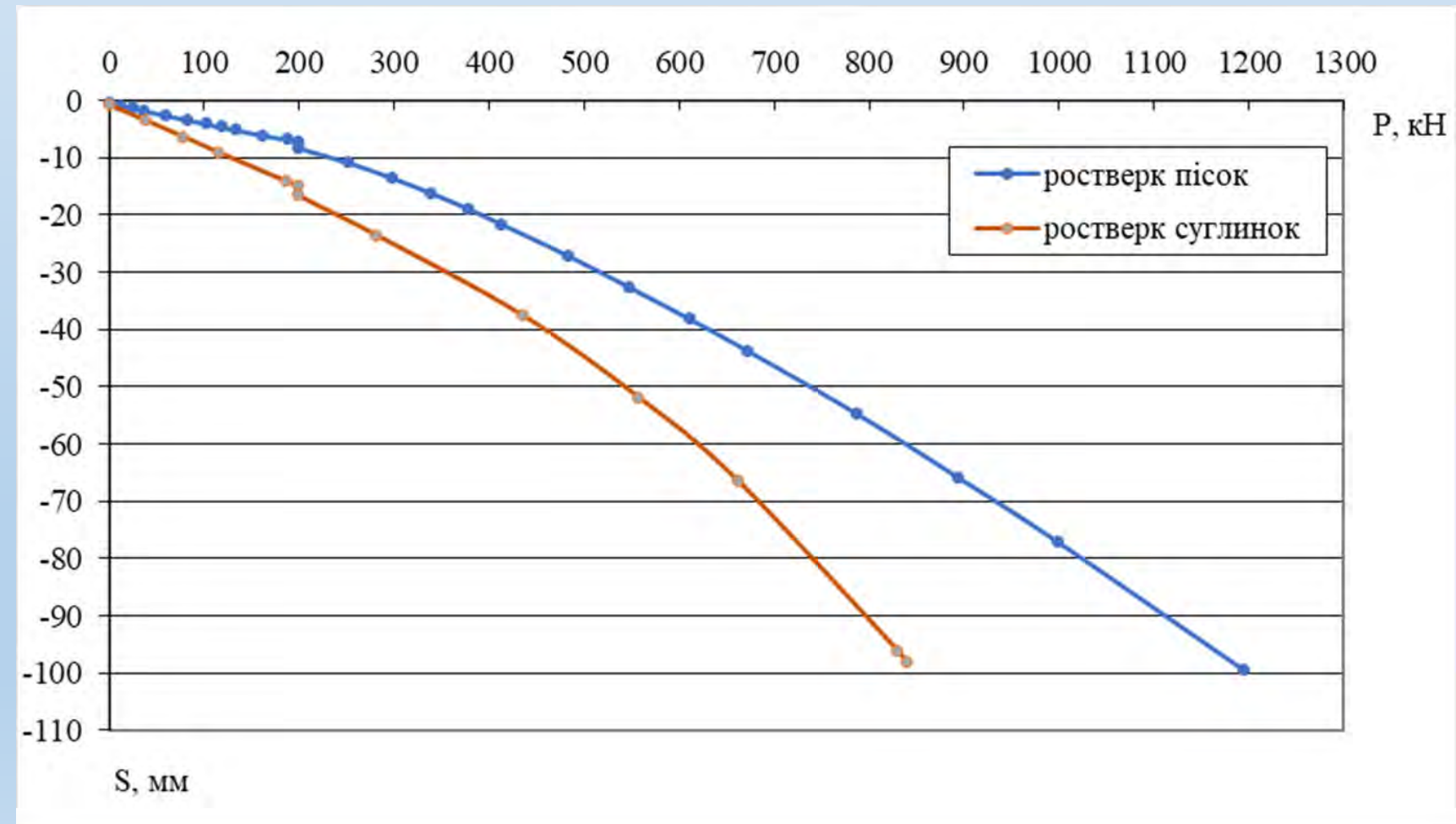
Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком пальь бd у піщаному ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту



Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком пальь бd у глинистому ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту

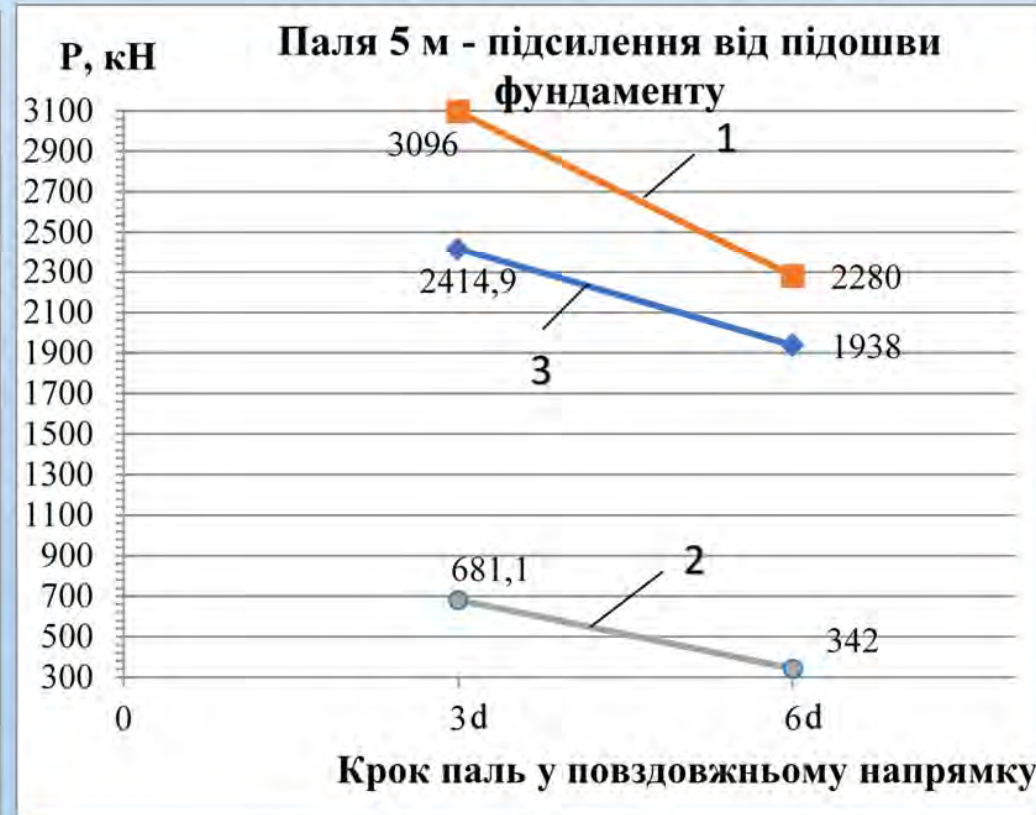
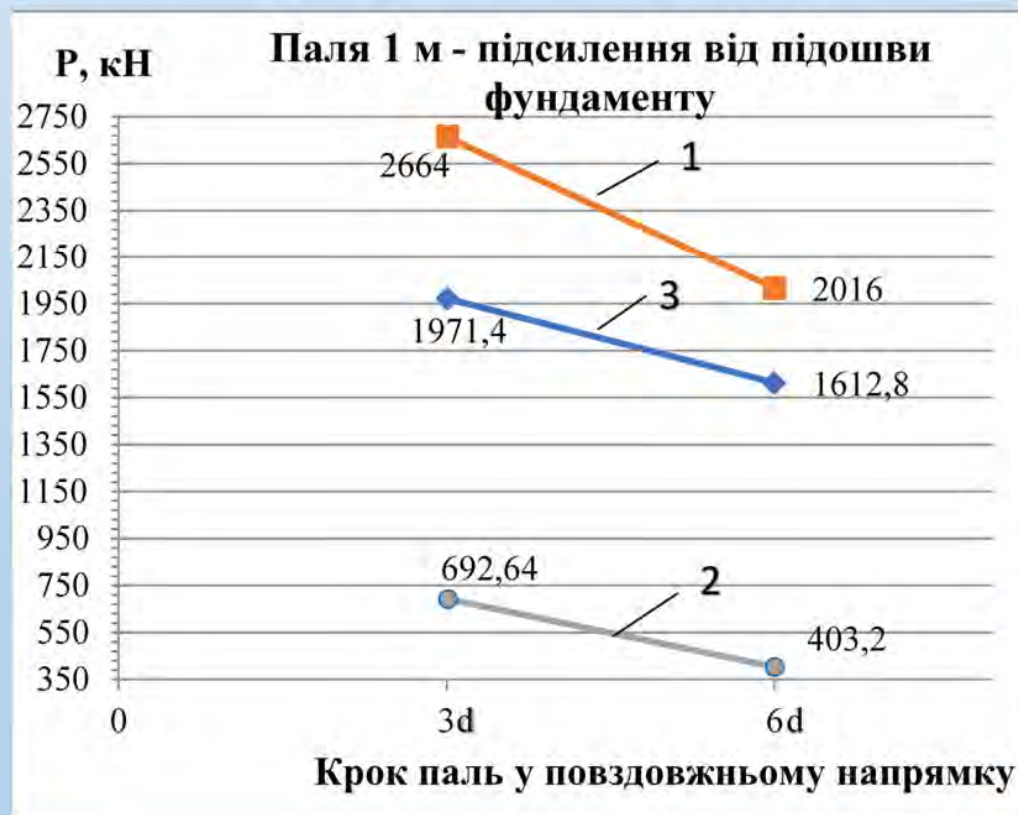
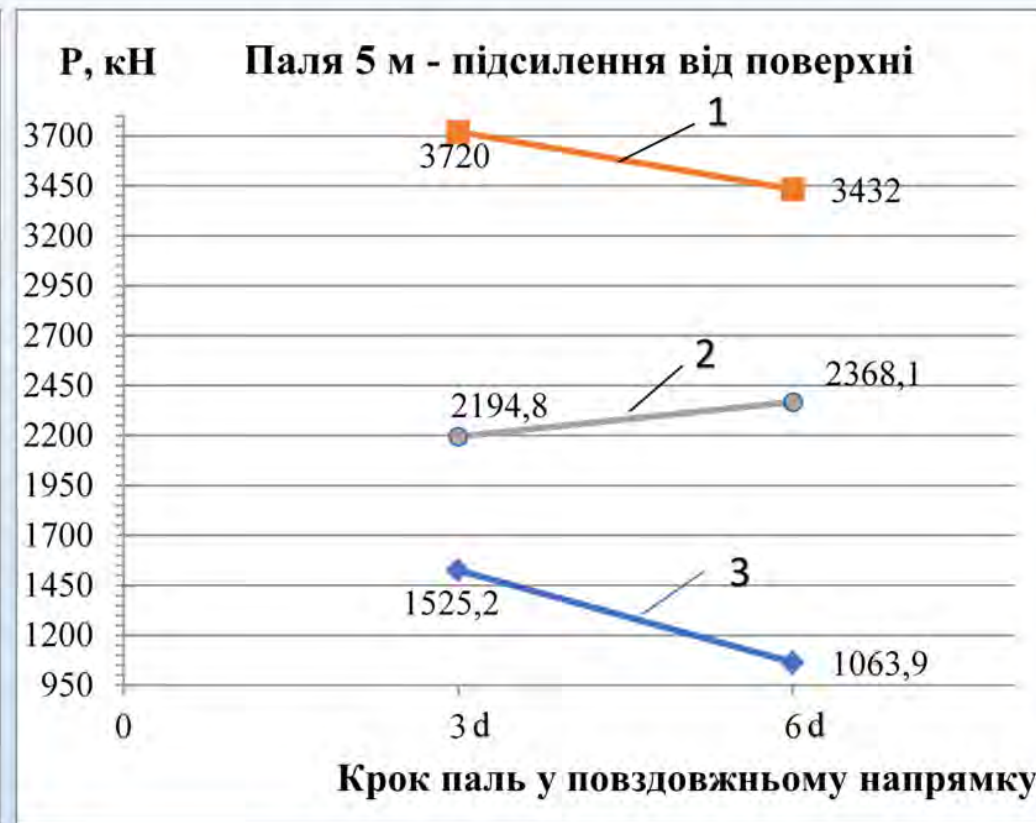
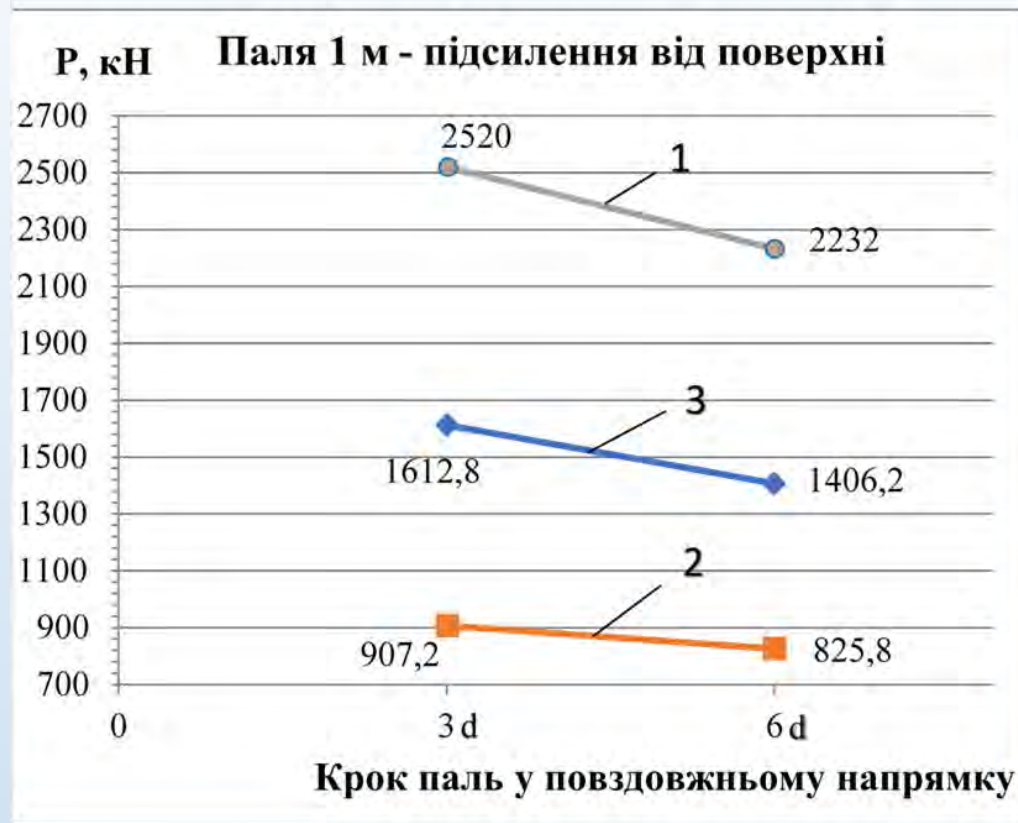


Графік осідання – навантаження одиночних паль

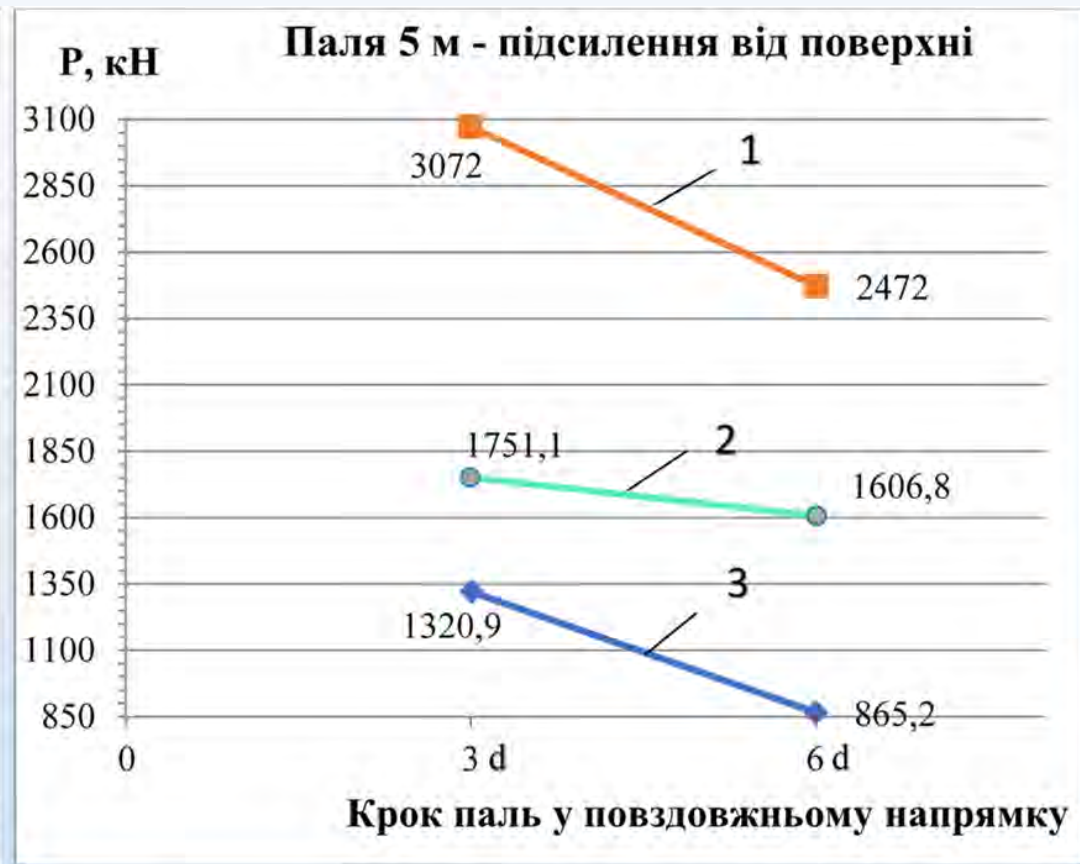
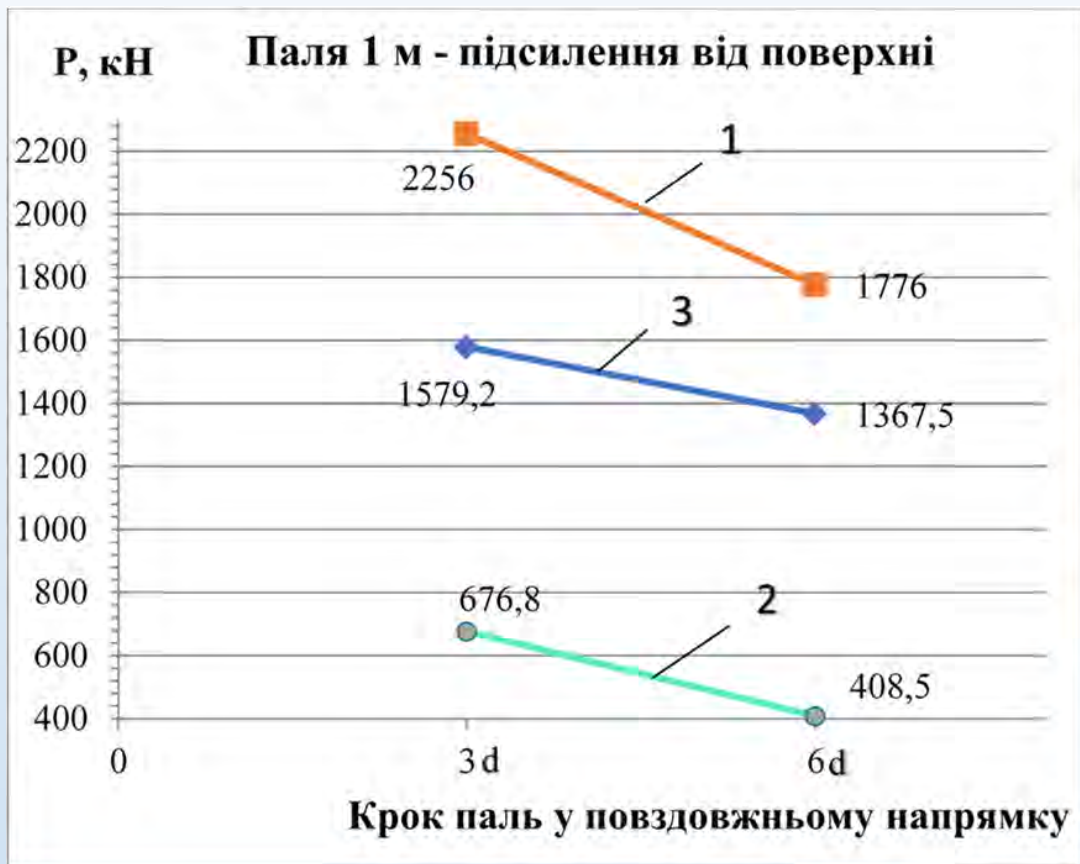


Графік осідання – навантаження плити ростверку без паль

Довжина палі, см	Крок палі	При роботі у складі фундаменту					При роботі кожного з елементів як окремого			
		Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях підсилення, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на фундамент кН	Частка ростверку, %	Несуча здатність одиначної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палі, кН	Навантаження фундамент, як сума окремих елементів кН
Паля від поверхні (пісок)										
1 м	3d	113,4	907,2	1612,8	2520	64	119,4	955,2	2238,4	3193,6
	6d	206,46	825,8	1406,2	2232	63		477,6		2716,0
5 м	3d	274,35	2194,8	1525,2	3720	41	231,9	1855,2	2238,4	4093,6
	6d	592,02	2368,1	1063,9	3432	31		927,6		3166,0
Паля від підшови фундаменту (пісок)										
1 м	3d	86,58	692,64	1971,4	2664	74	119,4	955,2	2238,4	3193,6
	6d	100,8	403,2	1612,8	2016	80		477,6		2716,0
5 м	3d	85,14	681,1	2414,9	3096	78	231,9	1855,2	2238,4	2087,7
	6d	85,5	342,0	1938,0	2280	85		927,6		3166,0
Паля від поверхні (суглинок)										
1 м	3d	84,6	676,8	1579,2	2256	70	111,7	893,6	1642,9	2536,5
	6d	102,12	408,5	1367,5	1776	77		446,8		2089,7
5 м	3d	218,9	1751,1	1320,9	3072	43	221,7	1773,6	1642,9	3416,5
	6d	401,7	1606,8	865,2	2472	35		886,8		2529,7
Паля від підшови фундаменту (суглинок)										
1 м	3d	76,14	609,12	1646,9	2256	73	111,7	893,6	1642,9	2536,5
	6d	74,1	296,4	1263,6	1560	81		446,8		2089,7
5 м	3d	62,04	496,3	1759,7	2256	78	221,7	1773,6	1642,9	3416,5
	6d	123,12	492,48	1331,5	1824	84		886,8		2529,7



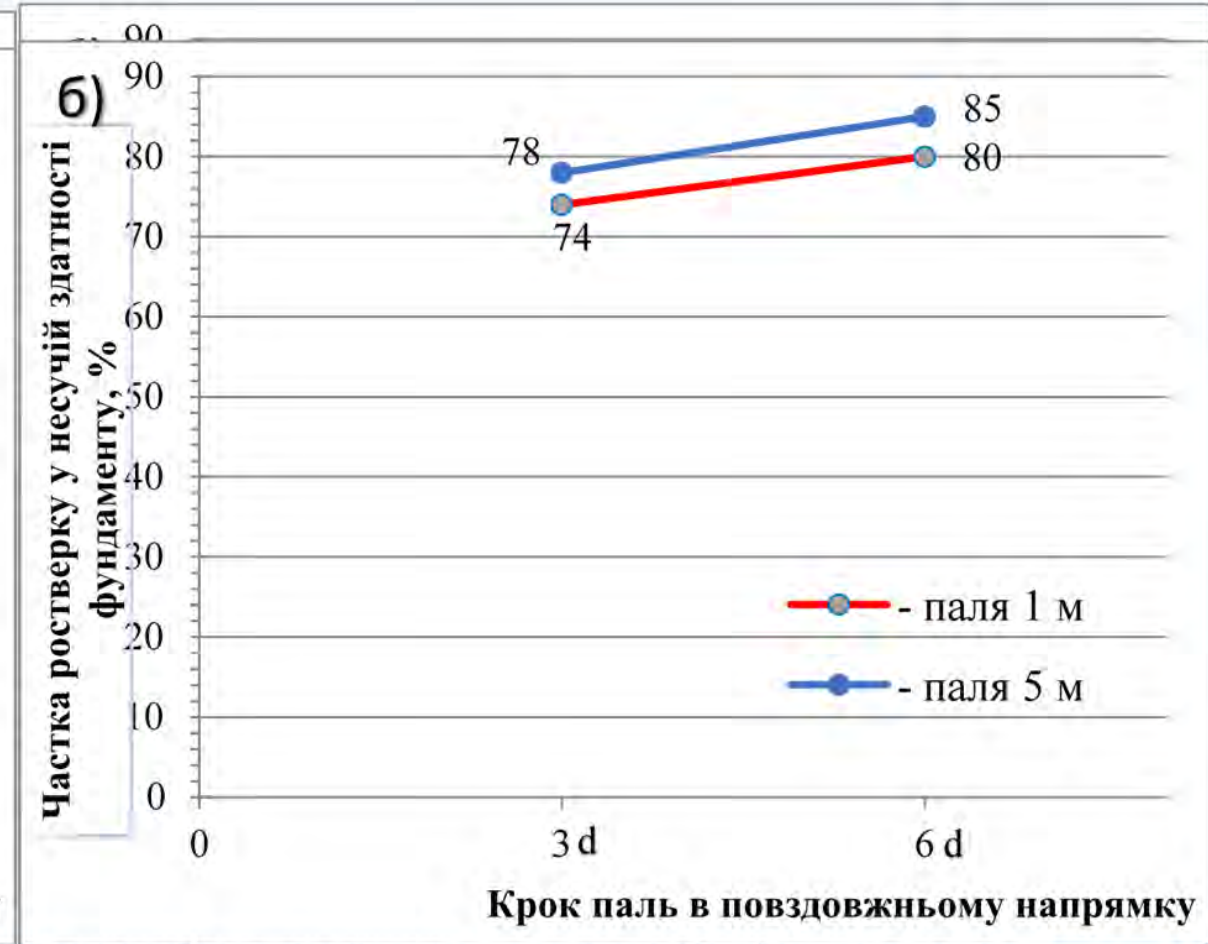
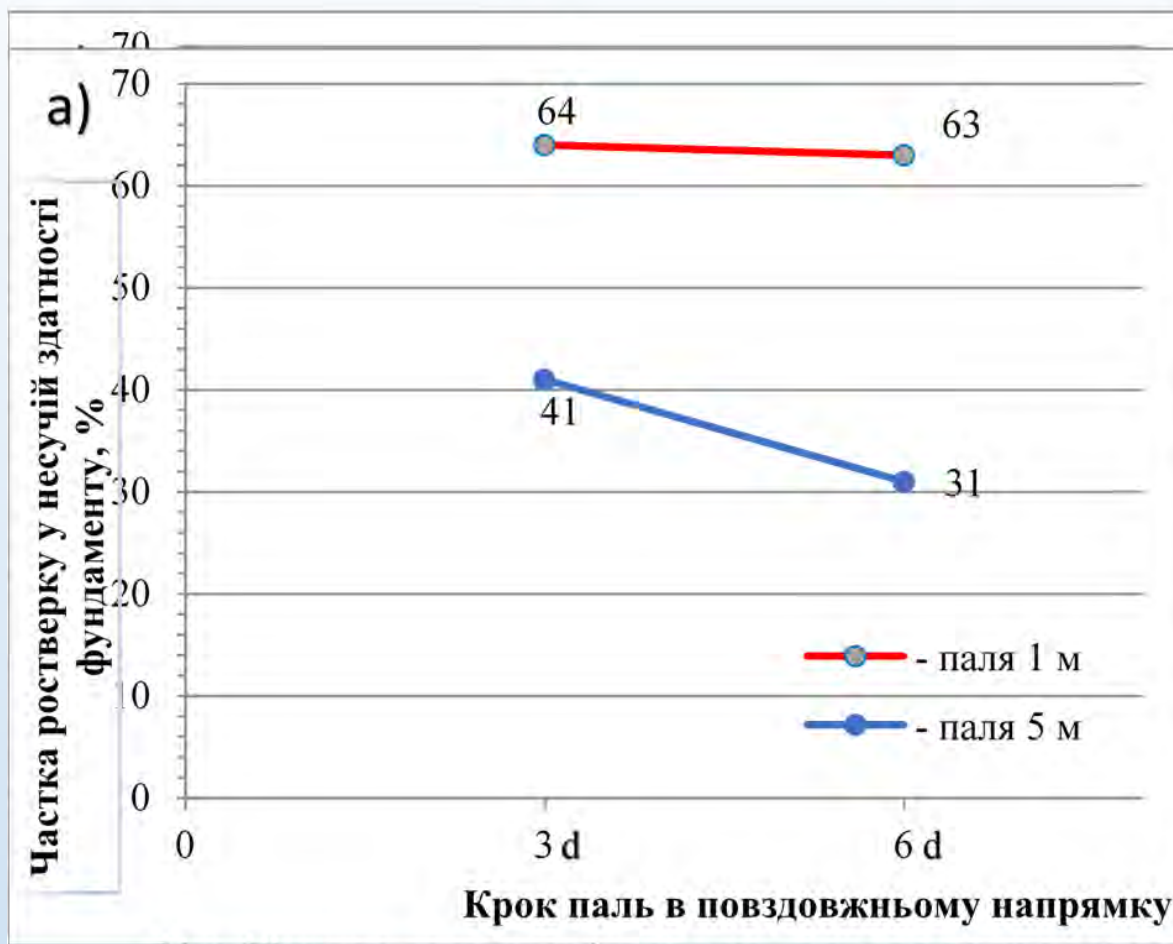
Графіки залежності несучої здатності фундаменту у піщаному ґрунті в залежності від кроку паль : 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність паль; 3 – несуча здатність ростверку



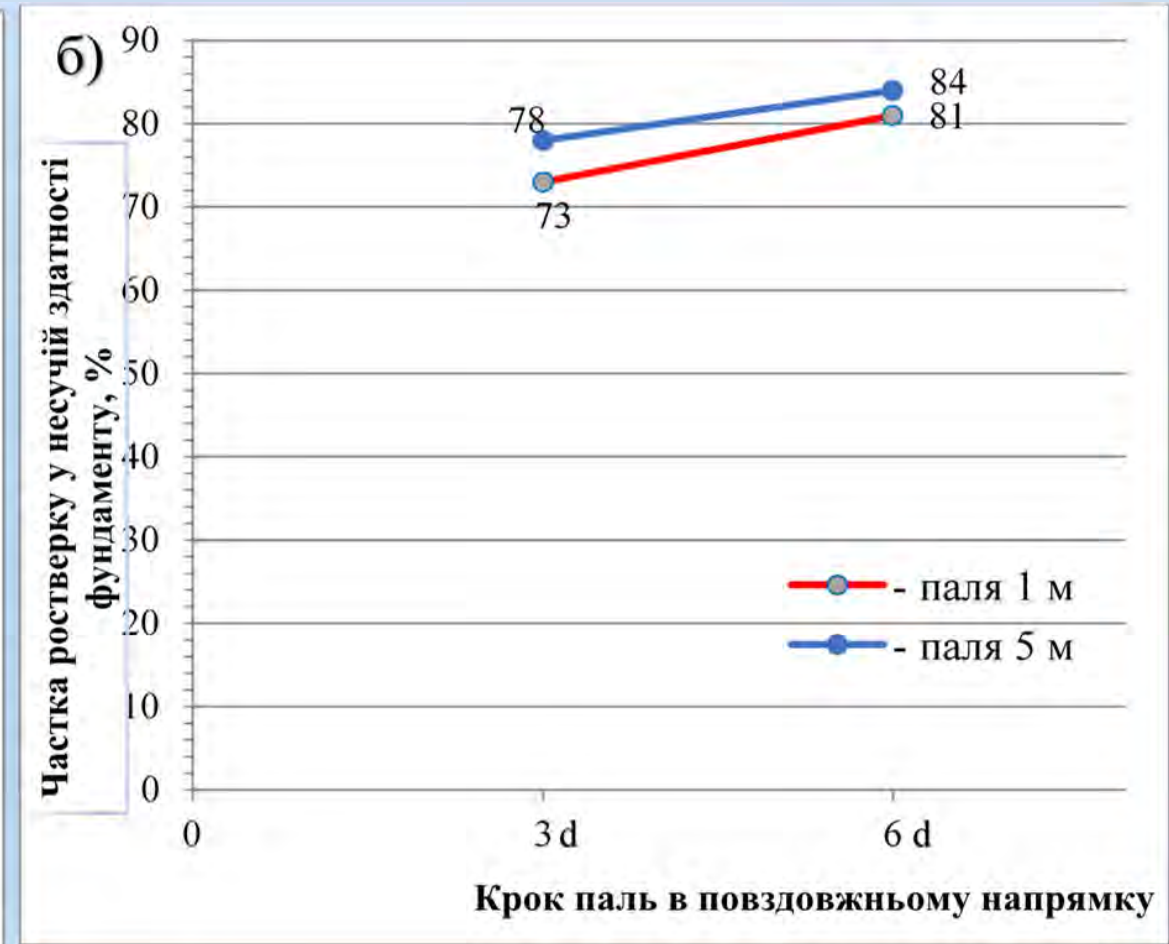
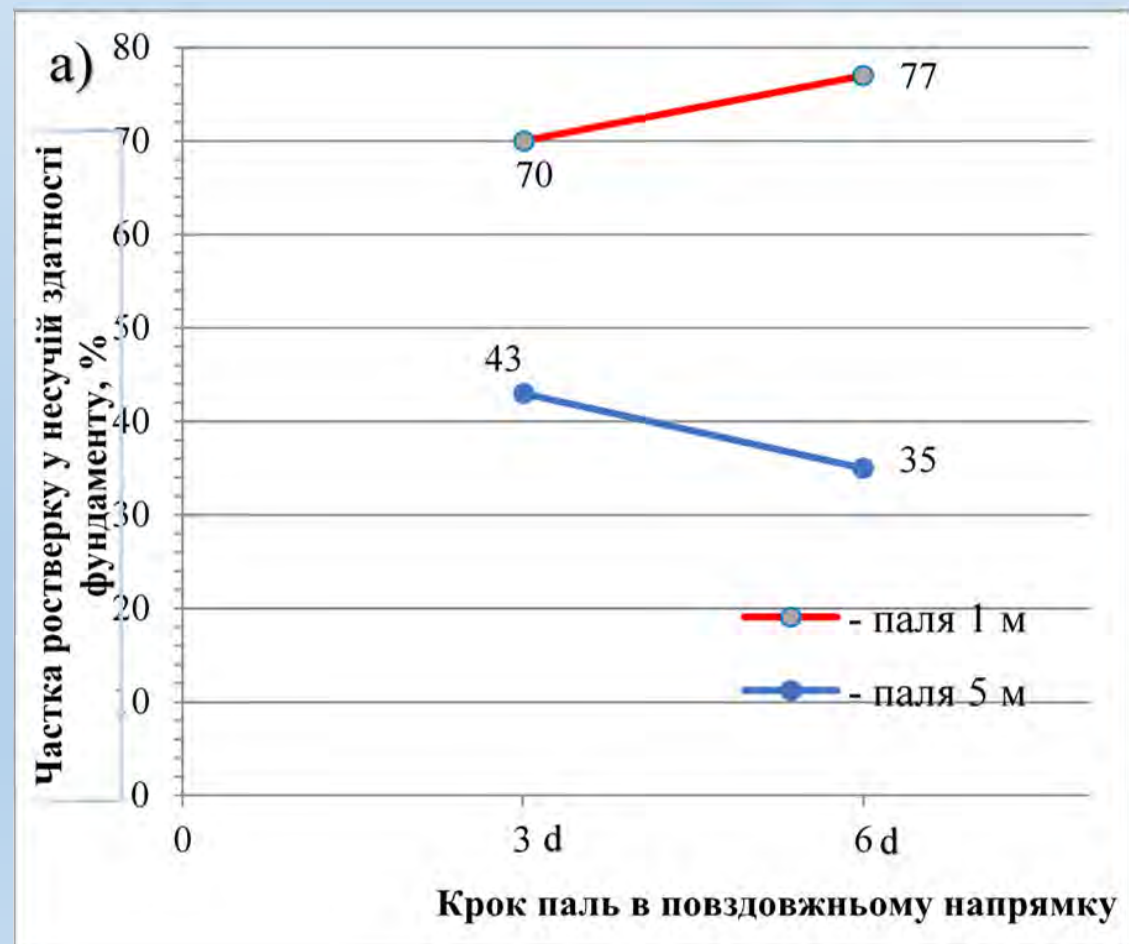
Графік залежності несучої здатності фундаменту у глинистому ґрунті в залежності від кроку паль : 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність паль; 3 – несуча здатність ростверку

Частка ростверку у несучій здатності фундаменту, %

Крок палъ	Довжина палъ, м	
	1м	5м
Паля від поверхні (пісок)		
3d	64	41
6d	63	31
Паля від підшви фундаменту (пісок)		
3d	74	78
6d	80	85
Паля від поверхні (суглинок)		
3d	70	43
6d	77	35
Паля від підшви фундаменту (суглинок)		
3d	73	78
6d	81	84



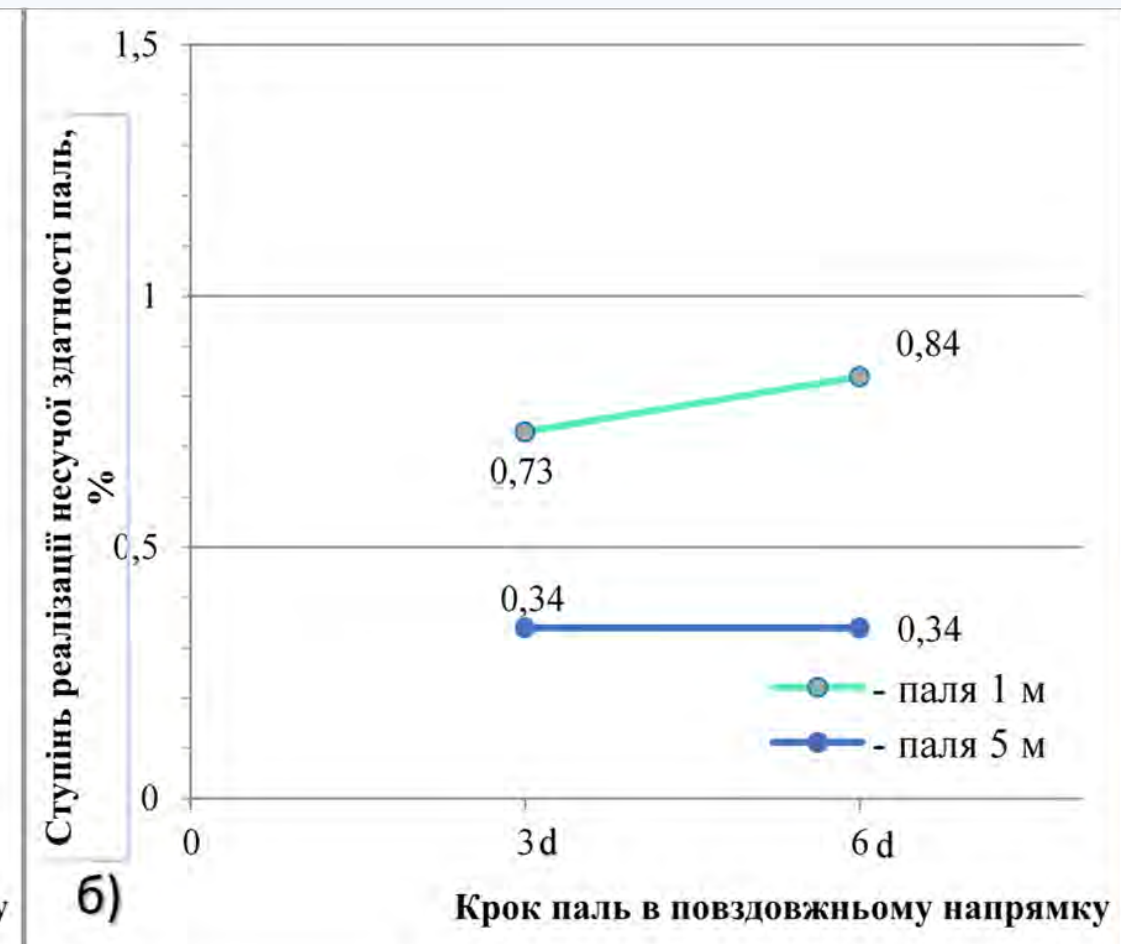
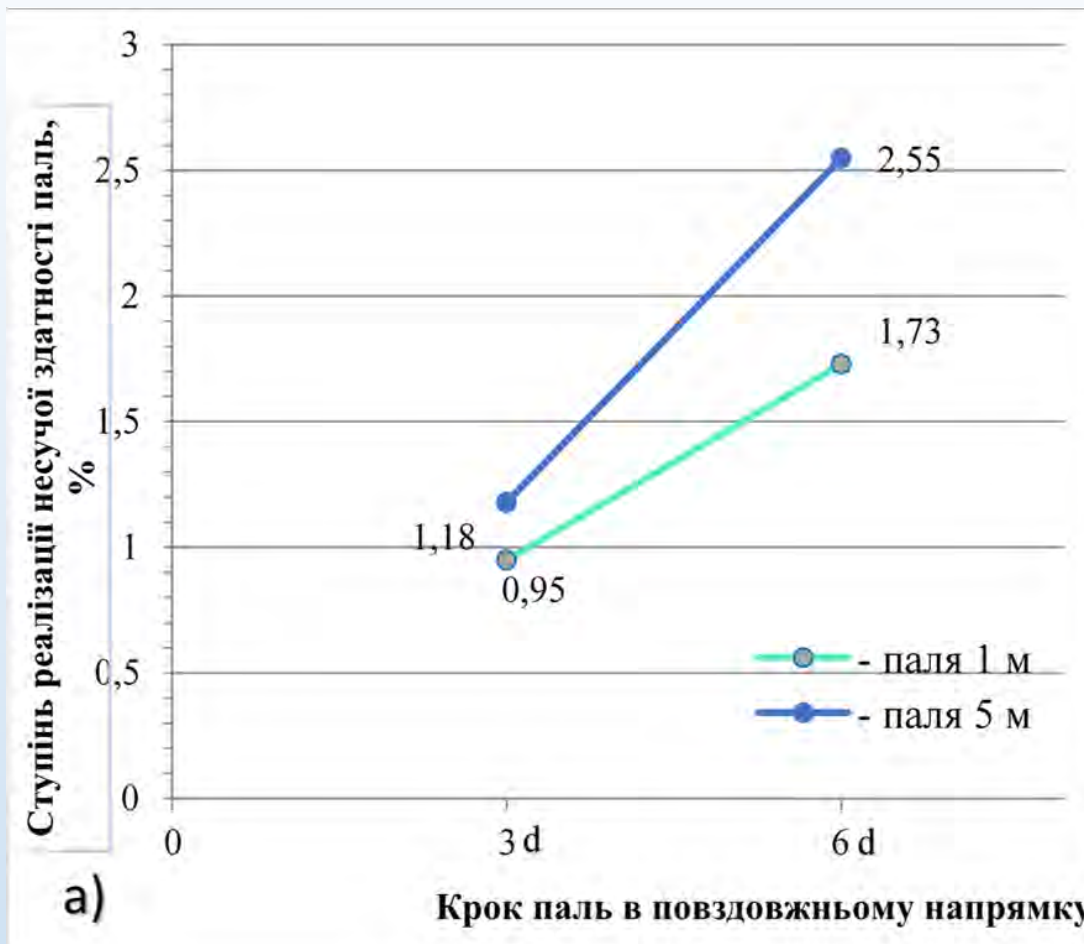
Графіки залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту у піщаному ґрунті: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви ростверку



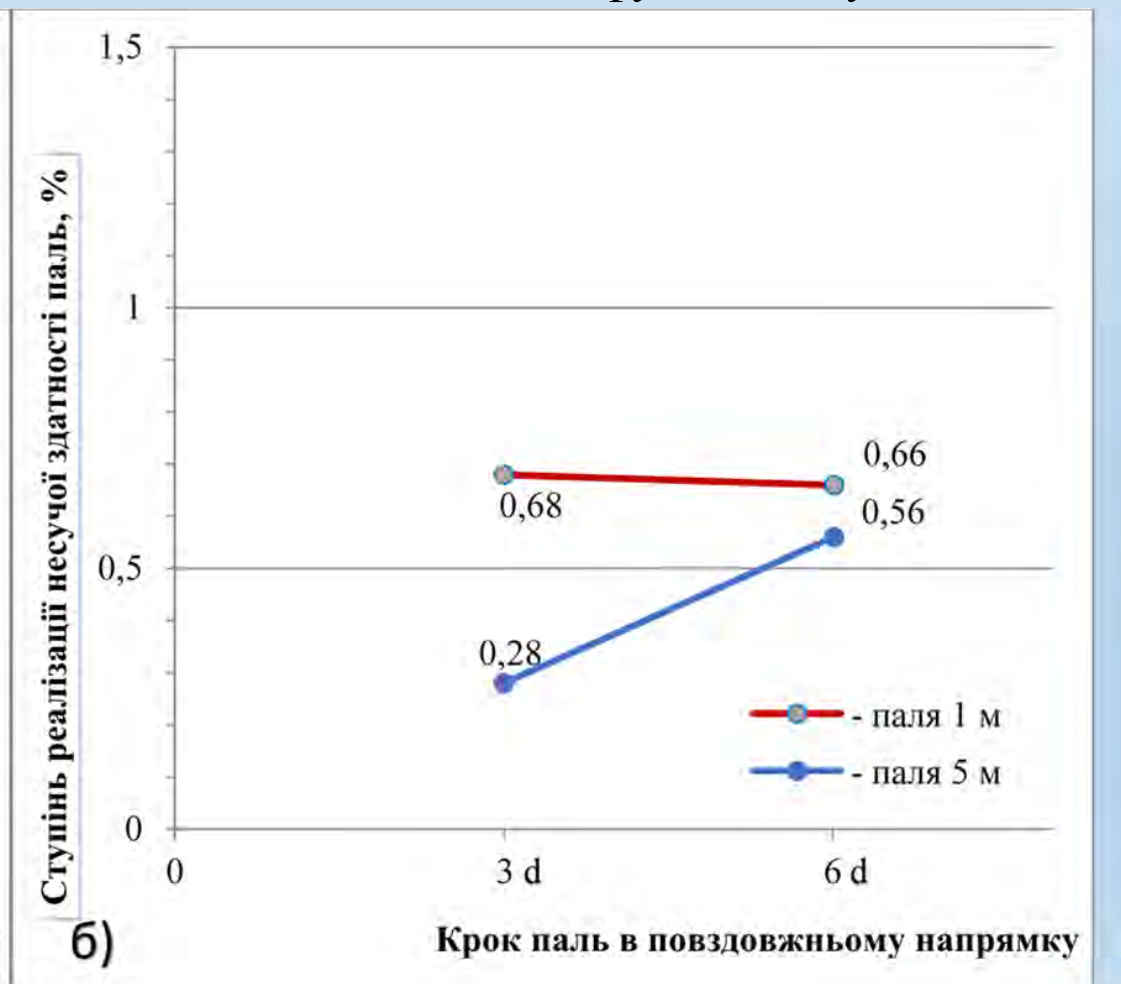
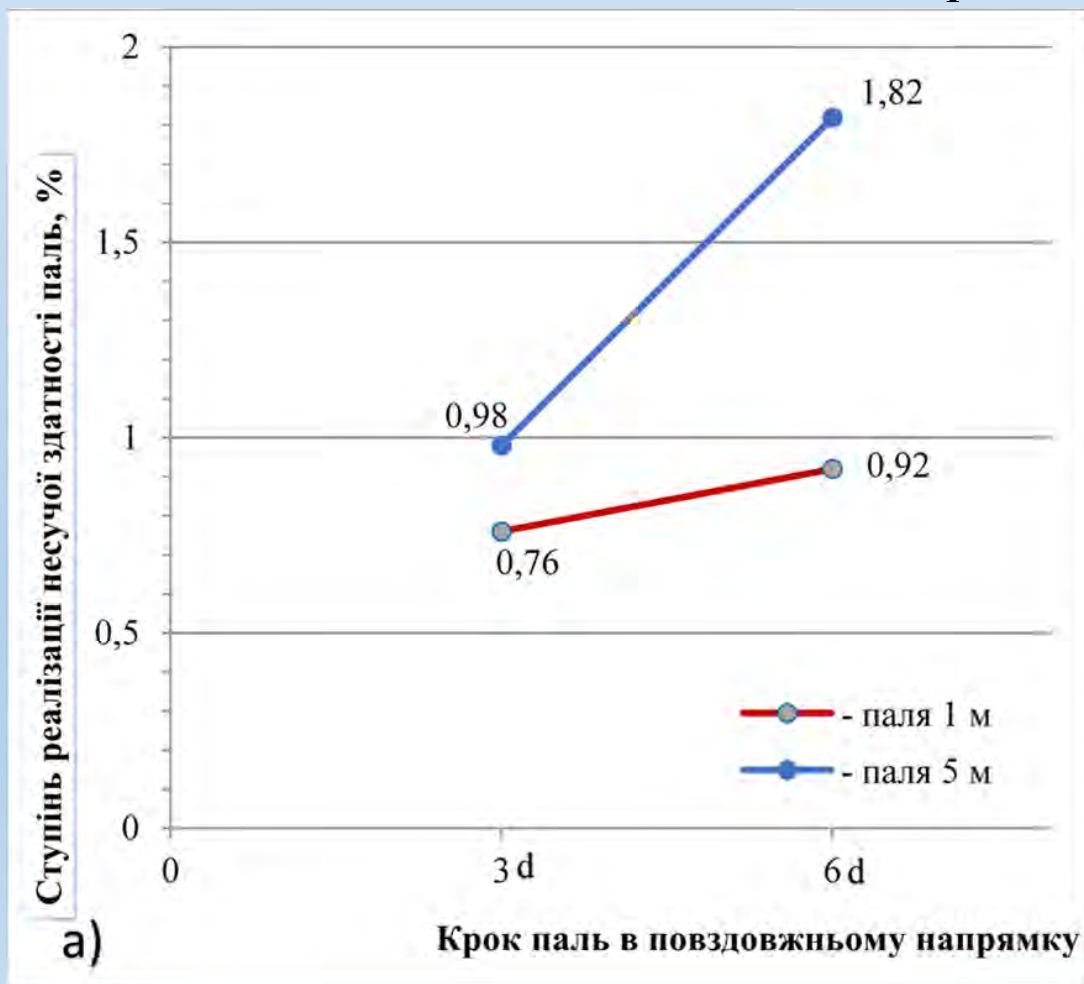
Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту у глинистому ґрунті: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви ростверку

Ступінь реалізації несучої здатності паль та ростверку

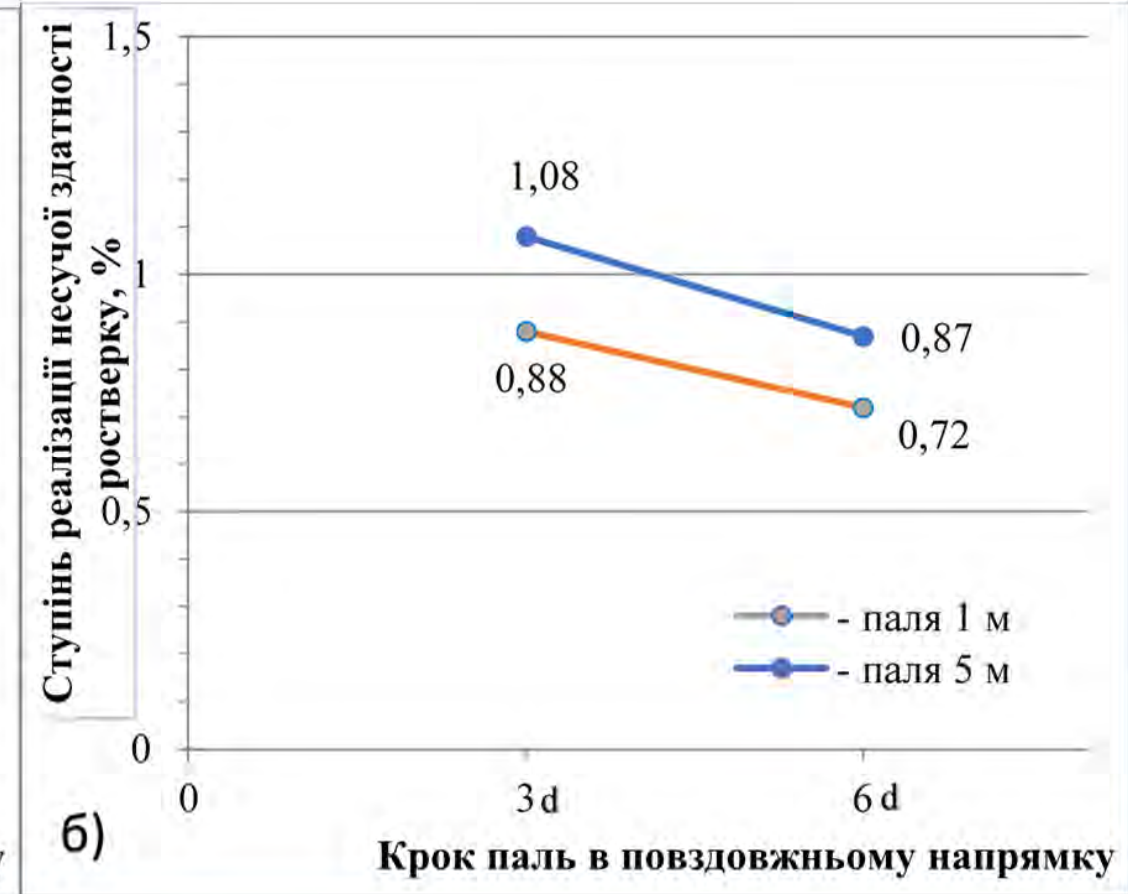
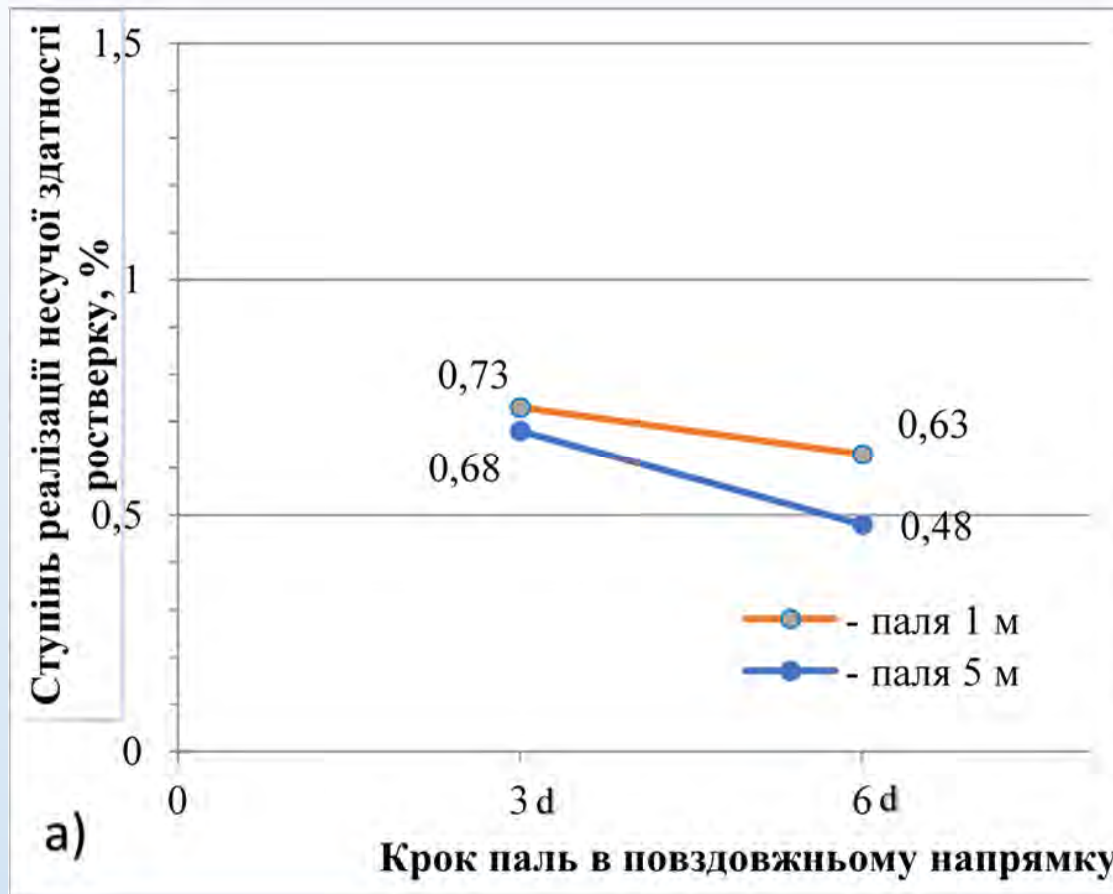
Довжина, см	Крок паль	Ступінь реалізації несучої здатності палі	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
1	2	3	4
Паля від поверхні (пісок)			
L=1м	3d	0,95	0,73
	6d	1,73	0,63
L=5м	3d	1,18	0,68
	6d	2,55	0,48
Паля від підшви фундаменту (пісок)			
L=1м	3d	0,73	0,88
	6d	0,84	0,72
L=5м	3d	0,34	1,08
	6d	0,34	0,87
Паля від поверхні (суглинок)			
L=1м	3d	0,76	0,96
	6d	0,92	0,83
L=5м	3d	0,98	0,8
	6d	1,82	0,53
Паля від підшви фундаменту (суглинок)			
L=1м	3d	0,68	1,0
	6d	0,66	0,77
L=5м	3d	0,28	1,07
	6d	0,56	0,81



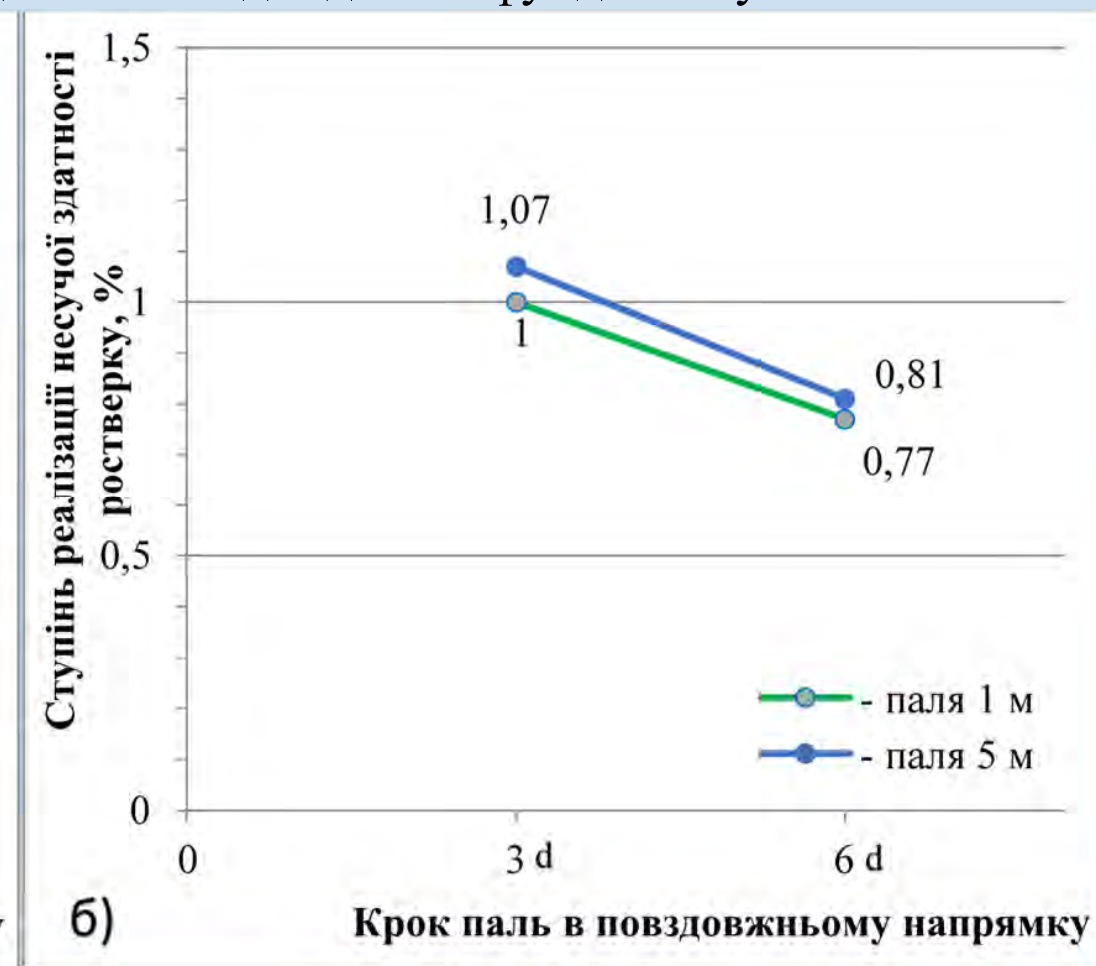
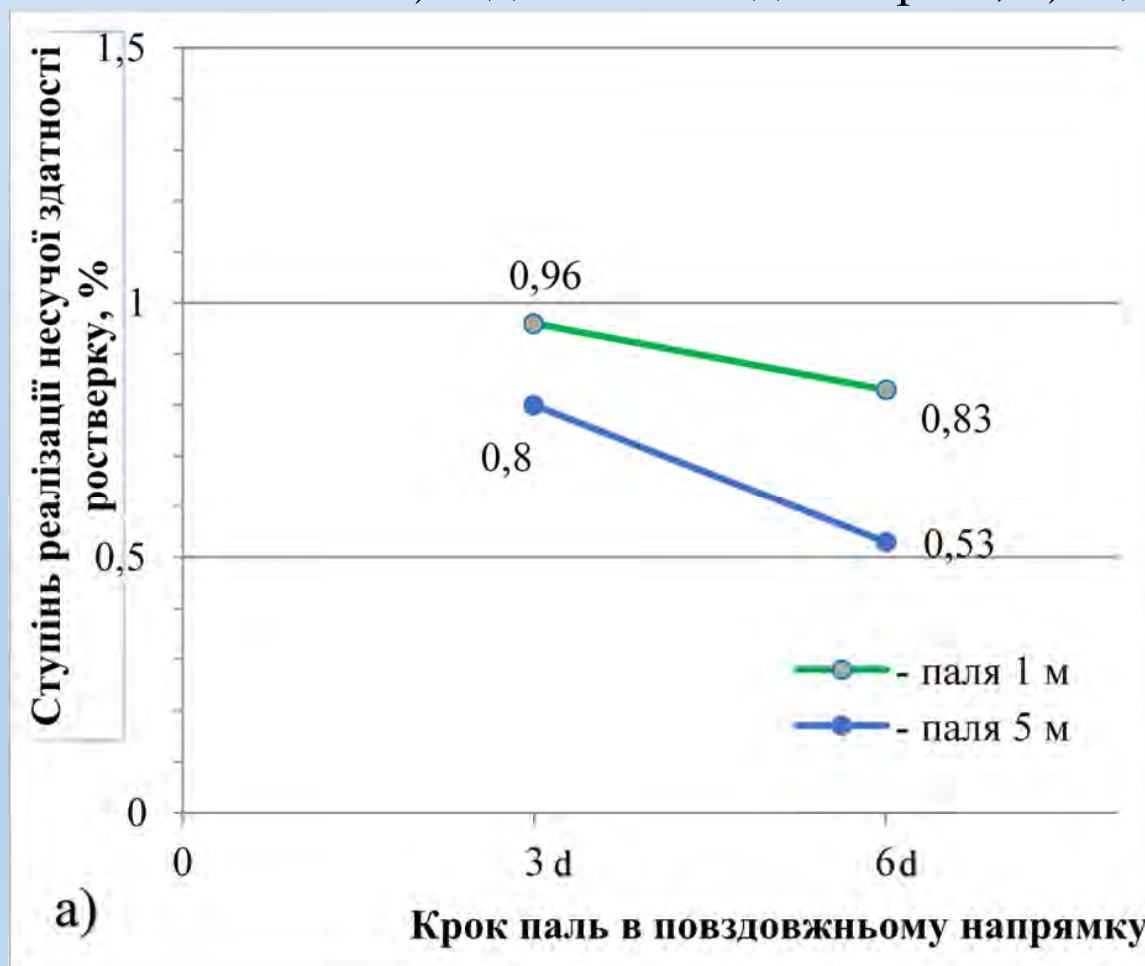
Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у піщаному ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палей: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту



Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палей: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту



Графік залежності ступеня реалізації ростверку у піщаному ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палів: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту



Графік залежності ступеня реалізації ростверку у глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палів: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту

Висновки за результатами наукового дослідження

Бачимо, що не існує до теперішнього часу нормативної методики розрахунку підсилення фундаменту мілкою закладання палями. Існуючі пропозиції різних авторів часто враховують не всі фактори впливу на роботу підсиленого фундаменту. Аналіз матеріалів досліджень показав відсутність робіт, присвячених виявленню різниці в поведінці довгих та коротких паль підсилення. Відомі з практики пропозиції щодо використання коротких паль підсилення не підкріплені жодними рекомендаціями стосовно методики їх розрахунку.

Виходячи із фізичного моделювання застосування коротких паль при підсиленні стрічкових фундаментів (довжина паль сумірна з шириною ростверка підсиленого фундаменту) дає достатньо ефективний результат. Перехід від коротких до довгих паль, що мають на 50% більшу довжину, збільшує несучу здатність підсиленого фундаменту лише на 10-15%.

Найбільш оптимальним варіантом розміщення паль підсилення є розміщення їх з кроком, який відповідає розміру подошви умовного фундаменту навколо одиночної палі. Замінювати пальовий фундамент на умовний фундамент мілкою закладання з метою визначення його несучої здатності некоректно.

З одержаних залежностей математичного моделювання видно, що в випадку підсилення фундаменту короткими палями різниці в поведінці підсиленого фундаменту при улаштуванні їх від рівня подошви або від рівня поверхні ґрунту практично не спостерігається. При підсиленні ж більш довгими палями ця різниця є доволі суттєвою. Збільшення глибини закладання нижнього кінця палі при підсиленні від рівня подошви мало б призводити до покращення роботи фундаменту, але переважає включення у роботу додаткового ростверку в рівні поверхні ґрунту (при однакових осіданнях фундамент з підсиленням від поверхні може сприйняти більше навантаження).

З мозаїк деформацій видно, що для коротких паль зона впливу напруженого стану для підсиленого палями фундаменту і умовного фундаменту практично однакові. Для більш довгих паль моделювання умовного фундаменту призводить до переміщення напруженої зони на значно більшу глибину. Таким чином підхід до розгляду пального фундаменту як умовного фундаменту мілкою закладання при підсиленні стрічкових фундаментів може бути прийнятним лише для варіанту коротких паль. Перехід до проектування підсиленого фундаменту як до такого масиву може призвести до завищення очікувань і відповідно до ненадійного рішення.

Порівнюючи ґрунтові масиви глинистого та піщаного виду, з побудованих графіків та мозаїк деформацій ґрунту, можна чітко спостерігати, що піщаний ґрунтовий масив набагато краще передає навантаження та дає значно менші осідання при більшому навантаженні, але якісна картина перерозподілу зусиль між елементами підсиленого фундаменту зберігається.

Збільшення кроку коротких паль підсилення незначно впливає на несучу здатність підсиленого фундаменту, що дає можливість економити витрати на палі.

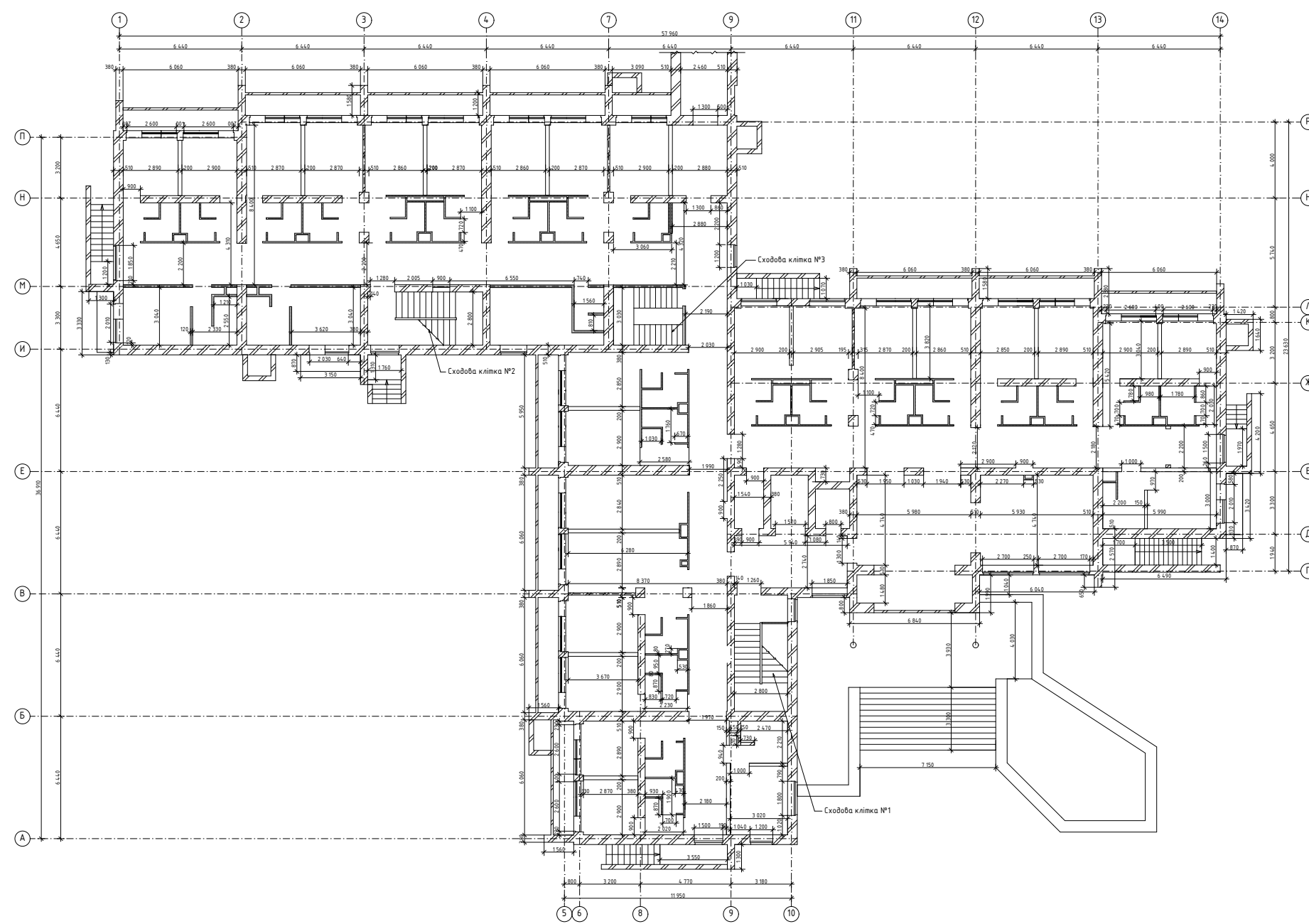
Фасад 1-14
(до реконструкції)



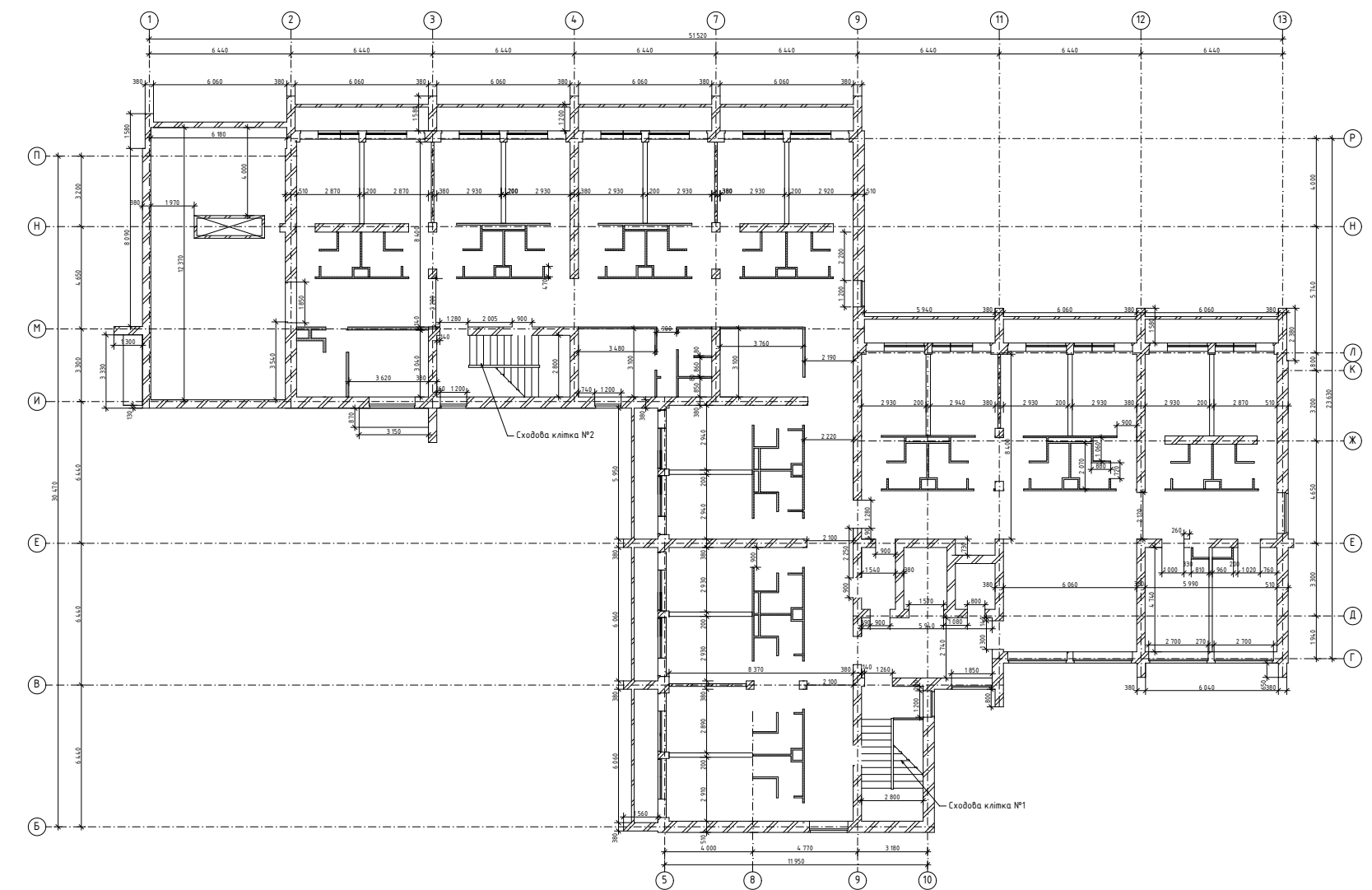
Фасад А-Р



План 1-го поверху до реконструкції



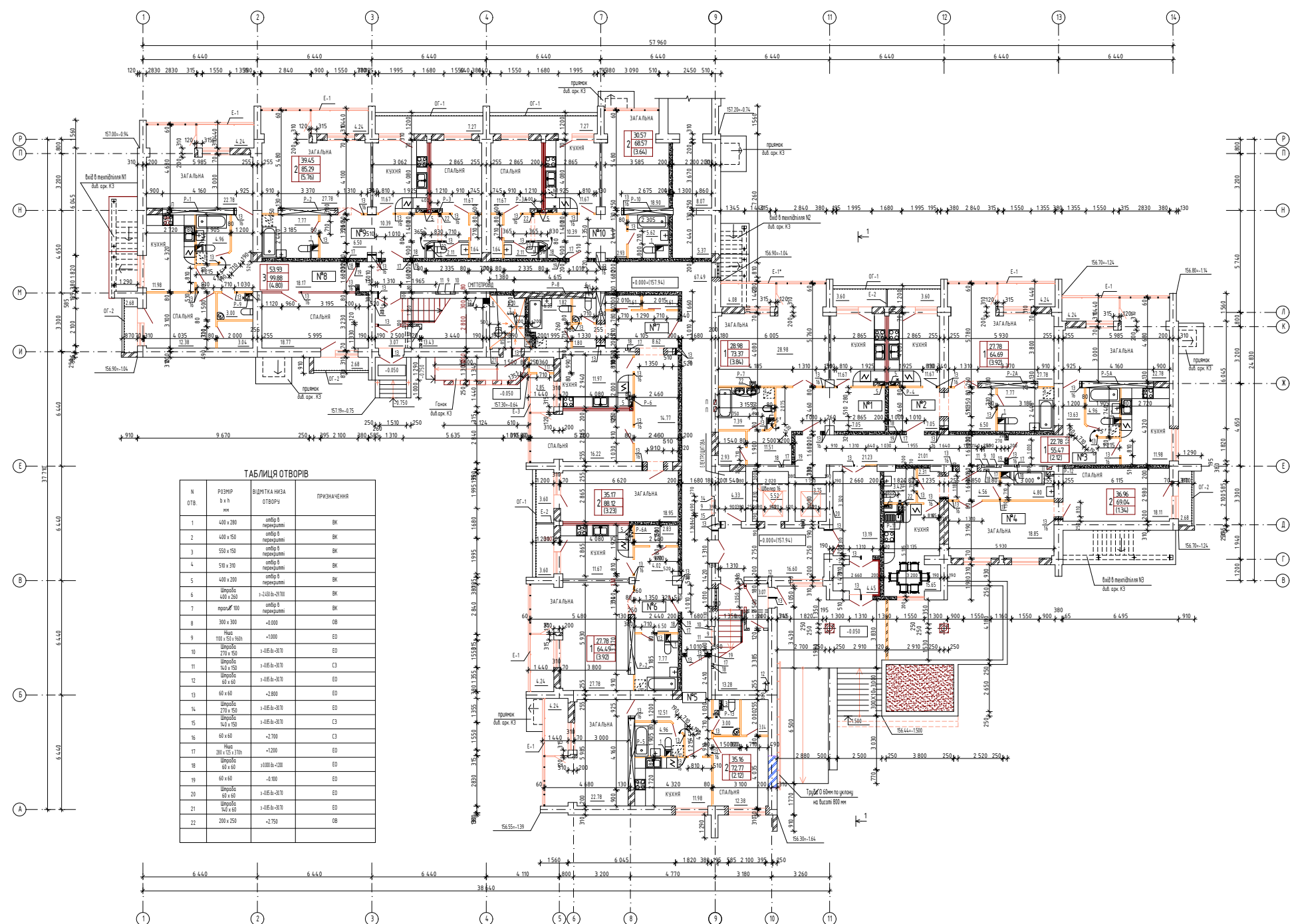
План 5-го поверху до реконструкції



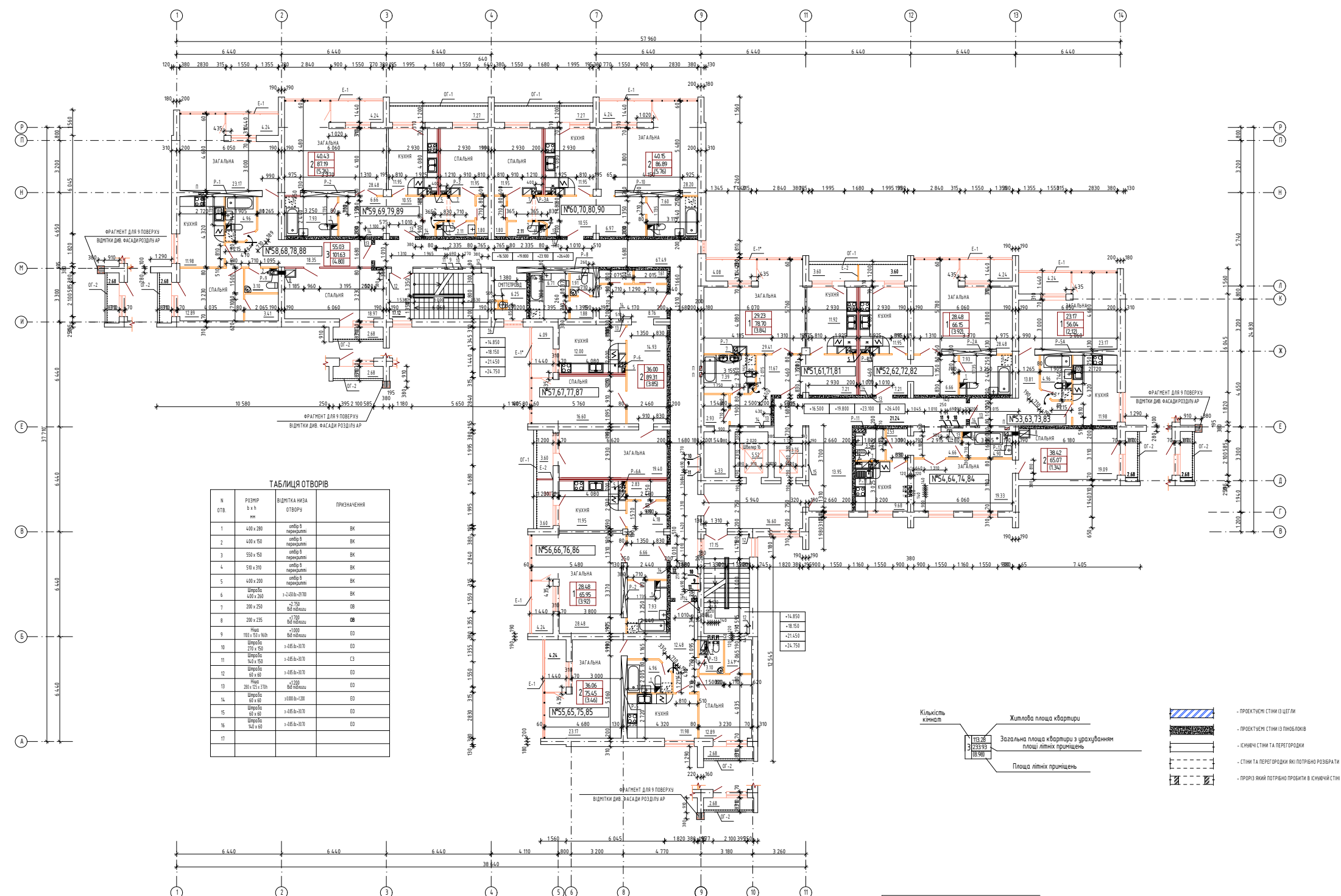
08-08.МКР.002- АБ					
Реконструкція існуючої споруди під 100-кв. житловий будинок у с. Чайки, Києво-Святошинського району Київської області.					
Зам.	К-сть	Архив	№ вк.	Підпис	Дата
Розробила		Городник Л.А.			
Перевірила		Маєвська І.В.			
Керівник		Маєвська І.В.			
Н. контр.		Маєвська І.В.			
Опонент		Анохіна К.В.			
Затвердив		Швець В.В.			
Особливості підсилення фундаменту мілкою закладання короткими палями				Стадія	Архив
				П	39
Плани 1-го, 5-го поверхів до реконструкції. Фасади 1-14, А-Р				ВНТУ, гр.Б-20м	

№ в. ор. Підписі. Дата. Зам. № в. №

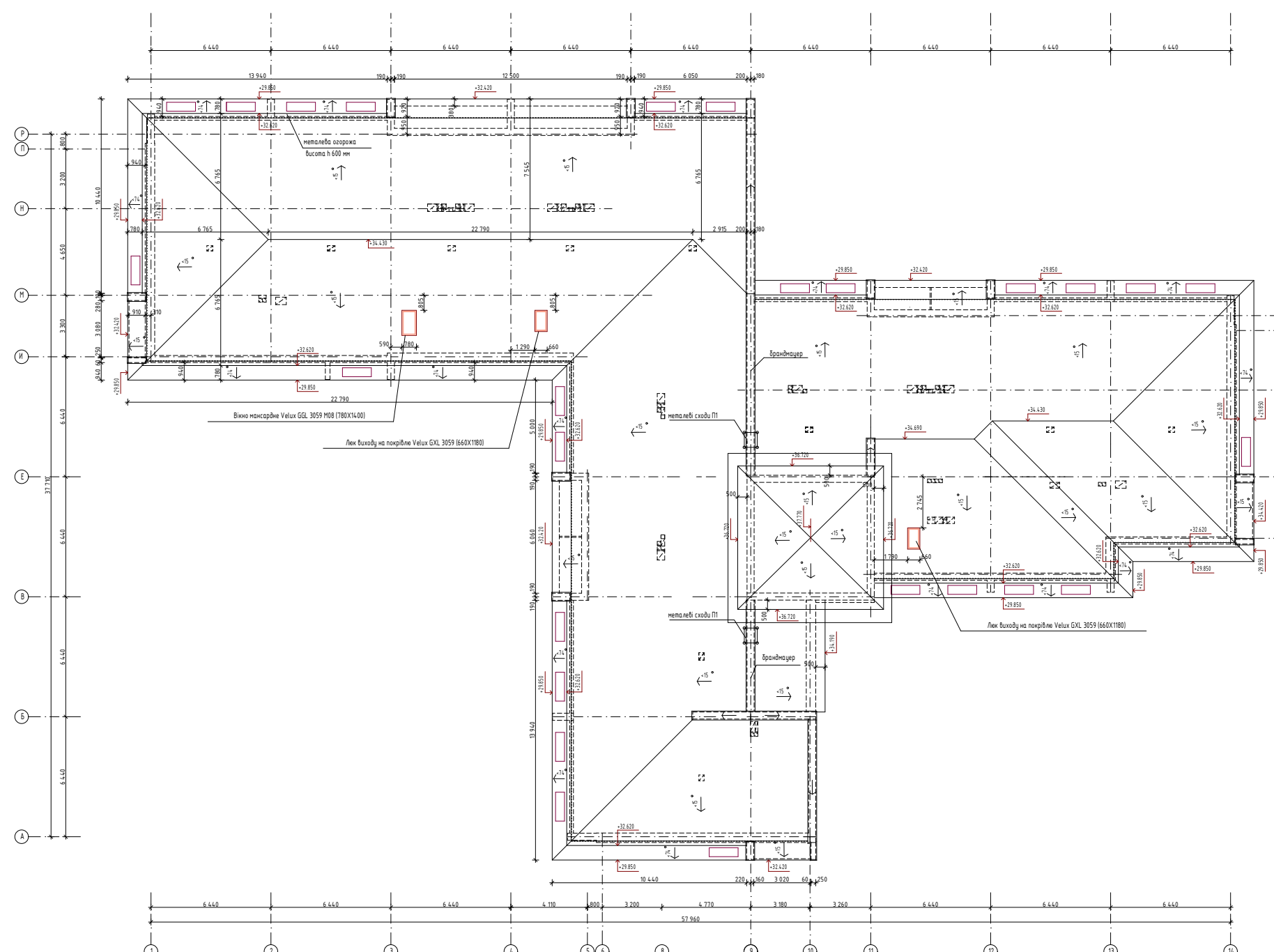
План першого поверху після реконструкції



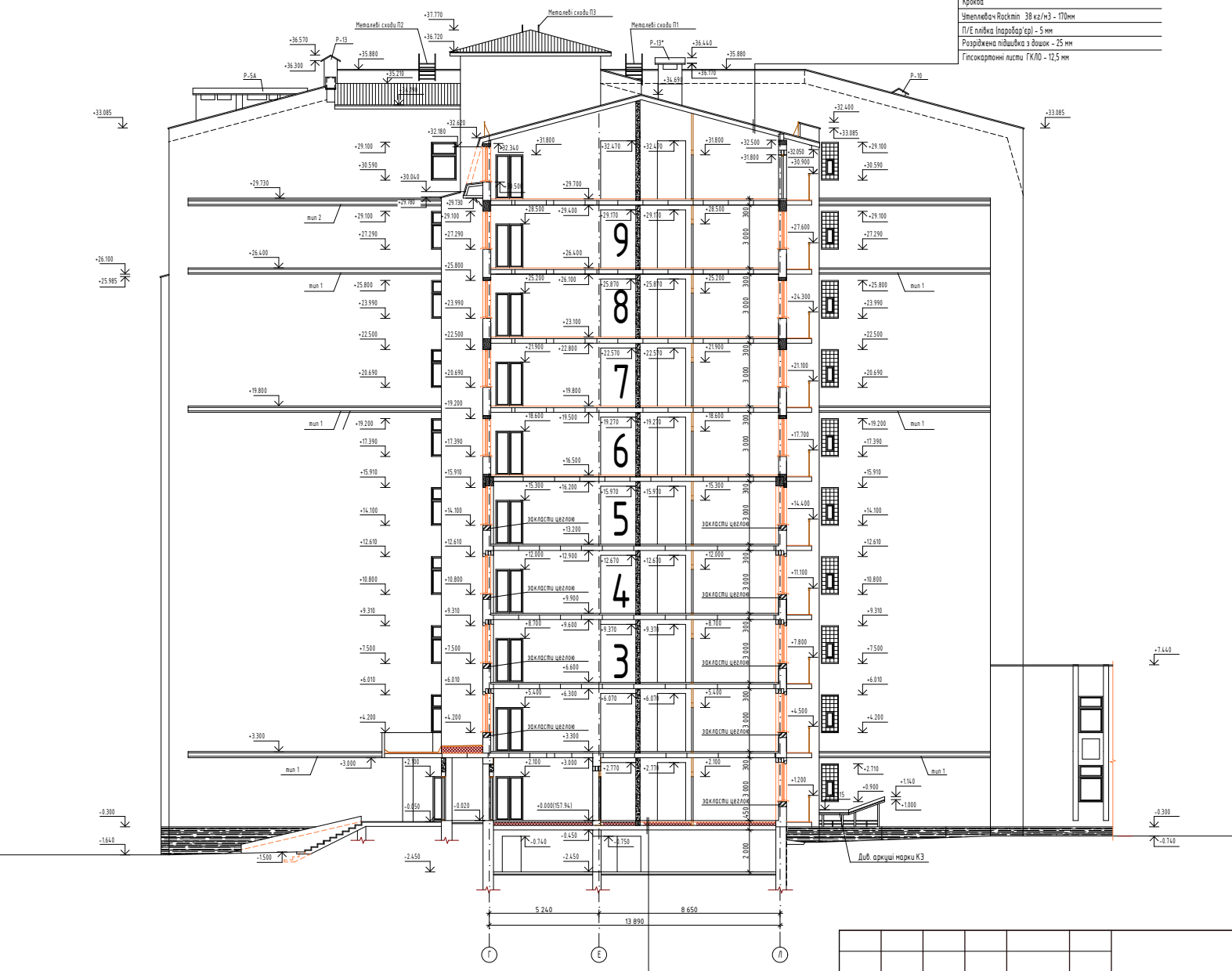
Плани 6-9 поверхів



План покрівлі



Розріз 1-1 (після реконструкції)



08-08.МКР.002- АР		Реконструкція існуючої споруди під 100-кв. житловий будинок у с. Чаївки, Києво-святошинського району Київської області	
Змін.	Кільк.	Архви.	НЗак.
Розробив	Горюхів Л.А.	Маєвська І.В.	Маєвська І.В.
Перевірив	Маєвська І.В.	Маєвська І.В.	Маєвська І.В.
Керівник	Маєвська І.В.	Маєвська І.В.	Маєвська І.В.
Н. контр.	Анохіна К.В.	Анохіна К.В.	Анохіна К.В.
Опонець	Швець В.В.	Швець В.В.	Швець В.В.
Затвердив	Швець В.В.	Швець В.В.	Швець В.В.
Особливості підсилення фундаменту мілкою закладання коротких пальців		Стадія	Архш
Плани першого, 6-9 поверхів. План покрівлі. Розріз 1-1		П	40
ВНТУ, гр. Б-20м			

Підпис і дата
Зак. № В. №
№ В. № гр.

Схема елементів заповнення дверних та віконних прорізів 1-го поверху

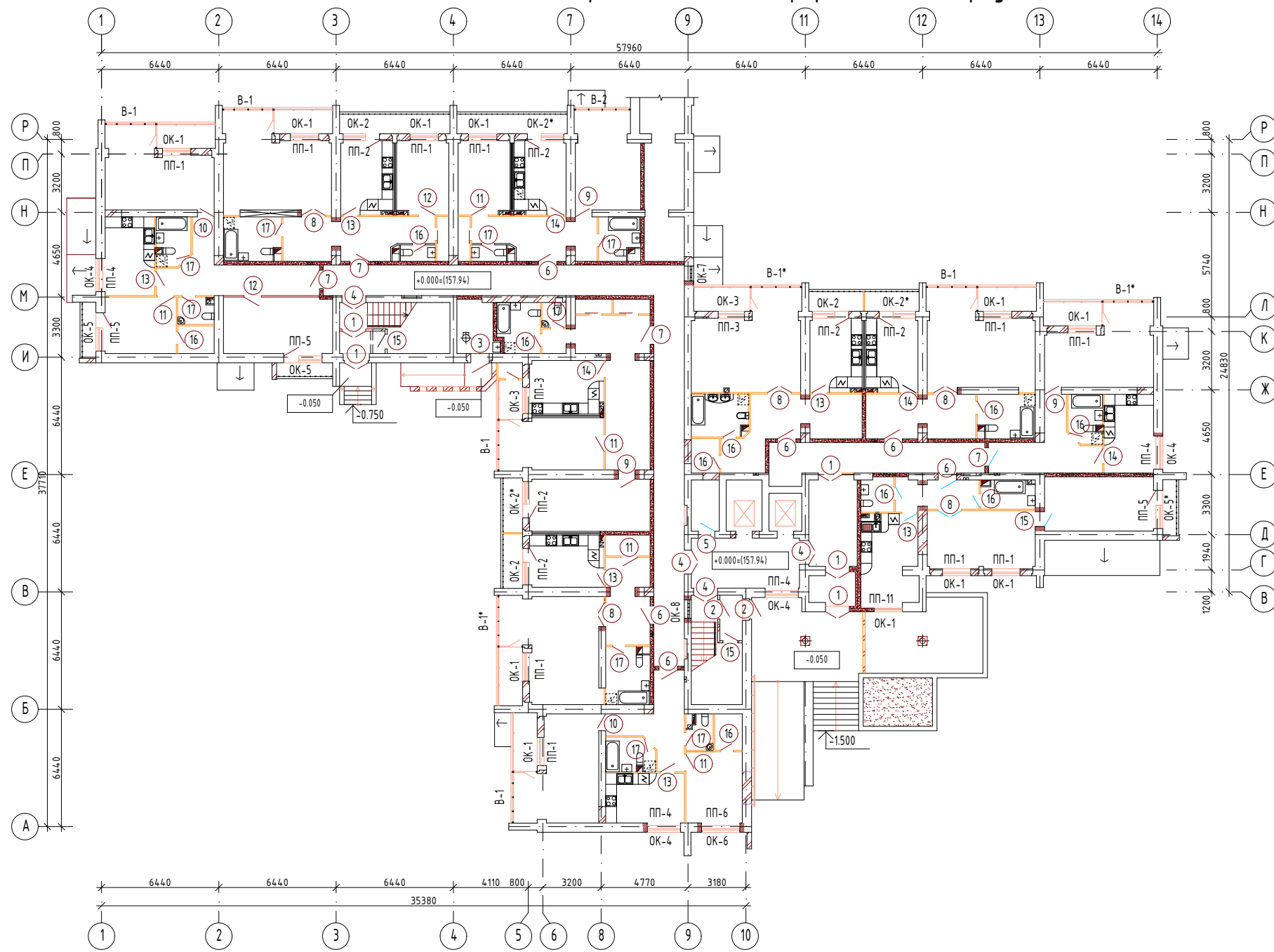


Схема елементів заповнення дверних та віконних прорізів 2-го поверху

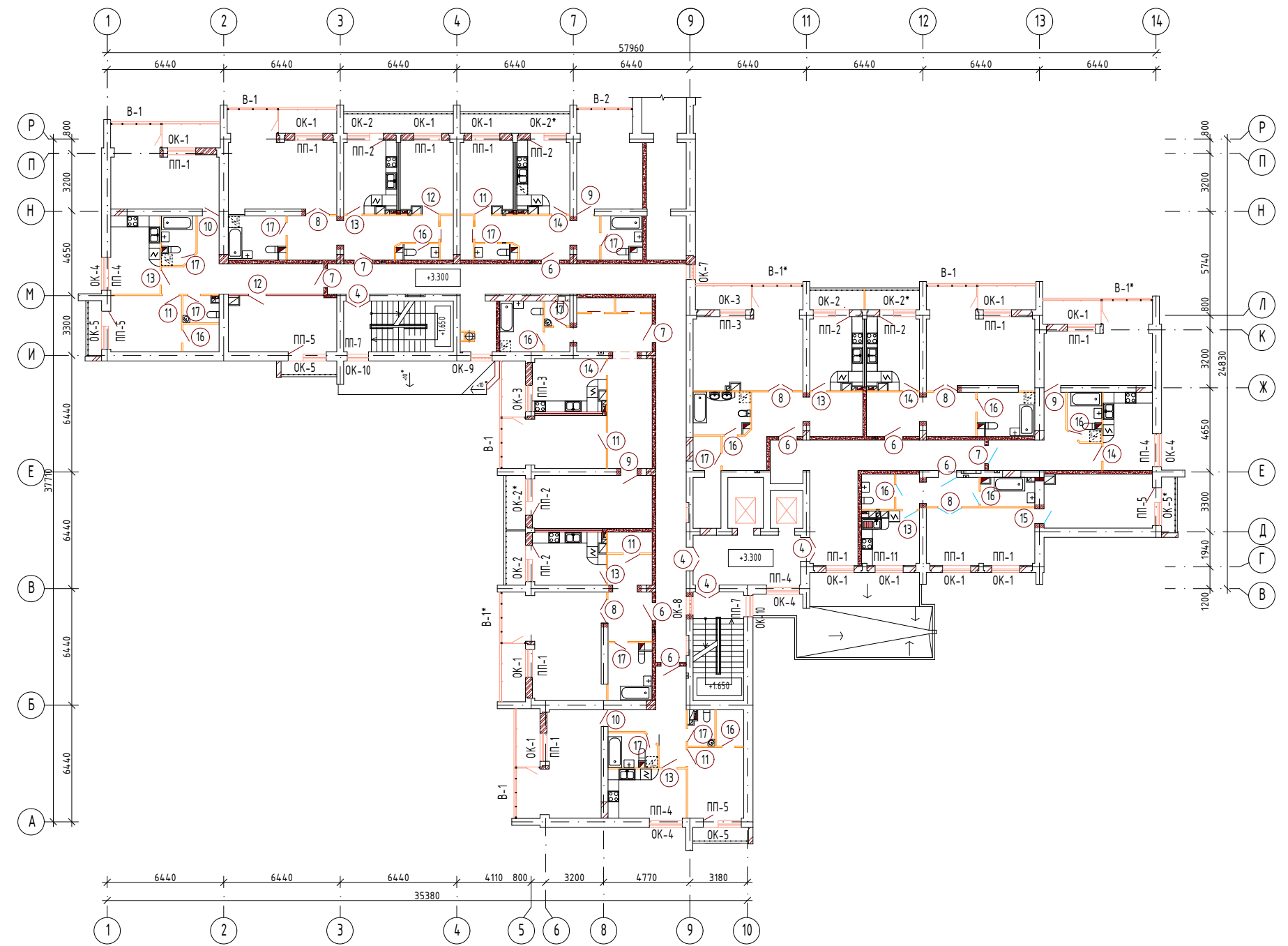


Схема елементів заповнення дверних та віконних прорізів 3-9 поверхів

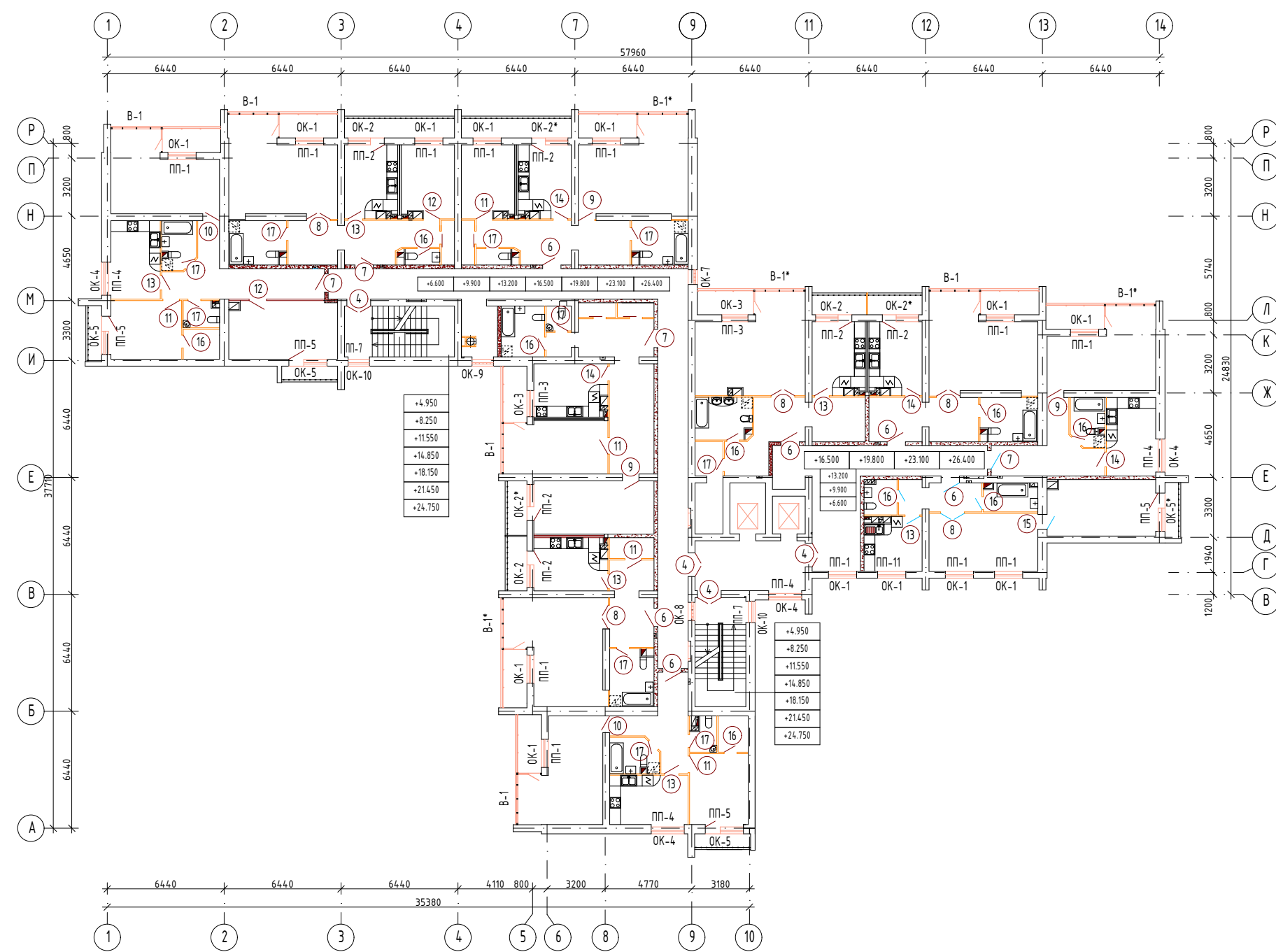
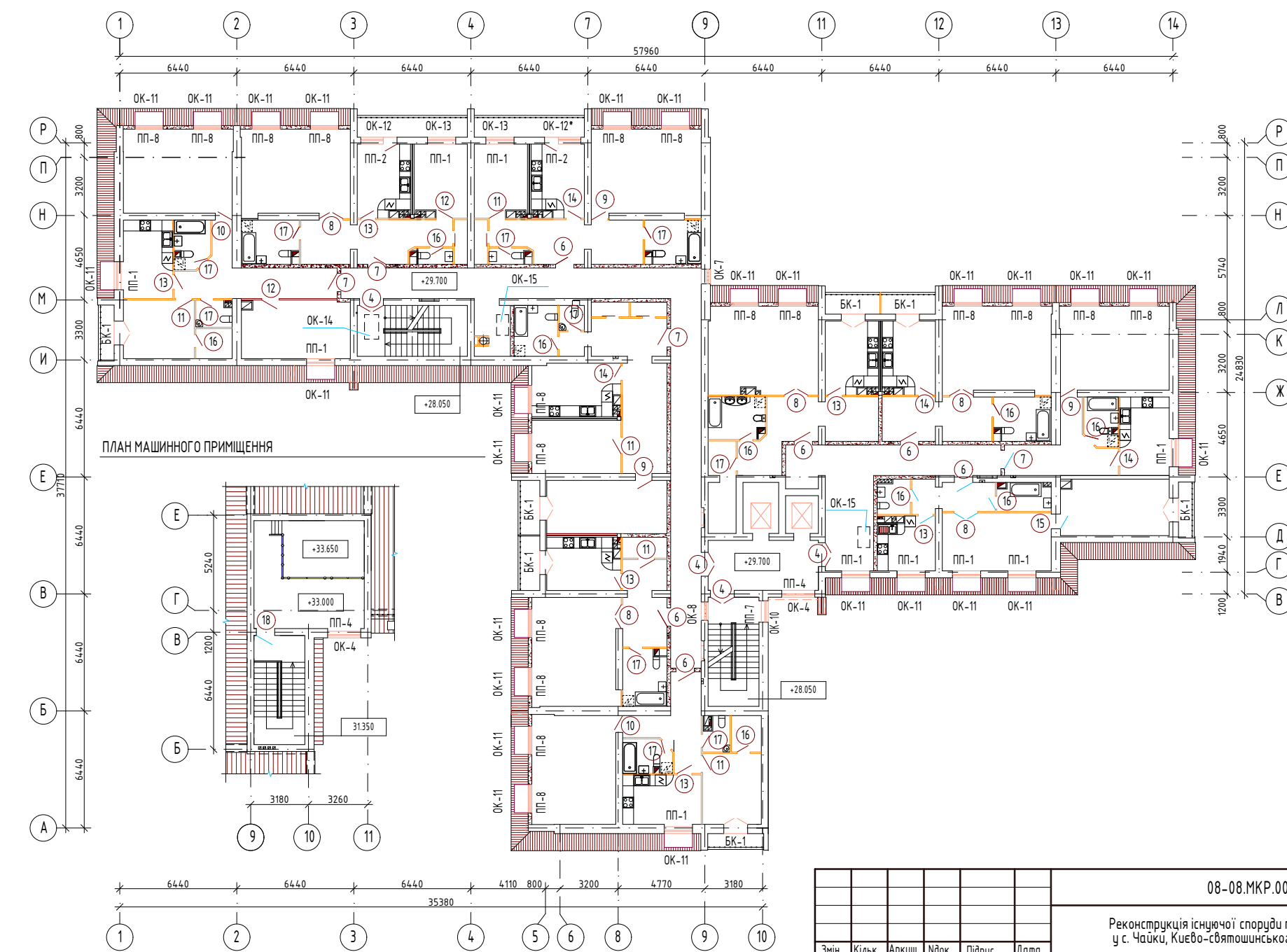


Схема елементів заповнення дверних та віконних прорізів мансардного поверху



Примітки:
 1. Специфікація елементів заповнення прорізів та віконних плит див. арк. 42.
 2. Заповнення прорізів ОК-2*, ОК-5*, ОК-12* дзеркальні до ОК-2, ОК-5, ОК-12.
 3. У віконних прорізах з 1 по 5 поверху закласти розширювальні добірні елементи із металопластмаси.

08-08 МКР.002-АР				
Реконструкція існуючої споруди під 100-кв. житловий будинок у с. Чапки, Києво-святошинського району Київської області				
Етп.	Кільк.	Аркуш	Відк.	Підпис
Розробив	Городнік І.А.			
Перевірив	Маєвська І.В.			
Керівник	Маєвська І.В.			
Н. контр.	Маєвська І.В.			
ОпONENT	Анохіна К.В.			
Затвердив	Швещ В.В.			
Особливості підсилення фундаменту мілкою закладання короткими пальями			Станд.	Аркуш
Схема елементів заповнення дверних та віконних прорізів 1-9 та мансардного поверху.			П	41
ВНТУ, гр. Б-20м				

Специфікація елементів заповнення прорізів вище відм. 0.000.

Марка (поз.)	Позначення	Найменування	Кількість по поверхам				Маса од. ка	Примітка (проріз) В x Н мм	Кількість по будівинку вцілому
			1	2	3-9	манс.			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Вікна									
ОК-1	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові	11	12	91	—	1550 X 1810	114	
ОК-2	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові з балконними дверима	3	3	21	—	1995 X 1810 2710	27	
ОК-2*	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові з балконними дверима	3	3	21	—	1995 X 1810 2710	27	
ОК-3	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові	2	2	14	—	1440 X 1810	18	
ОК-4	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові	4	4	28	2	1820 X 1810	38	
ОК-5	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові з балконними дверима	2	3	21	—	2100 X 1810 2710	26	
ОК-5*	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові з балконними дверима	1	1	7	—	2100 X 1810 2710	9	
ОК-6	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові	1	—	—	—	2100 X 1810	1	
ОК-7	ДСТУ Б EN 1051-1:2011	Порожністі склоблоки з армуванням шва 190x190x80	1	1	7	1	810 X 1810	10 (280 шт.)	
ОК-8	ДСТУ Б EN 1051-1:2011	Порожністі склоблоки з армуванням шва 190x190x80	1	1	7	1	1010 X 1810	10 (450 шт.)	
ОК-9	ДСТУ Б EN 1051-1:2011	Порожністі склоблоки з армуванням шва 190x190x80	—	1	7	—	1180 X 1810	8 (288 шт.)	
ОК-10	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові	—	2	14	1	1180 X 1810	17	
ОК-11	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові напівкруглі	—	—	—	26	1550 X 1680	26	
ОК-12	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові з балконними дверима	—	—	—	1	1995 X 1435 2100	1	
ОК-12*	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові з балконними дверима	—	—	—	1	1995 X 1435 2100	1	
ОК-13	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові	—	—	—	2	1550 X 1435	2	
ОК-14	Вікно мансардне VELUX GGL 3059 M08	Дерев'яні	—	—	—	1	780 X 1400	1	
ОК-15	Ляк виходу на покрівлю VELUX GXL 3059	Дерев'яні	—	—	—	2	660 X 1180	2	
Вітражні									
В - 1	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові, засклені з балконними дверима	5	5	35	—	2840 X 3000 1360	45	
В - 1*	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові, засклені з балконними дверима	3	3	28	—	2840 X 3000 1360	34	
В - 2	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові, засклені	1	1	—	—	3090 X 3000	2	
Двері балконні									
БК - 1	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові, засклені	—	—	—	7	1310 X 2100	7	
Двері зовнішні									
1	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові, двупольні, засклені	5	—	—	—	1310 X 2070	5	
2	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові, засклені (праві)	2	—	—	—	1050 X 2070	2	
3	1.136.5 - 19	За тип. ДН 21-10	1	—	—	—	1010 X 2070	1	
Двері внутрішні									
4	Індивідуальне виготовлення	Металопластикові, двустулкові, засклені	4	4	28	4	1310 X 2100	40	
5	Індивідуальне виготовлення	Одноствулкові, дерев'яні, глухі	1	-	-	-	900 X 2100	1	
6	ДСТУ Б В.2.6-11:2011	Д1 21 - 10 П 05 (ЕІ 30).	6	6	42	6	1010 X 2070	60	
7	ДСТУ Б В.2.6-11:2011	Д1 21 - 10 П 05 (ЕІ 30).	4	4	28	4	1010 X 2070	40	
8	1.136 - 10	ДО 21 - 13	5	5	35	5	1310 X 2070	50	
9	1.136 - 10	ДО 21 - 9 П	3	3	21	3	910 X 2070	30	
10	1.136 - 10	ДО 21 - 9 Л	2	2	14	2	910 X 2070	20	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	1.136 - 10	ДГ 21 - 9 П	5	5	35	5		910 X 2070	50
12	1.136 - 10	ДГ 21 - 9 Л	2	2	14	2		910 X 2070	20
13	1.136 - 10	ДО 21 - 8 П	6	6	42	6		810 X 2070	60
14	1.136 - 10	ДО 21 - 8 Л	4	4	28	4		810 X 2070	40
15	1.136 - 10	ДГ 21 - 8 П	3	1	7	1		810 X 2070	12
16	1.136 - 10	ДГ 21 - 7 П	9	9	63	9		710 X 2070	90
17	1.136 - 10	ДГ 21 - 7 Л	9	10	70	10		710 X 2070	99
18	1.236 - 5 В. 3	ДПЗ. 07. 00. 00. 00 МЧ П	—	—	—	1		1010 X 2070	1

Специфікація віконних плит вище відм. 0.000.

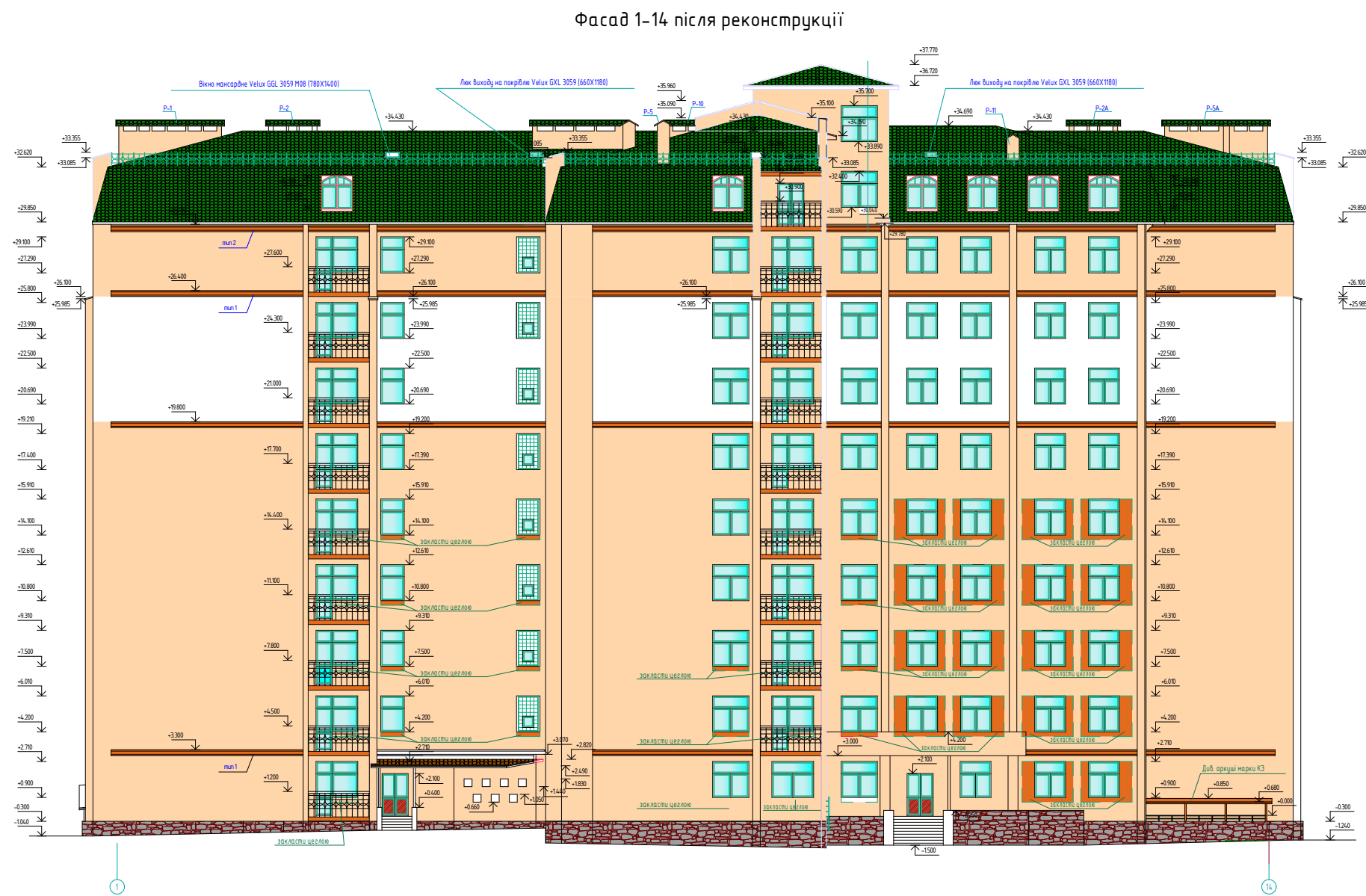
Марка (поз.)	Позначення	Найменування	Кількість по поверхам				Маса од. ка	Примітка (проріз) В x Н мм	Кількість по будівинку вцілому
			1	2	3-9	манс.			
ПП-1	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=1630мм)	10	12	91	10		35 мм	123
ПП-2	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=1320мм)	6	6	42	2		35 мм	56
ПП-3	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=1520мм)	2	2	14	—		35 мм	18
ПП-4	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=1900мм)	4	4	28	2		35 мм	38
ПП-5	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=1360мм)	3	4	28	—		35 мм	35
ПП-6	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=2180мм)	1	—	—	—		35 мм	1
ПП-7	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=1260мм)	—	2	14	1		35 мм	17
ПП-8	Плита підвіконна (ширина - 300мм)	Пластикова, індивідуальна (L=1630мм)	—	—	—	18		35 мм	18

Примітки:

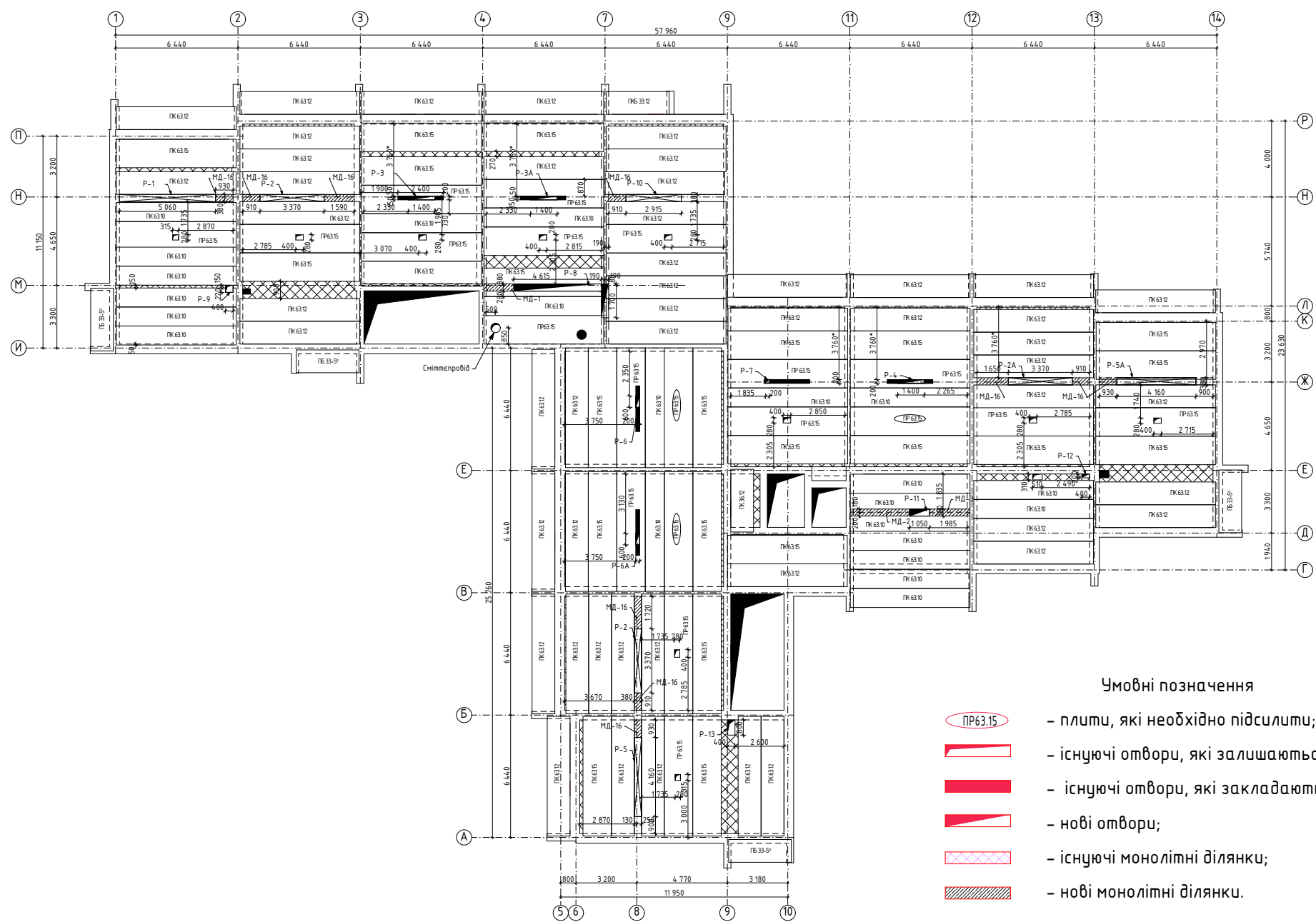
- Заповнення прорізів ОК-2*, ОК-5*, ОК-12*, В-1* дзеркальні до ОК-2, ОК-5, ОК-12, В-1.
- Зовнішній відлив від вікон виконується при заповненні прорізів металопластиковими конструкціями.
- Встановлення віхідних дверей виконувати з використанням амортизаторів упору та приладів повільного закриття.
- Противопожні двері виконують з ущільненням в притулах та з обладнанням самозакриття, засклені армованим склом.
- Загальна кількість порожнистих склоблоків (розм. 190x190x80) на будинок - 1018 шт.

08-08.МКР.002- АР						
Реконструкція існуючої споруди під 100-кв. житловий будинок у с. Чайки, Києво-святотроїцького району Київської області						
Змін.	Кільк.	Архш.	Ндок.	Підпис	Дата	
Розробив	Городнік Л.А.					
Перевірив	Маєвська І.В.					
Керівник	Маєвська І.В.					
Н. контр.	Маєвська І.В.					
Опонент	Анохіна К.В.					
Затвердив	Швець В.В.					
Особливості підсилення фундаменту мілкового закладання короткими палями				Стадія	Архш	Архшів
				П	42	
Специфікація елементів заповнення прорізів та підвіконних плит вище відм. 0.000.				ВНТУ, зр. Б-20м		

Зам. інф. №
Підпис і дата
Інф. № ор.



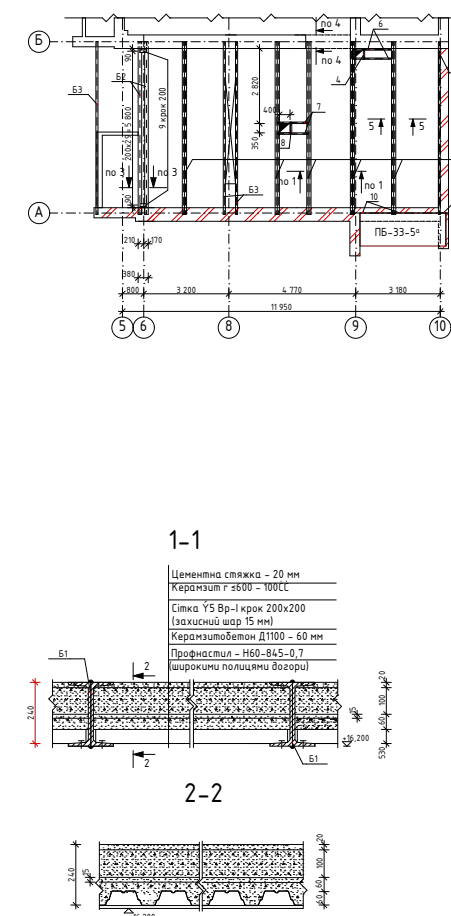
План перекриття над 1 поверхом



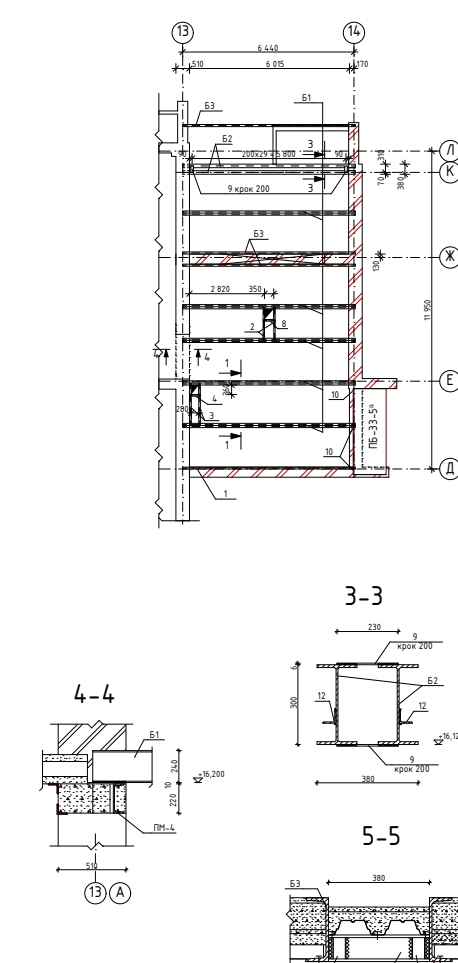
Умовні позначення

- ▬ ПР63.15 - плити, які необхідно підсилити;
- ▬ - існуючі отвори, які залишаються;
- ▬ - існуючі отвори, які закладаються;
- ▬ - нові отвори;
- ▬ - існуючі монолітні ділянки;
- ▬ - нові монолітні ділянки.

План балок перекриття в осях А-Б, 5-10 на відм. +16,200



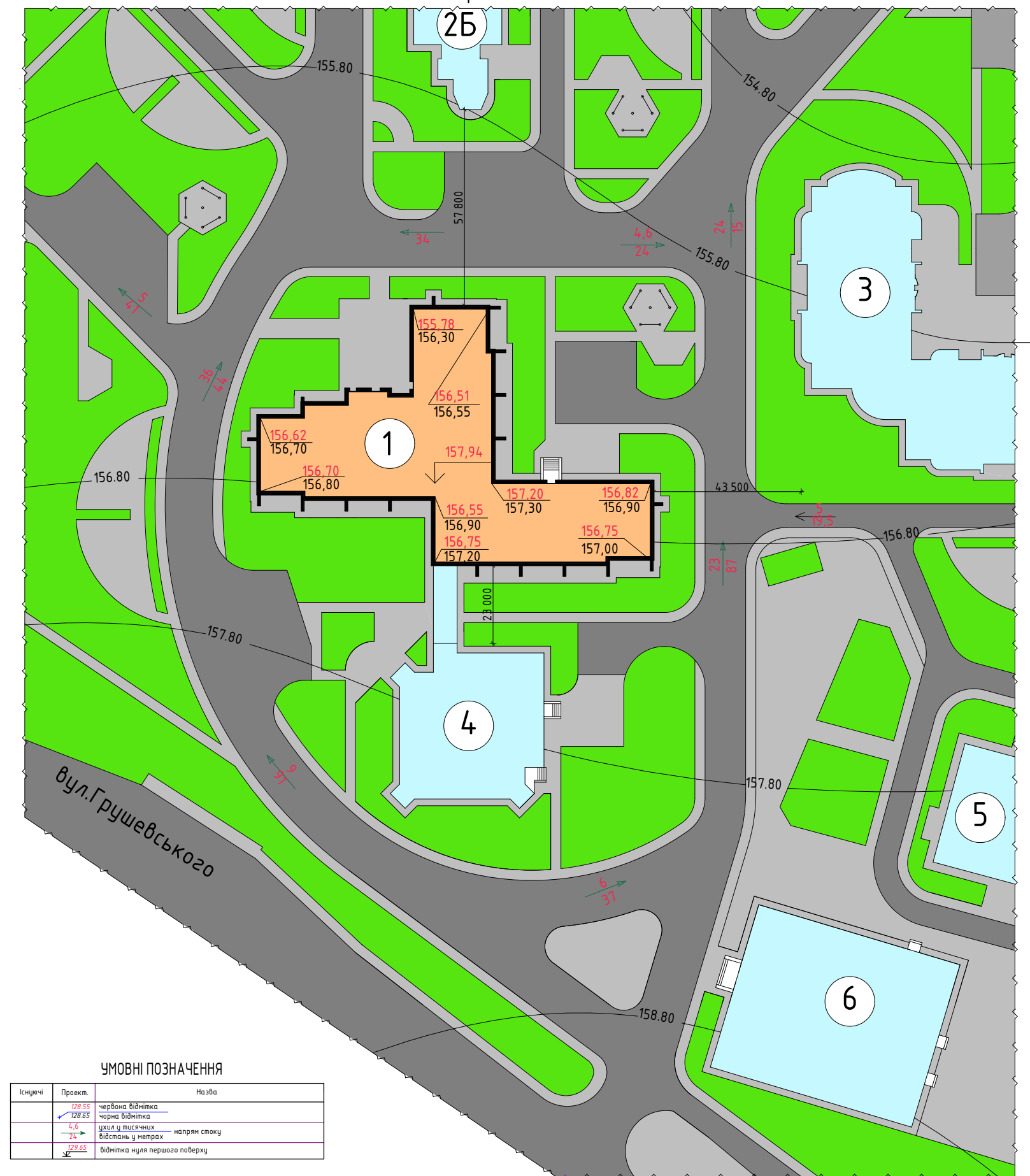
План балок перекриття в осях 13-14, Д-Л на відм. +16,200



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

Кодифікатор	Проект	Назва
120.55	✓	червона ділянка
120.65	✓	чорна ділянка
1.4	✓	критий у висхідному напрямі сполуч
24	✓	відстань у метрах
120.65	✓	відстань між поверхами

Генеральний план (1:500)



Відомість житлових та громадських будівель та споруд

Номер по плану	Найменування та позначення	Поверховість будівель	Кількість		Площа, м ²		Будівельний об'єм, м ³		
			будівель	квартир	забудови	заг. квартир, або розрахунк.	будівель	всього	
1	Реконструкція існуючої споруди житлового будинку на 100 квартир	9(10)	1	100	1246.6	1246.6	7517.3	42883.0	42883.0
2	Блок Б житловий будинок на 60 квартир	6	1	60	1640.7	1640.7	6823.8	36089.5	36089.5
3	2-х секційний житловий будинок на 72 кв.	9	1	72	1119.9	1119.9	6174.0	32777.4	32777.4
4	Реконструкція існуючої споруди Заклад громадського харчування	2	1	-	490.0	490.0	539.7	7620.0	7620.0
5	Реконструкція існуючої споруди Дитяча дошкільна установа на 120 місць	2	1	-	1358.1	1358.1	1989.2	15800.0	15800.0
6	Реконструкція існуючої споруди Центр дитячої творчості	1	1	-	797.4	797.4	538.9	7181.4	7181.4

08-08.МКР.002- АБ

Реконструкція існуючої споруди під 100-кв. житловий будинок у с. Чайки, Києво-Святошинського району Київської області.					
Етп	К.ст.	Архив	№ Док.	Підпис	Дата
Розробив		Гаровнік Л.А.			
Перевірив		Маєвська І.В.			
Керівник		Маєвська І.В.			
Н. конпр.		Маєвська І.В.			
Опонець		Анохіна К.В.			
Затвердив		Швець В.В.			

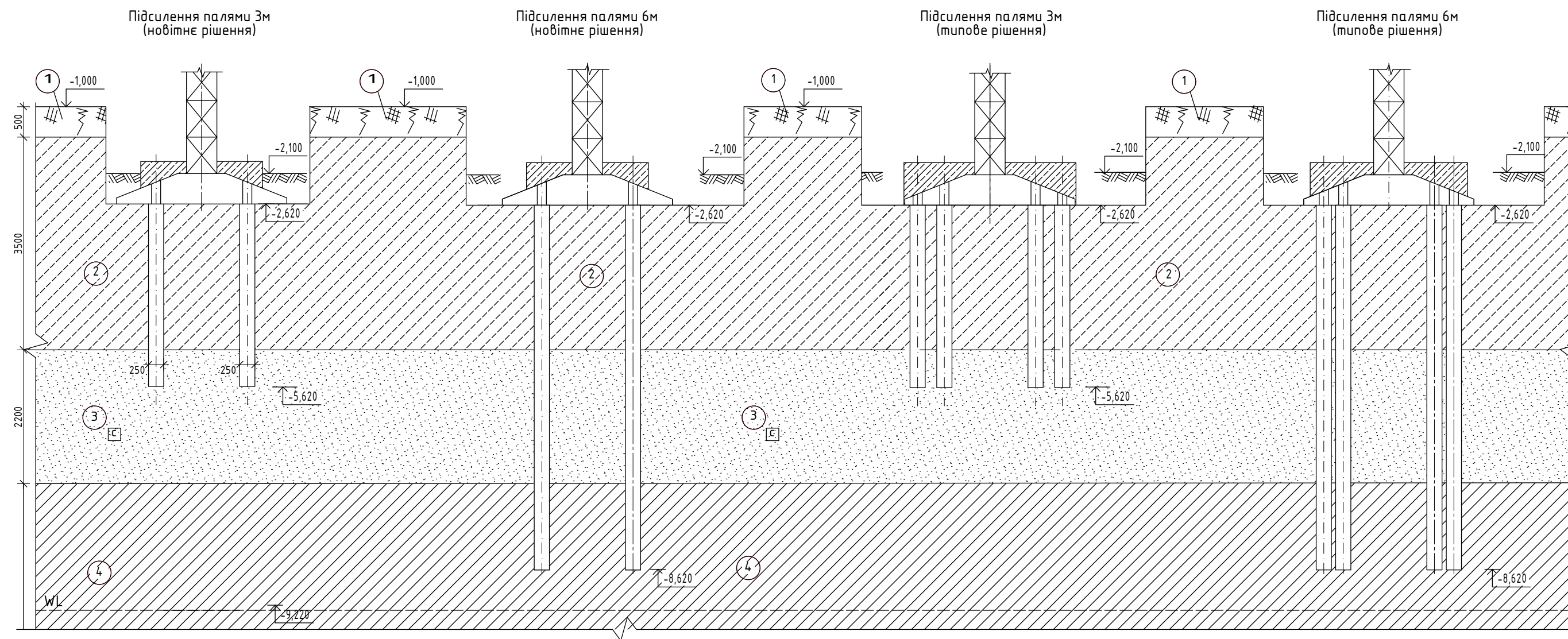
Особливості підсилення фундаменту мілкою закладання короткими палями

Фасад 1-14 після реконструкції. Генеральний план (1:500). План перекриття над 1 поверхом. Плани балок перекриття

ВНТУ, зр.Б-20М

№, № ор. Підпис, дата Зам. №, №

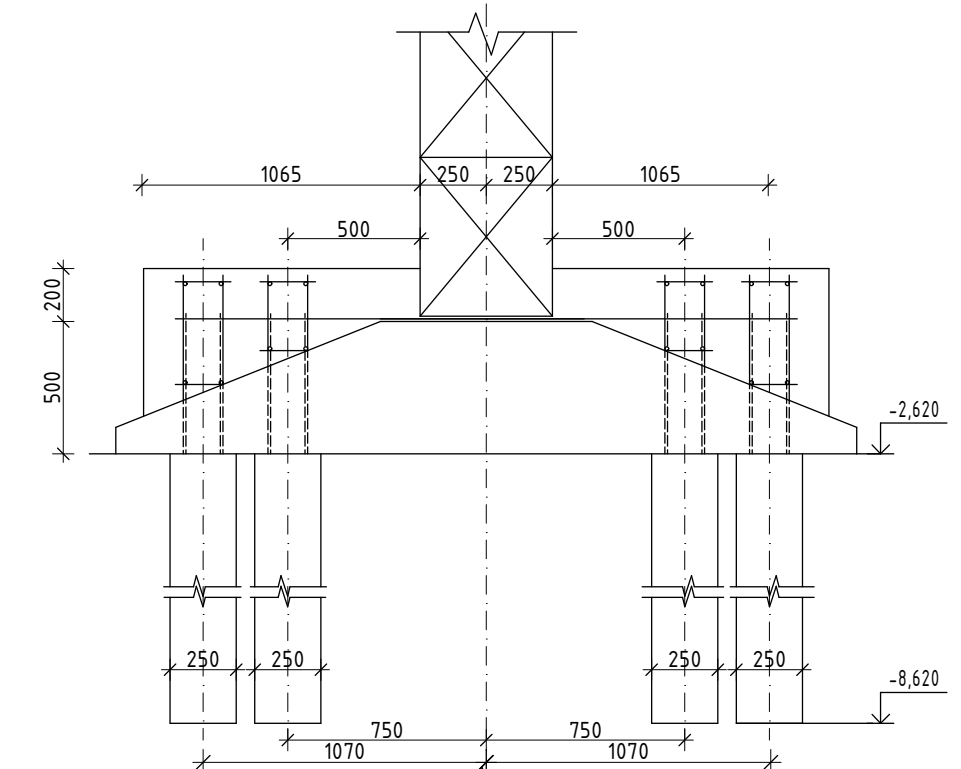
Геологічний розріз з варіантами фундаментів



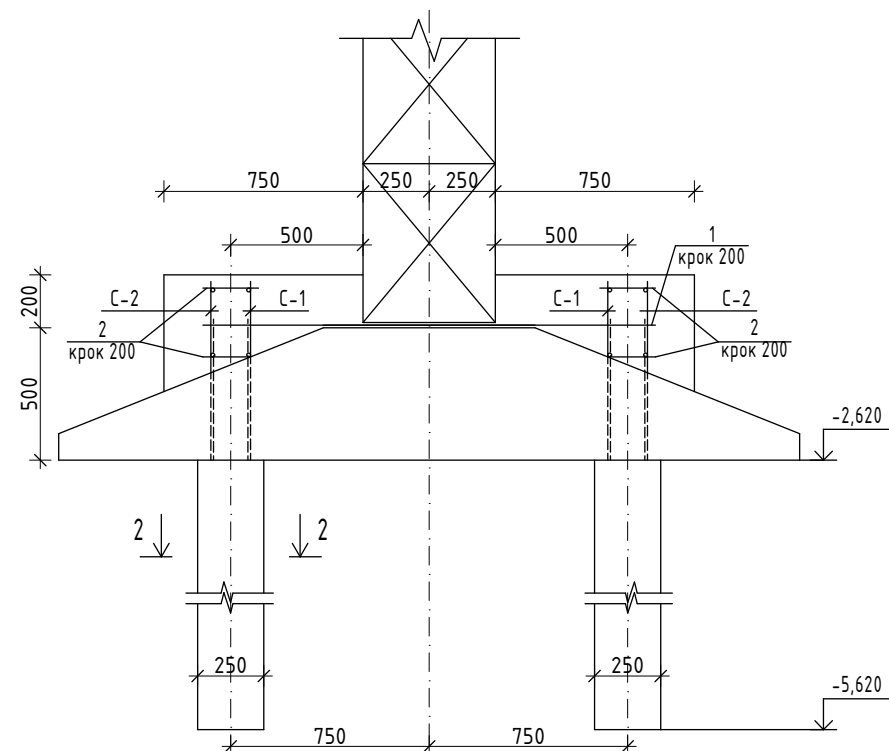
Умовні позначення

- Рослинний шар
- Супісок пластичний жовтий
- Пісок середньої крупності
- Суглинок сірий

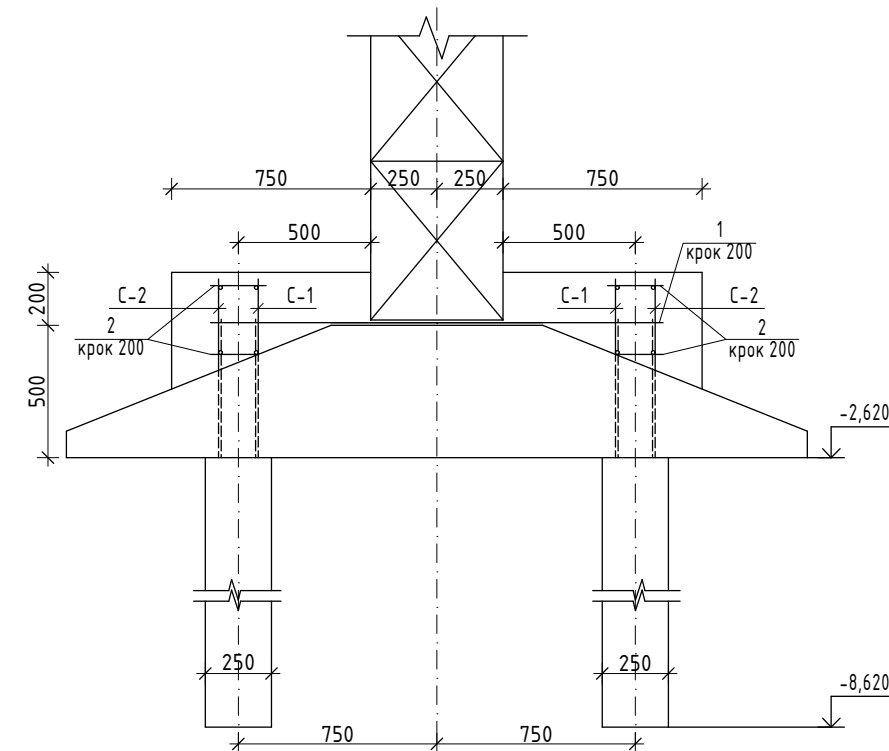
Підсилення палями 6м (типове рішення)



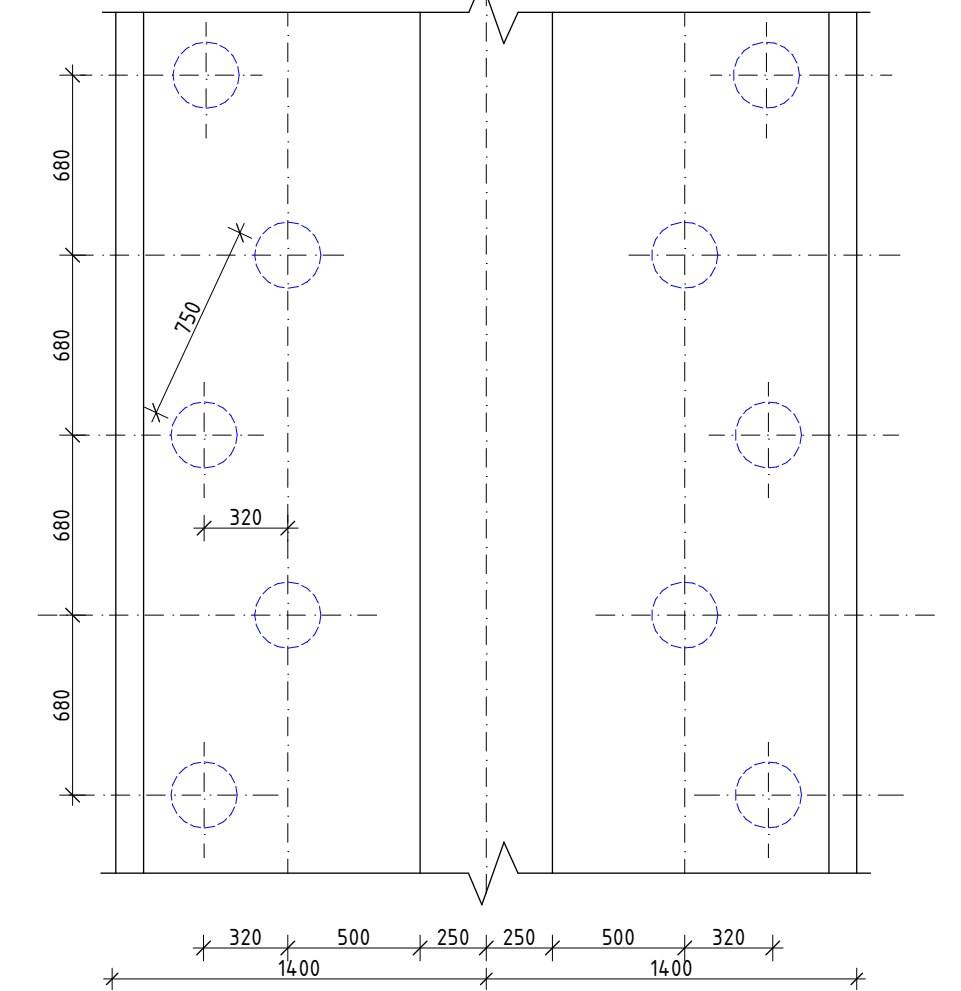
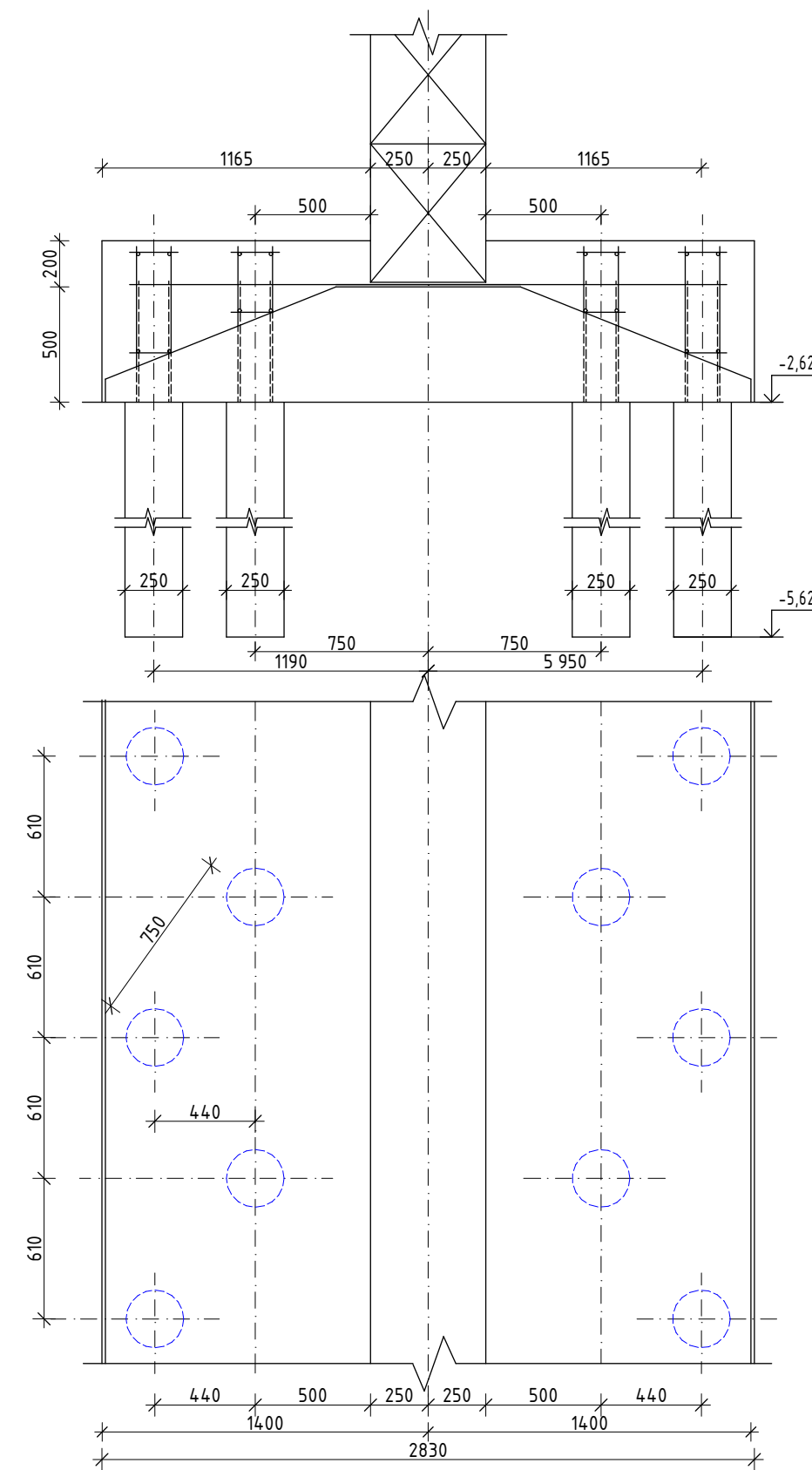
Підсилення палями 3м (новітнє рішення)



Підсилення палями 6м (новітнє рішення)



Підсилення палями 3м (типове рішення)

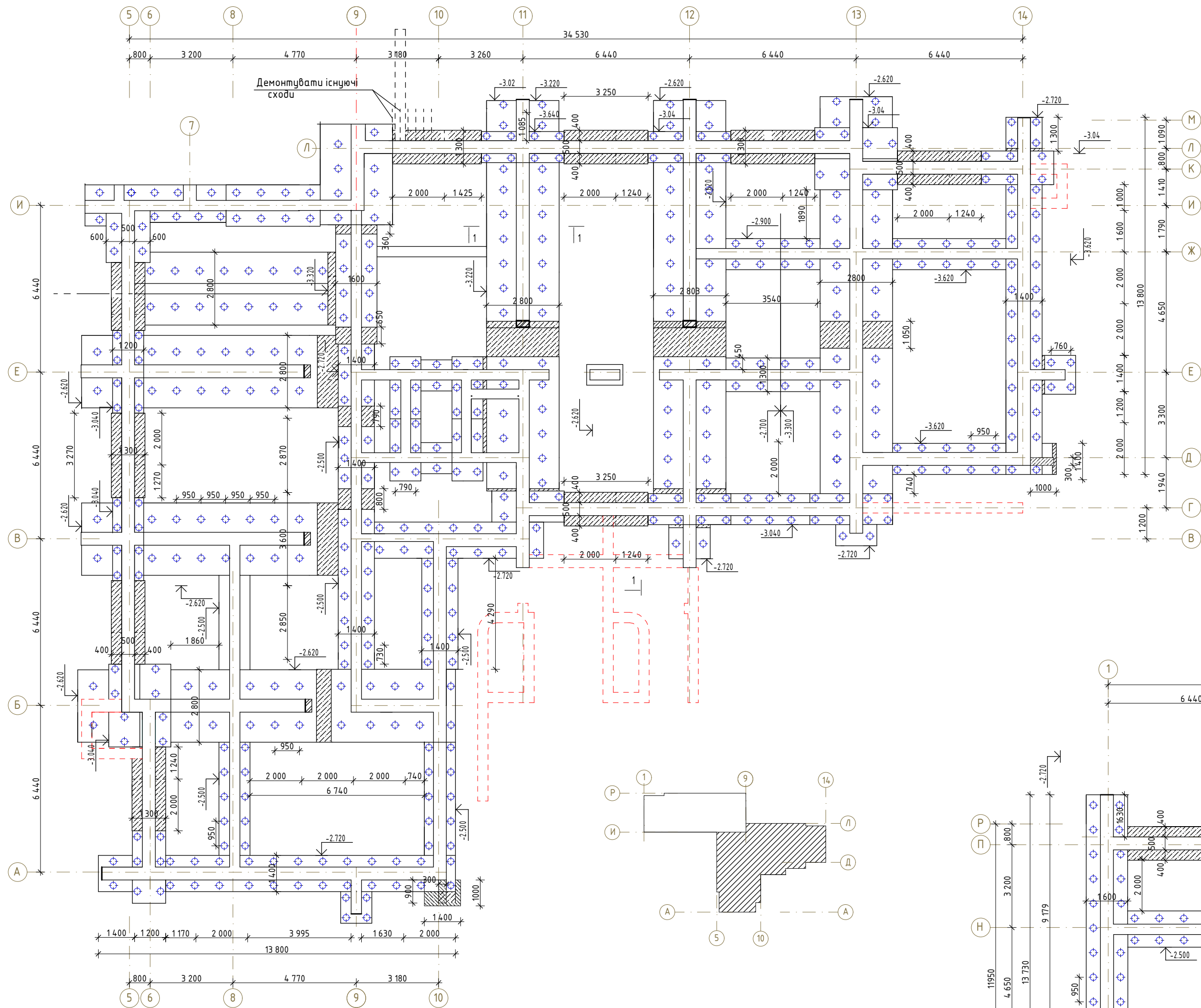


Примітки:
1. Армчування фундаментів типових рішень виконується конструктивно.

08-08.МКР.002-КБ						
Реконструкція існуючої споруди під 100-кв. житловий будинок з с. Чадаки, Києво-Святошинського району Київської області.						
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис		
Розробив	Городиш Л.А.					
Перевірив	Маєвська І.В.					
Керівник	Маєвська І.В.					
Н. Контр	Маєвська І.В.					
Опонець	Анохін К.В.					
Затвердив	Швець В.В.					
Особливості підсилення фундаменту мілкою закладання короткими палями				Стадія	Аркуш	Аркушів
Геологічний розріз з варіантами розцінення палей. Підсилення палями 3 м (новітнє та типове рішення). Підсилення палями 6 м (новітнє та типове рішення).				П	44	
ВНТЧ, гр. Б-20м						

Лист № 002
Зач. № 18

План підсилення фундаментів



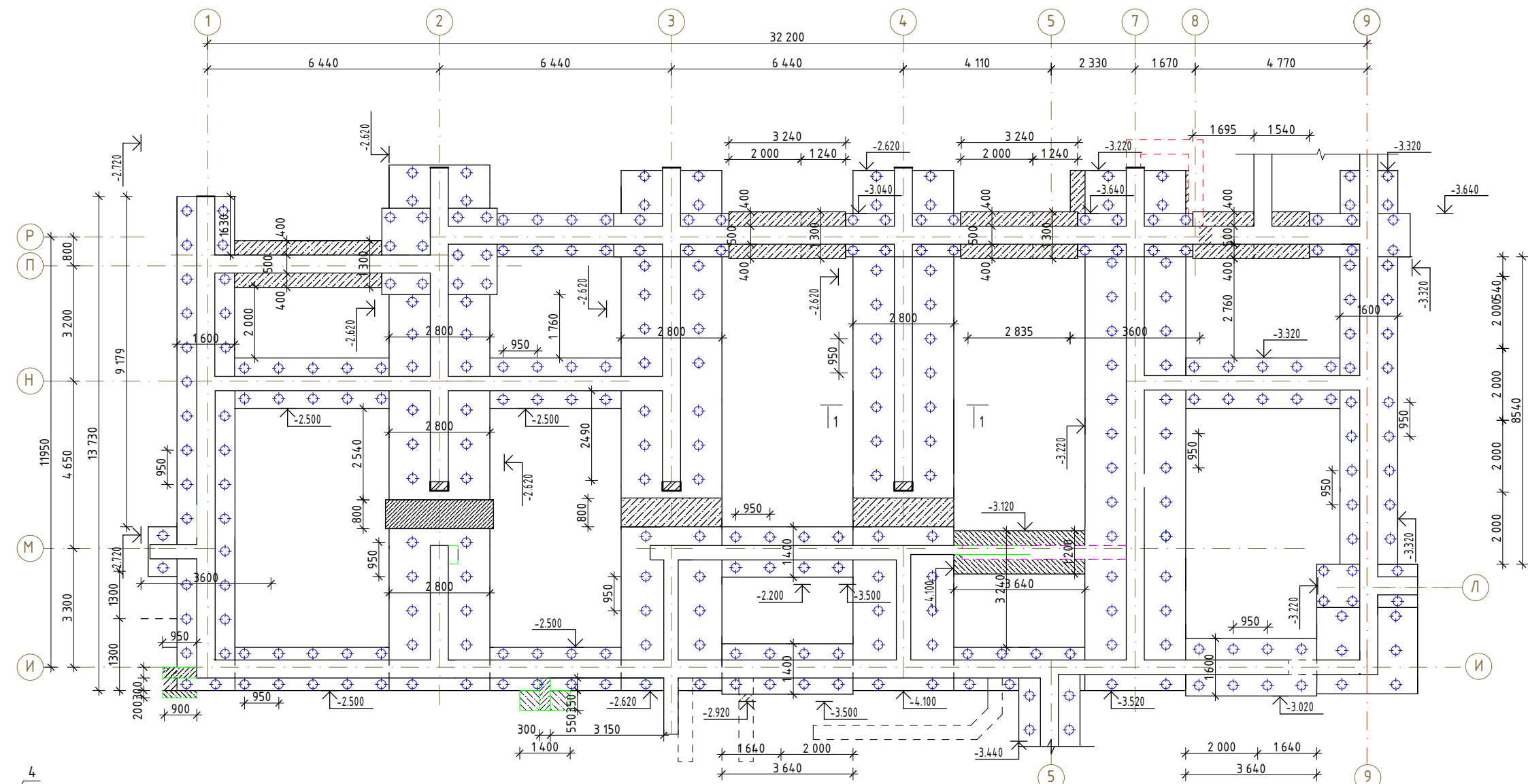
Специфікація арматурних виробів

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од, кг	Примітки
		Складальні одиниці на L=14,4м			
C-1	арк. 2	Сітка C-1	14	3,7	51,8 кг
C-2	арк. 2	Сітка C-2	14	3,84	53,76 кг
K-1	арк. 2	Каркас K-1	32	18,05	577,6 кг
		Деталі			
1	ДСТУ 3760:2019	Ø18 A400C L=1750	73	3,47	253,31 кг
2	ДСТУ 3760:2019	Ø10 A400C L=250	292	0,15	43,8 кг
		Матеріали			
		Бетон В15			25,81 м³
		Каркас K-1			
3	ДСТУ 3760:2019	Ø12 A400C L=5900	3	5,20	18,05 кг
4	ДСТУ 3760:2019	Ø6 A240C L=11,1 м.п.		2,45	
		Сітка C-1			
5	ДСТУ 3760:2019	Ø10 A400C L=1980	2	1,22	3,7 кг
6	ДСТУ 3760:2019	Ø8 A240C L=320	10	0,126	
		Сітка C-2			
5	ДСТУ 3760:2019	Ø10 A400C L=1980	2	1,22	3,84 кг
7	ДСТУ 3760:2019	Ø8 A240C L=350	10	0,14	

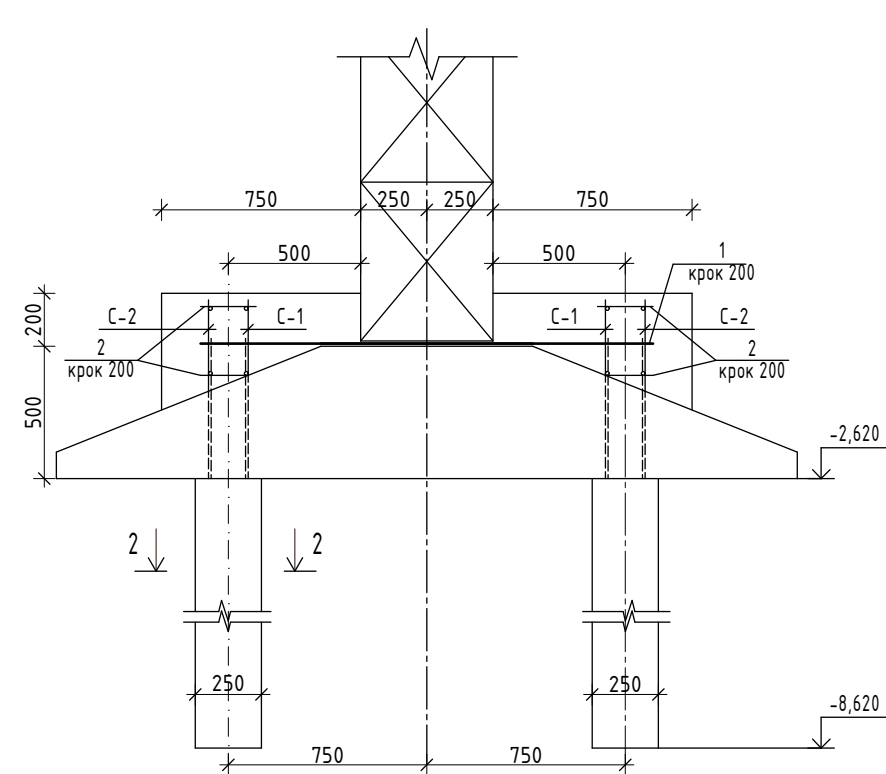
Відомість витрати сталі, кг

Марка елемента	Вироби арматурні								Всього
	Арматура класу								
	A400C				A240C				
	ДСТУ 3760:2019								
Фундамент з виробами з сталі (визначити)	Ø10	Ø12	Ø18	Ø20	Всього	Ø6	Ø8	Ø10	Всього
	112,12	499,2	253,31	—	864,63	78,4	37,24	—	115,64
					980,27				

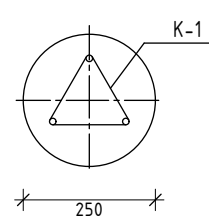
План підсилення фундаментів



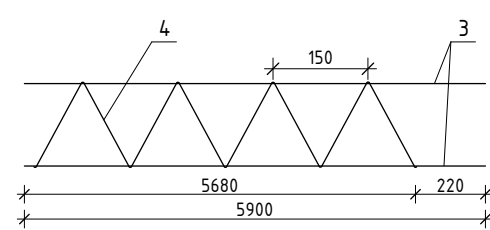
1-1 Підсилення палями бм



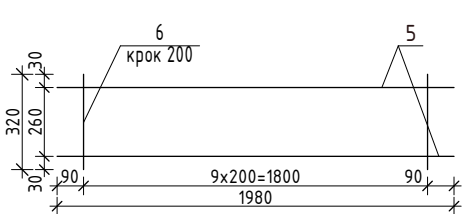
2-2



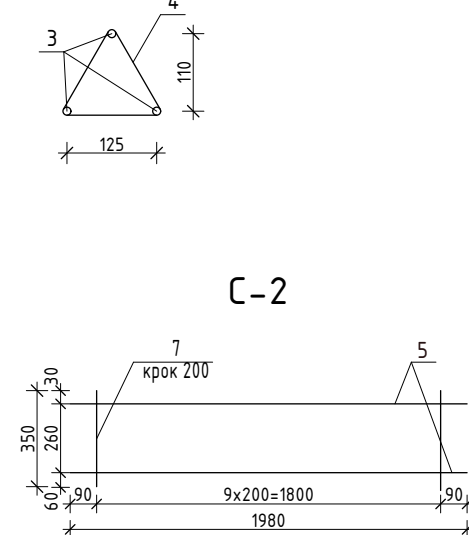
K-1



C-1



C-2



08-08 МКР.002-КБ				
Реконструкція існуючої споруди під 100-кв. житловий будинок у с. Чайки, Києво-Святошинського району Київської області.				
Змін.	Кільк.	Арх.	Ндоп.	Дата
Розробив	Гордік Л.А.			
Перевірив	Маєвська І.В.			
Керівник	Маєвська І.В.			
Н. Конпр.	Маєвська І.В.			
ОпONENT	Анохіна К.В.			
Затвердив	Швець В.В.			
Особливості підсилення фундаменту мілкою закладання коротких палям				Старий
План підсилення фундаментів. Розріз 1-1, 2-2. Каркас K-1. Сітка C-1, C-2. Специфікація арматурних виробів. Відомість витрати сталі.				Аркуш
				Аркушів
				45
ВНТУ, гр. Б-20м				

Висновки

Технічний об'єкт п'ятиповерхова будівля спального корпусу, що реконструюється у десятиповерхову 100-квартирну житлову будівлю в Київській області, Києво-Святошинського району, розроблений у обсязі, необхідному для опрацювання результатів наукових досліджень. Прийняті в роботі архітектурно-конструктивні рішення відповідають вимогам завдання.

При проектуванні об'єкту використовувались прогресивні технології, енергозберігаючі проектні рішення, сучасні будівельні матеріали. Архітектурно-планувальні рішення враховують вимоги чинних нормативних документів, що забезпечують функціональне призначення та протипожежну безпеку.

В конструктивній частині роботи виконано варіантне проектування підсилення фундаментів буроін'єкційними палями з довжиною 3 та 6 м, у традиційному та інноваційному варіантах з урахуванням математичних досліджень, фундаментів під внутрішні поперечні несучі стіни, як найбільш навантажені.

Розроблені заходи з охорони праці та безпеки у надзвичайних ситуаціях, що забезпечують безпечні і нешкідливих умови праці та збереження здоров'я і життя працюючих при будівництві.

Визначений економічний ефект від впровадження результатів наукової розробки та обрано найкращий варіант для виконання підсилення фундаменту мілкового закладання, при реконструкції існуючої 5-ти поверхової будівлі у 10-ти поверхову.