

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))

Пояснювальна записка до магістерської кваліфікаційної роботи

_____ магістр _____

(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему Використання ґрунтоцементних паль з добавкою
мінеральних компонентів для стовпчастих фундаментів житлових
будинків

08.08 МКР.03.00.000. ПЗ

Виконав: магістрант 2 курсу, групи Б-18м
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

_____ Діденко О.Є. _____

(прізвище та ініціали)

Керівник _____ Друкований М.Ф. _____

(прізвище та ініціали)

Рецензент _____

(прізвище та ініціали)

Опонент _____

(прізвище та ініціали)

м. Вінниця - 2019 року

Реферат

В магістерській кваліфікаційній роботі на тему «Використання ґрунтоцементних паль з добавкою мінеральних компонентів для стовпчастих фундаментів житлових будинків» виконано експериментальні дослідження для визначення фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу, що містить у складі в'язучого різний відсоток золи винесення, та математичні дослідження на базі чисельного моделювання напружено-деформованого стану системи «фундамент – армована основа» з використанням методу скінченних елементів, що визначають вплив кроку і кількості армуючих елементів на напружено-деформований стан армованої основи.

Експериментальними дослідженнями властивостей ґрунтоцементу з додаванням золи винесення шляхом виготовлення зразків кубиків та призм встановлено, що при заміні до 50% в'язучого на золу винесення міцність та деформативність ґрунтоцементу погіршується несуттєво.

При математичному моделюванні був розглянутий стовпчастий фундамент, для якого виконано аналіз впливу кроку армуючих елементів на властивості ґрунтоцементного масиву. Ґрунтоцементні палі приймалися з вмістом золи винесення.

Було встановлено, що при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль – несуча здатність фундаменту зменшується, але фундамент все одно працює краще, ніж на неармованій основі. Несуча здатність такого фундаменту на 6%...53% більша, ніж фундаменту без армування основи.

В технічній частині роботи розроблена конструкторська документація на реконструкцію будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. Розглянуті питання архітектурно-будівельних рішень, виконано проектування фундаментів, розроблений проект організації будівництва, розділ охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях. У розділі економіки визначений економічний ефект від впровадження результатів наукової розробки на прикладі технічного об'єкту.

Магістерська кваліфікаційна робота складається з аркушів графічної частини формату А-1, та пояснювальної записки, яка містить аркушів формату А-4.

Ключові слова: ґрунтоцемент, зола винесення, міцність, модуль деформації, армований масив, математичне моделювання, напружено-деформований стан.

Abstract

In a master's thesis on "Use palm-based palm trees with added mineral components for columnar foundations living in living buildings", exploring experimental studies for those who use the physical-production characteristics that exist in production, and are probably the highest, if you want to use these models, the stress-strain state of the foundation-reinforced system, using the finite element method to be achieved in the step and in the world wall friction substances on the stress-strain state of the reinforced base.

Expertise of the investigated power soil products with the addition of the manufactured products made the manufacture of cut cubes and the prism of the installed, which decreases to 50% compared to the fact that we have no significance and deformation of the soil analysis, which indicates the insignificance.

During the mathematical modeling, a pillar foundation was revised, for which the results of the step of reinforcing elements on stable agricultural arrays were analyzed. Soil-cement tried to bring the ashes closer.

It was found that when using the step of vertical reinforcing elements - soil soil elements - the imperceptible possibility of the foundation's reliability decreases, but the main element is at the same time the best, lower on the unreinforced part. The low reliability of such a fundamental level by 6% ... 53% is noted, the lower foundation without reinforcement of the bases.

In the technical work, the design documentation for the reconstruction of the cinema building in the shopping and entertainment complex was developed. When considering architectural and construction solutions, developing major projects,

developing a construction project, he developed emergency workers and security. The economic section had the highest economic effect due to the results of scientific mailings on technical solutions.

The Master's Specialty in Graphic Design uses Form A-1 and records a note containing a Form A-4 sheet.

Keywords: soil cement, ash appearance, strength, modular deformation, reinforced array, mathematical modeling, stress-strain station.

Аркуш	Найменування	Примітка
1	Тема, мета і задачі дослідження	Плакат
2	Проведення та результати експериментальних досліджень	Плакат
3	Характеристика використовуваних матеріалів	Плакат
4	Зображення зразків	Плакат
5	Графіки міцності ґрунтоцементу із різним відсотком мінеральної добавки	Плакат
6	Загальний графік із середніми значеннями міцності зразків	Плакат
7	Визначення модуля деформації	Плакат
8	Чисельне моделювання системи «фундамент – армована основа»	Плакат
9	Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м	Плакат
10	Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3	Плакат
11	Висновки за результатами дослідження	Плакат
12	План першого поверху на відм. 0.000 (1 черга), Фасад 1 – 15	
13	План другого поверху на відм. 4.500 (1 черга), Фасад А – Т	
14	Розрізи 1 - 1, 2 - 2	
15	Геологічний розріз, робочі креслення фундаментів, розріз 1-1, сітка С-1, специфікації	
16	План фундаментів, розріз1-1	
17	Календарний графік виконання робіт по об'єкту (1 черга)	
18	Будівельний генеральний план (1 черга)	

ВСТУП

Актуальність.

В останні роки з розвитком технологій виготовлення набивних паль отримав впровадження новий метод влаштування штучних основ шляхом армування слабких ґрунтів вертикальними жорсткими елементами. Ефект такого армування основ полягає у тому, що у певному об'ємі слабого ґрунту частина його замінюється жорстким матеріалом із достатньо великим модулем деформації. Модуль деформації утвореної штучної основи можна прийняти у першому наближенні середньовиваженим. Він може регулюватися за рахунок зміни відстані між сусідніми елементами армування та їх розмірів.

Вертикальні жорсткі елементи можуть бути виготовлені за допомогою таких відомих технологій, як ґрунтонабивної, буронабивної, струменевої і навіть зануренням паль. Вони виконують роль елементів армування, коли між їх головами і фундаментом немає безпосереднього контакту. Їх звичайно розділяє подушка із щебеню.

Технологічність, економічність, невеликі енергоємність і матеріаломісткість – це основні показники, які обґрунтовують актуальність досліджень використання ґрунтоцементу при влаштуванні основ і фундаментів.

Ці передумови зумовлюють доцільність та актуальність подальшого дослідження стану стовпчастого фундаменту на армованих вертикальними елементами основах. Для економії матеріалів запропоноване використання у складі в'язучого ґрунтоцементних паль золи винесення.

Створення достовірної розрахункової моделі ґрунтової основи, що забезпечує достатню відповідність між результатами розрахунку і дійсністю – все ще одна із найважливіших проблем фундаментобудування. Одним з програмних комплексів, в якому можна реально змодельовати ґрунтове середовище навколо палі є Plaxis, який розроблений на основі методів скінченних елементів та умов просторової задачі.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана в рамках науково-дослідної теми кафедри БМГА №6ОК1 «Визначення напружено-деформованого стану будівельних конструкцій. Удосконалення методів розрахунку основ та фундаментів».

Мета і задачі дослідження. Метою роботи є розроблення методики оцінювання напружено-деформованого стану "армована основа – фундамент" з ґрунтоцементних паль з додаванням золи виносення.

Для досягнення цієї мети необхідно було вирішити такі завдання:

- дослідним шляхом визначити вплив заміни частини цементу у складі в'язучого ґрунтоцементу на його міцність та деформативність;
- проаналізувати стан проблеми оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) системи "армована основа – фундамент" і на цій основі прийняти модель її сумісної роботи. Розробити методику визначення параметрів моделі і складання вихідних даних для моделювання, розробити принципи складання розрахункових схем;
- виконати математичне моделювання роботи стовпчастого фундаменту на армованій основі;
- провести розрахункові дослідження впливу діаметру і кроку елементів армування на властивості армованої основи.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан системи «стовпчастий фундамент - армована основа».

Предмет дослідження – властивості армованої основи ґрунтоцементними елементами.

Методи дослідження. Виготовлення дослідних зразків ґрунтоцементу з додаванням золи виносення та визначення їх міцності та модуля деформації. У процесі дослідження застосовувалися методи скінченних елементів та умови просторової задачі, закладені у програмному комплексі Plaxis.

Наукова новизна одержаних результатів.

Вперше визначені характеристики міцності та деформативності ґрунтоцементу з додаванням золи виносення.

Зазнало подальшого розвитку рішення комплексної задачі розрахунку основи фундаменту, що армована вертикальними жорсткими елементами, виготовленими із ґрунтоцементу.

Практична цінність одержаних результатів полягає у вивченні напружено-деформованого стану армованої основи та створенні моделі роботи системи "основа, армована ГЦЕ – фундамент" та застосуванні її у практиці проектування основ і фундаментів будівель та споруд використанням

грунтоцементу з добовками золи винесення.

Достовірність отриманих результатів магістерської роботи підтверджується результатами експериментальних досліджень та проведенням випробувань у програмному комплексі, спеціалізованому на таких дослідженнях, чіткістю виконання поставлених завдань, коректністю введення початкових даних та точністю їх аналізу.

Особистий внесок здобувача полягає у участі в проведенні експериментальних досліджень, в моделюванні методом скінчених елементів сумісної роботи фундаменту і армованого ґрунтоцементними елементами ґрунтового масиву.

Представлені в дисертаційній роботі результати були одержані здобувачем самостійно.

Апробація результатів роботи. На базі матеріалів підготовлена доповідь на XLVII регіональній науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу, співробітників та студентів ВНТУ з участю працівників науково-дослідних організацій та інженерно-технічних працівників підприємств м. Вінниці та області.

Публікації. За результатами наукової роботи підготовлені тези доповіді для інтернет-конференції Молодь в науці: дослідження, проблеми, перспективи.

<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2020/paper/view/8521>

РОЗДІЛ 1

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

1.1 Аналіз сучасного стану питання

1.1.1 Аналіз існуючих методів армування ґрунту вертикальними елементами та спосіб їх влаштування

Армований ґрунт – це композитний матеріал, у якого арматурний компонент володіє значною в порівнянні з другим компонентом (ґрунтом) жорсткістю і міцністю. Для армування можуть бути використані ґрунтові та ґрунтоцементні палі, бетонні і залізобетонні конструкції. В якості засипок застосовують як зв'язні так і не зв'язні ґрунти.

Підвищення стійкості ґрунтового масиву досягається за рахунок: активного впливу армованої товщі на напружено-деформований стан масиву ґрунту, створення сприятливих умов для роботи масиву чи окремих його частин, покращення умов взаємодії ґрунту з водою і його стійкості по відношенню до гідродинамічних впливів. Основними факторами впливу на ефективну роботу армованої основи є: розміщення армуючих елементів у ґрунтовому масиві, їх геометричні параметри, вимоги до матеріалу та конструктивні особливості.

Розвиток дослідження армованих основ і впровадження в будівництво нових і удосконалених конструкцій стало можливим завдяки наполегливій праці науковців та інженерів, серед яких потрібно виділити А. П. Аксьонова, М. Н. Волохову, В. Ю. Гладкова, О. М. Резнікова, Н. М. Смурова, Ю. В. Феофілова, В. Д. Казарновського, А. Ф. Кіма, А. А. Цернанта, В. А. Барвашова, Ю. Р. Перкова, А. П. Фоміна, Л. М. Тимофєєву, О. А. Рубана, Г. І. Черного, М. Л. Зоценка, В. С. Шокарєва, М. Ф. Друкованого, І. В. Степуру і багатьох інших, а також зарубіжних вчених А. Відаля, М. Аль-Хусаїні, К. З. Андравеса, Р. Х. Басета, К. Д. Джоунса, Т. С. Інгольда, Н. Т. Лонга, Д. Нараяна, І. Рісе, Ф. Шлосера, З. Янга і багатьох інших.

Дослідження методу вертикального армування на натурних об'єктах [1, 4-5] і моделях [7 – 8] свідчать про ефективність його використання для підвищення міцності основ, складених слабкими ґрунтами і зниження деформацій таких основ [1 – 9]. Цей метод використовується для закріплення основ фундаментів мілкового закладання [4 – 7], основ земляних споруд [9], зсувонебезпечних схилів [11], стінок котлованів та ін. В усіх наведених випадках використання армування дозволило знизити осідання основ споруд за рахунок підвищення модуля деформації від 2 до 6 разів залежно від відсотка армування цих основ. Міцність ґрунтів, яка оцінюється за першим критичним тиском [1, 12], підвищується в 2...3 рази. Це дозволяє за рахунок варіювання коефіцієнта армування основи проектувати надійні фундаменти на таких основах [4 – 6]. Геодезичні спостереження за осіданнями споруд на армованих основах показують, що деформації їх основ не перевищують допустимі нормами значення [13].

Перевагами армоґрунтових споруд є: економічність, простота, швидкість зведення, достатня довговічність, можливість будівництва різноманітних споруд, раціональне використання територій та інші. Цей метод дозволяє цілеспрямовано покращити міцність та знизити деформації слабких ґрунтів при будівництві та реконструкції будівель та споруд [9].

В роботі [10] розглядається деформований стан основи армованої та без вертикального армування. Для дослідження деформованого стану основи було обрано випробування у лотку, котрий являє собою металевий ящик з прозорою передньою стінкою. Лоток наповнювався попередньо перетертим, просіяним і доведеним до необхідної вологості пилюватим ґрунтом. Результати випробування наведені на рис. 1.1.

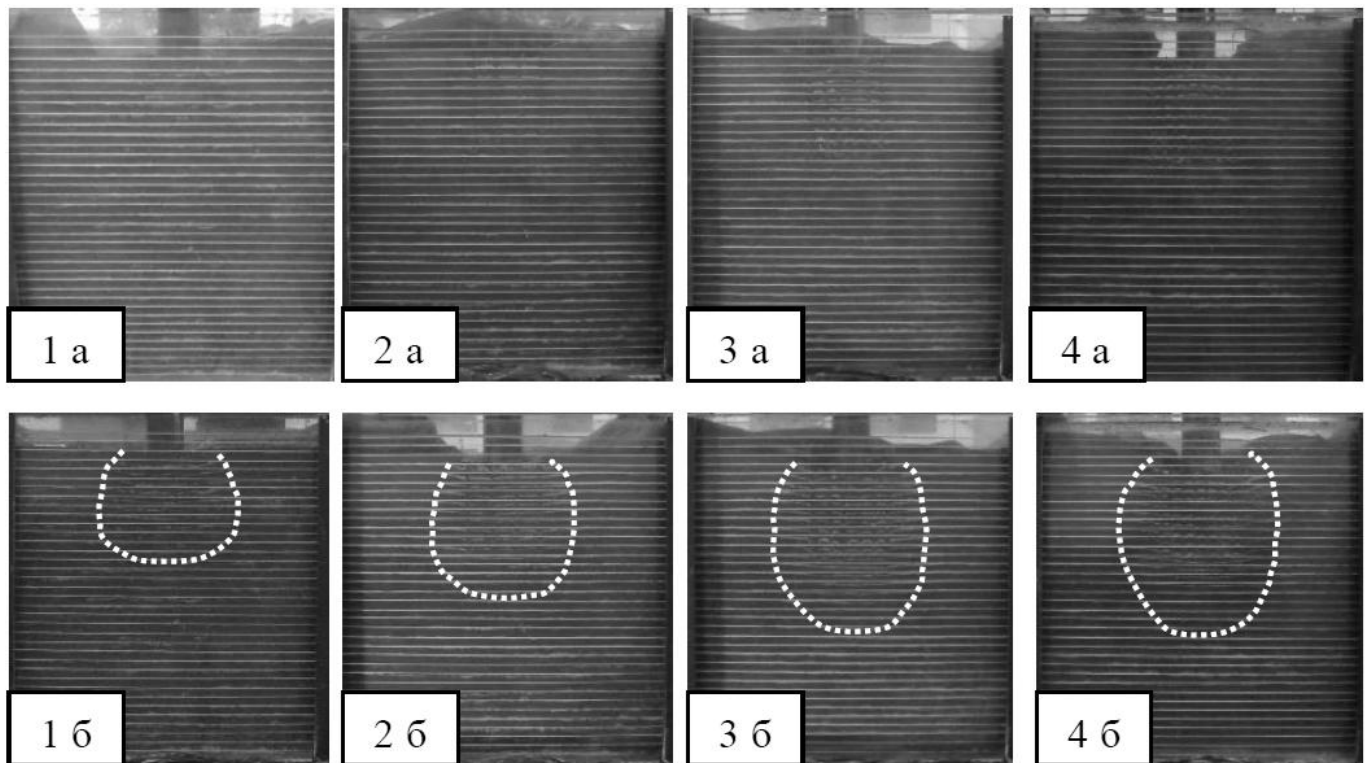


Рисунок 1.1 – Деформований стан основи жорсткого штампу до її навантаження (а) та після вичерпання її несучої здатності (б) [10]:

- 1 – неармована основа;
- 2 – основа з коефіцієнтом армування $u = 0,021$;
- 3 – основа з коефіцієнтом армування $u = 0,044$;
- 4 – основа з коефіцієнтом армування $u = 0,071$.

З рис. 1.1 видно, що в основі напівкруглих штампів при випробуваннях біля прозорої стінки збільшена глибини зони деформування в 1,4, 1,7 та 1,8 рази відповідно при коефіцієнтах армування $u = 0,021$, $u = 0,044$ та $u = 0,071$ порівняно з неармованою основою (при однаковій ширині цих зон).

Згідно з [14] можна припустити наступний характер розвитку зон граничного стану. При тиску $P=P_1$ в деякій області армованої основи (рис. 1.2) розвиваються процеси ущільнення ґрунту, що протікають відповідно до теорії лінійного деформування, подальше збільшення навантаження призводить до зростання зон пластичних деформацій, при навантаженні $P = P_2$ вони об'єднуються в області, захоплюючи всю верхню частину основи.

У верхній частині армованої основи утворюється ущільнена піраміда, при збільшенні навантаження в нижній частині армованого масиву виникає протидіюча піраміда. Верхня і нижня піраміди в ході подальших навантажень об'єднуються з утворенням фігури з двох усічених пірамід. Близько ущільненої зони утворюється складна поверхня руйнування. В цей момент формуються значні зсувні зусилля, які передаються на армуючі елементи. При передачі навантаження через жорсткий штамп в межах стискаючого силового потоку в армованому ґрунтовому масиві утворюються три характерні зони: тривісного стиснення, одноосного стиснення та зсуву.

На початкових етапах завантажень, до формування ущільненого ядра ґрунту, під фундаментною плитою армуючі елементи зазнавали деформацій стиснення. Після закінчення формування ущільненого ядра і початку нелінійного деформування ґрунту в крайових зонах деформації в армуючих елементах міняють знак.

Армуючі елементи знижують переміщення ґрунту основи за межами фундаментної плити. Цей ефект пояснюється тим, що деформуючись в зоні ущільненої піраміди, армуючі елементи захоплюють в роботу частину ґрунту за межами штампа при цьому по контуру на відстані $10 \dots 12d$ (d -діаметр армуючого елементу) від граней плити утворюється тріщина, після утворення якої приріст переміщень ґрунтів основи за межами утвореного контуру наближаються до нуля.

Міцність армованого ґрунтового масиву зсуву в крайових зонах складається з опору армуючих елементів зсуву і ґрунту стиску під армуючим елементом.

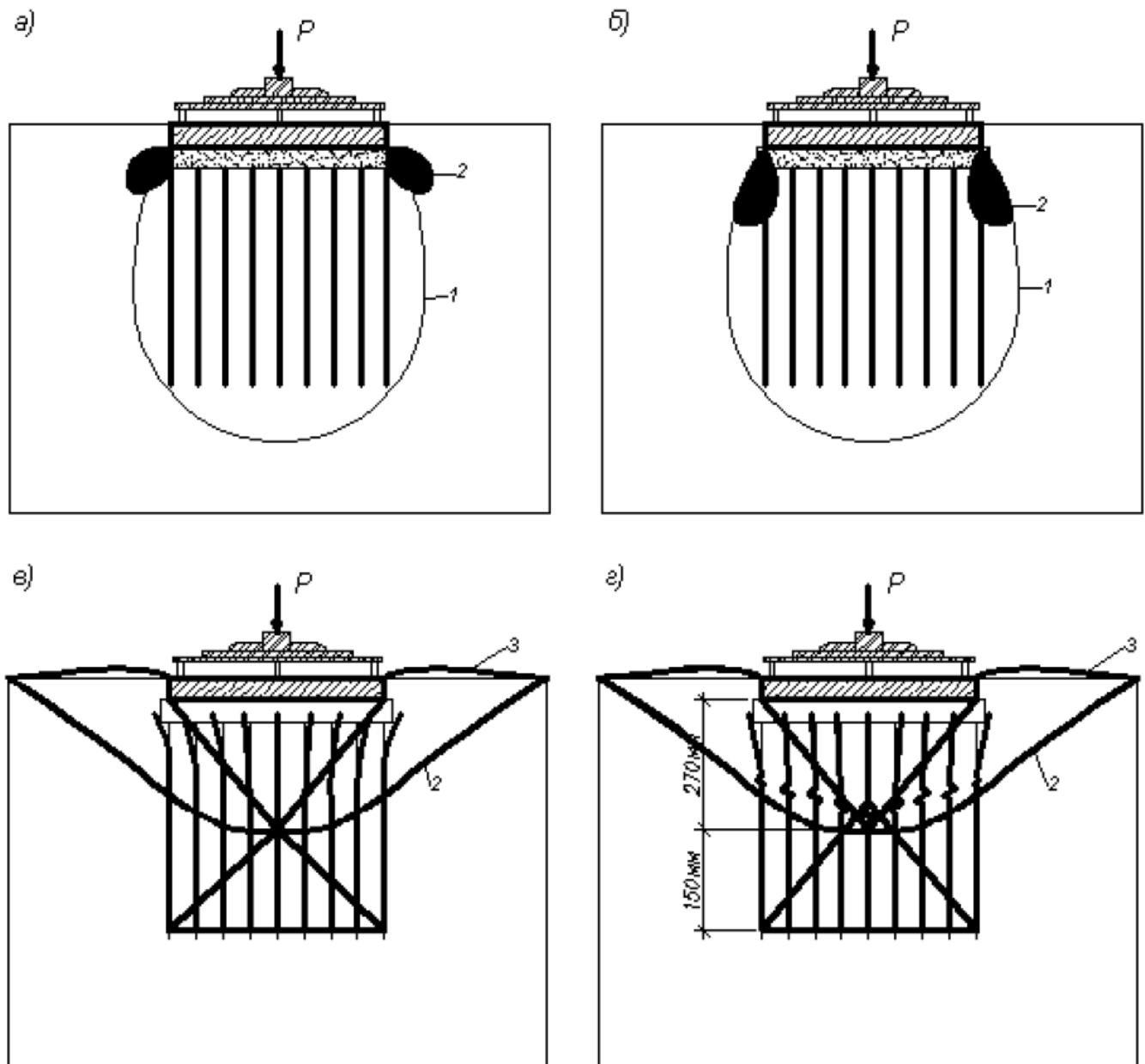


Рисунок 1.2 – Розвиток зон граничної рівноваги ґрунту армованої основи

[14]:

- 1 - межа області ущільнення;
- 2 - межа зони граничної рівноваги;
- 3 - зони випирання

Згідно з [14] армуючий елемент – складова частина армованого ґрунту, що забезпечує сприйняття стискаючих та розтягуючих напружень.

У роботі [15] досліджено зміну несучої спроможності ґрунту до армування та після його армування щебневими палями під дією енергії вибуху за допомогою програмного забезпечення PLAXIS.

У роботі [16] авторами проведено цикл лабораторних досліджень деформативності моделі піщаного ґрунту, армованого різними за геометричним параметрами, матеріалами і жорсткостями вертикальними елементами-моделями в об'ємному лотку (рис. 1.3). Випробовувався дрібний пісок в пухкому стані щільністю $\rho = 1,41 \text{ г/см}^3$; з коефіцієнтом пористості $e = 0,86$; модулем деформації $E = 7,0 \text{ МПа}$; ступенем вологості 0,4; при різному відсотку поперечного армування ґрунту; діаметрі й довжині армоелементів.

При випробуваннях були використані сталеві жорсткі круглі штампи діаметром 280 мм, площею 615 см^2 і діаметром 130 мм, площею 132 см^2 , розташовані по центру лотка (рис. 1.3 б). Навантаження штампів здійснювалося за допомогою сталевого штока через раму, за допомогою системи двохважельних завантажувальних пристроїв (рис. 1.3, а).

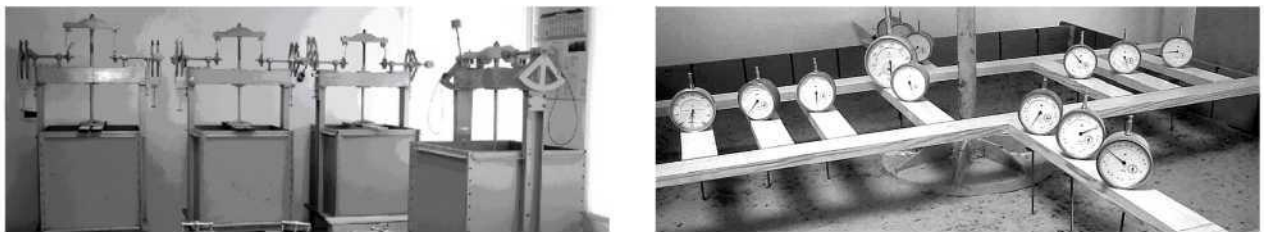
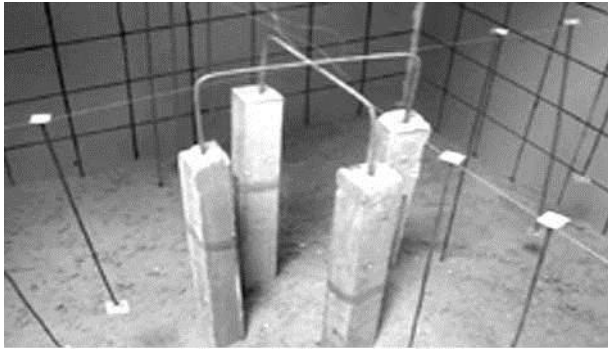


Рисунок 1.3 - Об'ємні лотки розміром 1,0 x1,0x1,0 м з системою двохважельних завантажувальних пристроїв (а) і реперна система з розміщенням приладів ИЧ (б) [16]

В якості армуючих елементів-моделей використовувалися цементогрунтові армоелементи перетином 40x40 мм, довжиною 400 мм і сталеві діаметром 6 мм довжиною 350 мм в пластиковій оболонці, що створює шорсткість по довжині (рис. 1.4).



а)



б)

Рисунок 1.4 - Порожнина лотка з розташуванням

армоелементів:

а - армування тільки під штампом,

б - армування під штампом і за його контуром[16]

Програма досліджень НДС ґрунту в об'ємному лотку включала випробування деформативності армованого ґрунту в залежності: від прийнятої схеми вертикального армування, включаючи розташування армоелементів-моделей під контуром штампу (рис. 1.5) і за його межами (рис. 1.6); від схеми передачі тиску штампа на вертикально розташовані армоелементи, включаючи, передачу тиску безпосередньо на обріз стисливого армоелемента-моделі, виготовленого з цементоґрунта, а також через розподільну гравійно-піщану подушку, армовану шаром нерозтяжної геотканини, на нестискувані (сталеві) армоелементи-моделі. Навантаження штампів проводилося статичним навантаженням, що прикладається ступенями по 1,0 кг на кожен з секторних важелів системи двохважельного завантажувального пристрою. Кожна наступна сходинка навантаження прикладалася після повної стабілізації деформації армованого ґрунту від попередньої ступені навантаження.

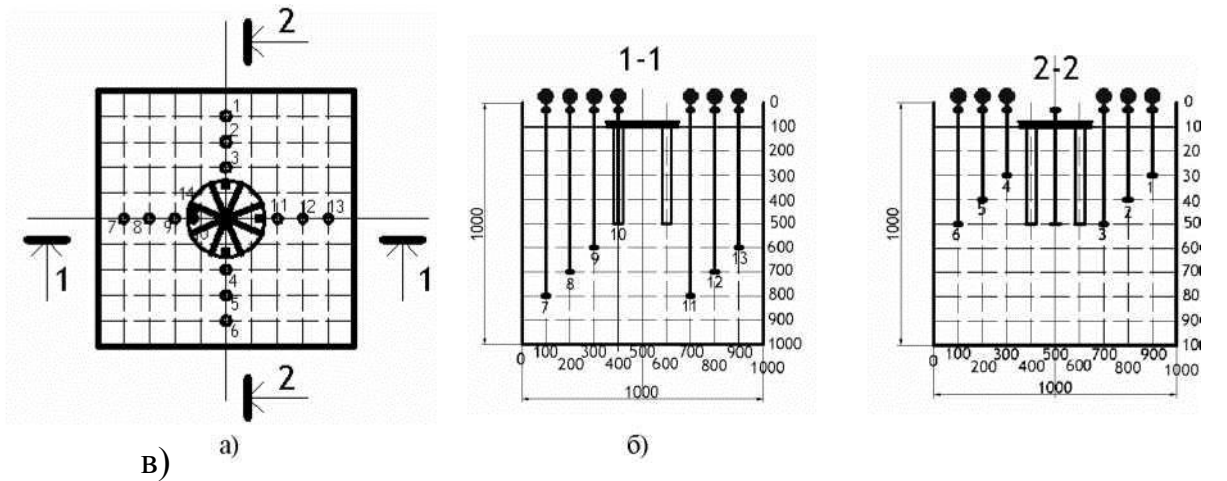


Рисунок 1.5 - Схеми до випробування армованого вертикальними елементами рихлого піску в лотку, при армуванні тільки під штампом:

а - план лотка, б та в - сечення 1-1 і 2-2[16]

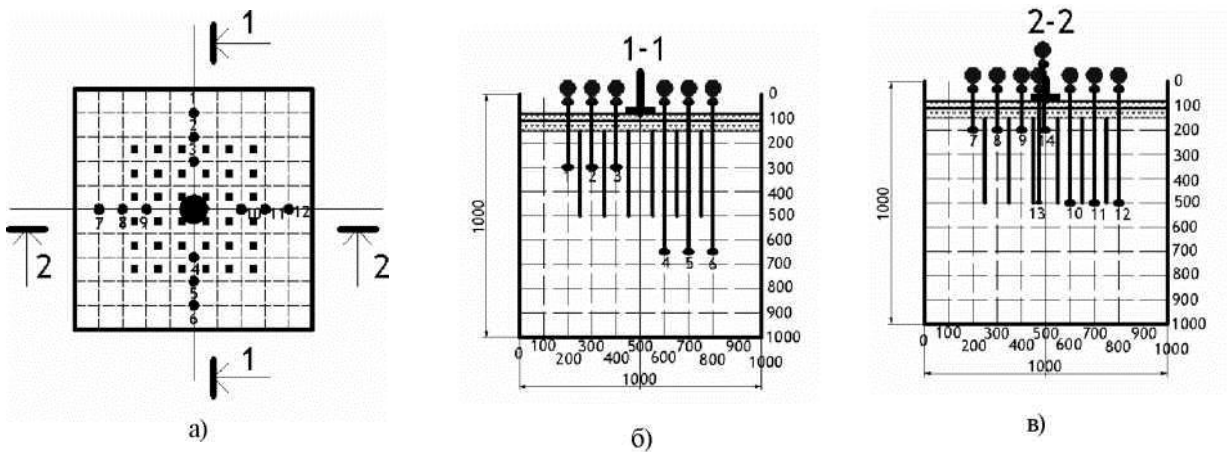


Рисунок 1.6 – Схеми до випробування армованого вертикальними та горизонтальними елементами рихлого піску в лотку при армуванні під штампом і за його контуром:

а - план лотка з розміщенням штампа, глибинних марок,

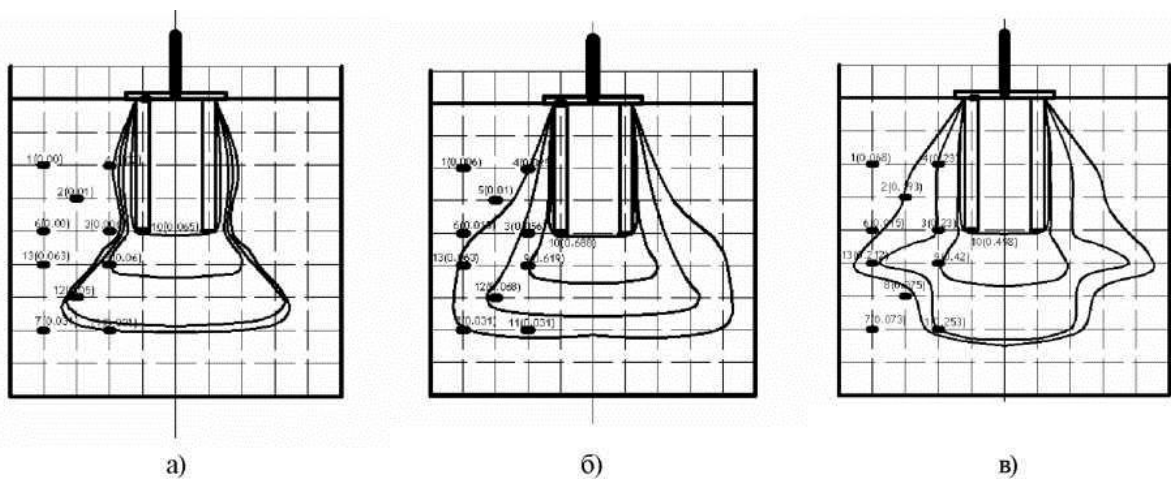
б та в – перерізи 1-1 та 2-2 [16]

У результаті дослідів згідно з [16] експериментально отримані значення вертикальних деформацій осадки та стисненої просадки масиву армованого ґрунту в характерних точках, розташованих з прийнятим кроком 100x100x100 мм в межах об'єму лотка 1000x1000x1000 мм, дозволили побудувати об'ємні лінії рівних нормальних напружень σ_z . Схеми розвитку ліній рівних вертикальних

напружень σ_x , побудованих за результатами експерименту, в масиві рихлого піщаного ґрунту, що проявляє просадкові властивості, армованого вертикальними елементами тільки під штампом, а також армованого вертикальними елементами під штампом і поза його контуром, при навантаженнях на штамп $N=6,0$ кг (а) $N=12,5$ кг і $S_r=0,4$ (б) до зволоження та при $N=12,5$ кг і після замочування зверху, до повного водонасичення $S_r=1$ (в) приведені на рис. 1.7 та 1.8. Аналіз побудованих ліній рівних напружень дозволяє уявити просторову роботу моделі ґрунту, армованого вертикальними армоелементами-моделями.

При вертикальному армуванні ґрунту по схемі «армоелемент-тертя» тільки під подошвою штамп, без проміжної подушки, зі збільшенням навантаження на штамп відбувається деформація осадки-стисненої просадки. По зовнішньому контуру, на боковій поверхні вертикально розміщених армоелементів тертя, за рахунок сил тертя-зчеплення оточуючого їх масиву ґрунту, формується симетричний пірамідально-конусоподібний усічений масив (рис. 1.7). Експериментально встановлено, що геометрична форма розвитку ліній рівних напружень σ_z в масиві армованого ґрунту не постійна, а змінюється в залежності від рівня навантаження і зміни фізико-механічних властивостей масиву ґрунту в процесі його обтиснення, викликаного зволоженням. У формуванні ліній рівних напружень, крім сил тертя-зчеплення, бере участь опір стисненню масиву ґрунту, розташованого нижче армованої по висоті зони. На початкових стадіях навантаження (при $N = 6,0$ кг і $S_r = 0,4$) лінії рівних напружень мають змінну по висоті армування форму, що переходить від бочкоподібного вигляду зверху, до усіченого конуса в основі армованого масиву (рис. 1.7 а). Це можна пояснити стискуваністю вертикальних моделей армоелементів, виготовлених з цементно-піщаного розчину. З подальшим збільшенням навантаження на штамп (при $N=12,5$ кг і $S_r = 0,4$) і завершенням стиснення армоелементів, у спільну роботу з моделями армування включається навколишній масив ґрунту за рахунок сил тертя-зчеплення на бічній поверхні. При цьому відбувається змикання двох зон (бочкоподібної і конусної) в єдину за формою конусно-циліндричну (рис. 1.7 б). Після зволоження армованого масиву ґрунту $N=12,5$ кг та $S_r=1$ відбувається

перерозподіл напружень в масиві армованого ґрунту. Концентрація напружень в нижній зоні армованого масиву після його зволоження викликає деформацію просадки S_{st} під подошвою армованого масиву і стиснену просадку у межах зони армування. Збільшення деформативності масиву ґрунту після його замочування приводить до деякого розвитку по глибині зони розповсюдження напружень з формуванням ліній



при навантаженні
на штамп $N = 6,0 \text{ кг}$

при навантаженні
на штамп $N = 12,5 \text{ кг}$

при навантаженні
на штамп $N = 12,5 \text{ кг}$

рівних напружень (рис. 1.7 в). Це пояснюється тим, що замочування проводилося зверху вниз із локального джерела, розташованого по осі симетрії штамп. Як наслідок, форма ліній рівних напруг після зволоження відповідає закономірності фільтрації та розповсюдження води замочування в піщаному ґрунті і має витягнуту по висоті «грушу зволоження».

Деяко інша картина спостерігається при випробуванні моделі піщаного ґрунту, армованого вертикальними і горизонтальними елементами під штампом і за його контуром, при маловологому стані піску $S_r = 0,4$ і після замочування зверху від локального джерела $S_r = 1$ (рис. 1.8). Розподільчий ефект залучення в спільну роботу ґрунту і вертикальних армоелементів зростає в залежності від рівня й часу включення в роботу розподільчої подушки.

при навантаженні
на штамп $N = 12,5 \text{ кґ}$

при навантаженні
на штамп $N = 12,5 \text{ кґ}$

Отже згідно з [16] експериментально апробовано і встановлено, що дрібний пісок в пухкому стані здатний виявляти просадні властивості при його

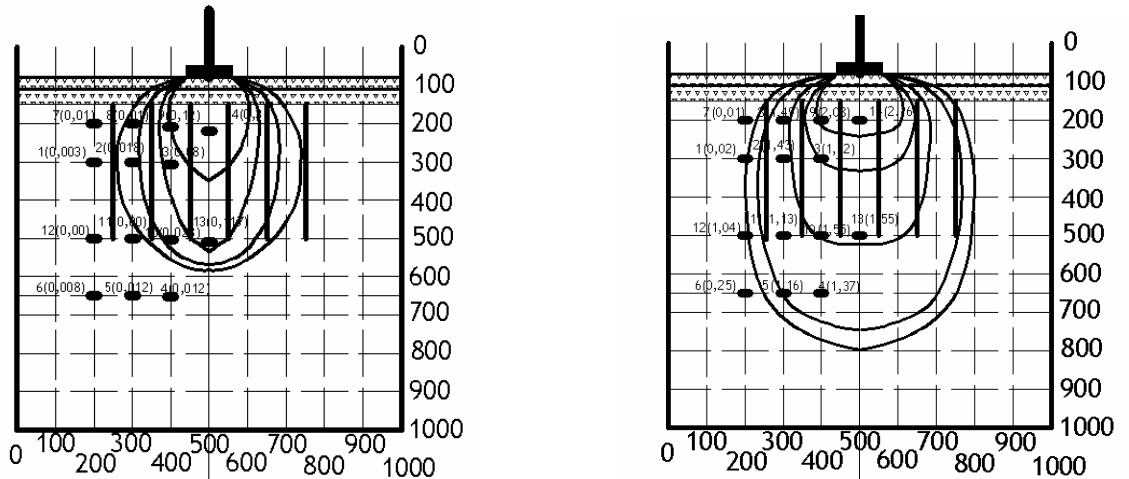


Рисунок 1.8 - [65] Схеми розвитку експериментальних ліній рівних напружень σ_z , в масиві рихлого піщаного ґрунту, армованого вертикальними елементами під штампом та за його контурами: а - до зволоження, б – після замочування зверху

замочуванні, адекватні просіданням ґрунту природного походження. При комбінованому армуванні масиву ґрунту вертикальними і горизонтальними елементами під штампом і за його контуром спостерігається ефект перерозподілу контактних напружень на більшу частину вертикальних армоелементов, за рахунок наявної під підошвою штампа розподільної піщано-гравійної подушки.

В роботі [10] викладені результати лоткових випробувань водонасиченої глинистої основи, армованої ґрунтоцементними елементами, жорсткими штампами при різному відсотку та глибині армування. Метою даної роботи було прийнято визначення впливу коефіцієнта та глибини армування за бурозмішувальним способом на несучу здатність і деформативність армованих основ, складених слабкими глинистими ґрунтами. Для її досягнення було вирішено провести експериментальні дослідження в лабораторному лотку з розмірами 580x580x560 мм.

Експериментальні дослідження проводилися в лабораторному лотку (рис. 6.9) з розмірами 580x580x560 мм.

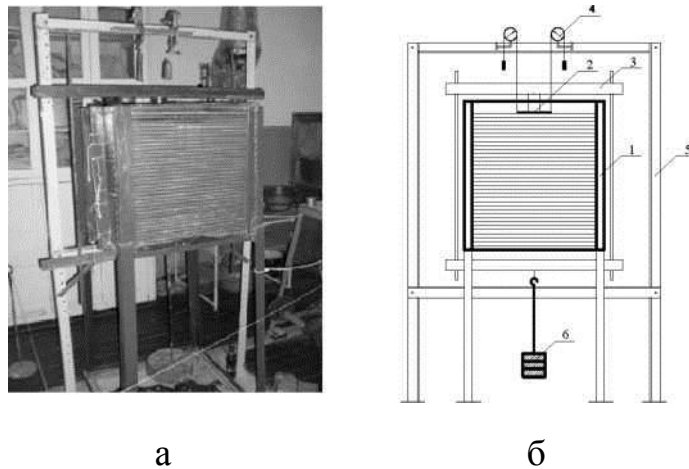


Рисунок 1.9 - Загальний вигляд (а) і схема (б) дослідного лотка 1 - лоток; 2 - жорсткий штамп; 3 - система навантаження; 4 - прогиноміри; 5 - реперна рама; 6 - підвіска з вантажами[10]

Передня стінка лотка виготовлена з прозорого оргскла, що дозволяє спостерігати зміну деформованого стану основи за глибиною. Масив влаштовувався шляхом пошарового укладання попередньо приготованої глинистої пасти з доведенням до потрібної щільності. Товщина кожного з шарів складала 15 мм. Паста виготовлялася шляхом зволоження подрібненого та просіяного ґрунту до коефіцієнта водонасичення $S_r = 0,85$.

Для випробувань використовували круглий (посередині лотка) і напівкруглий (біля прозорої стінки) сталеві штампи діаметром 130 мм і товщиною 8 мм. Такі розміри виключали можливість впливу стінок і дна лотка на деформування основи.

Для оцінки міцності основи спочатку було проведено випробування неармованого масиву, при якому штамп встановлювали безпосередньо на ґрунт. Навантаження прикладали ступенями з витриманням кожного з них до умовної стабілізації осідань штампу, які фіксувалися за допомогою двох прогиномірів, закріплених на реперній рамі (рис. 1.9). Випробування проводилися до вичерпання основою несучої здатності.

Після цього проведено випробування штампами основи, посиленої вертикальними ґрунтоцементними елементами з трьома різними відсотками армування: 2,1 %, 4,4 % та 7,1 % (рис. 1.10).

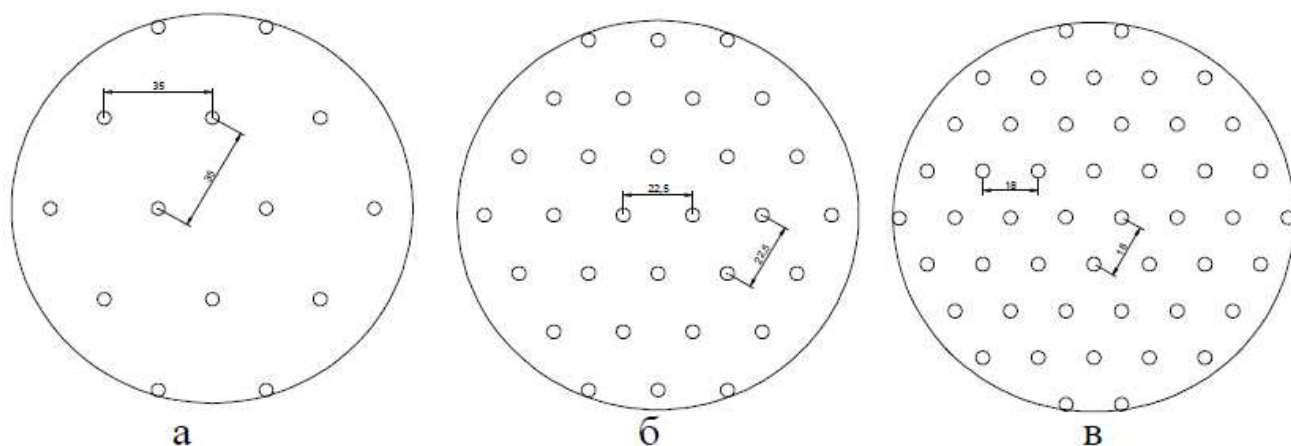


Рисунок 1.10 – [10] Схеми армування основи з відсотками армування:

а - 2,1 %; б - 4,4 %; в - 7,1 %

Елементи мали такі розміри: довжина 150 мм, діаметр поперечного перерізу 5 мм (рис. 1.10, а, в, г). Вони виготовлялися шляхом заповнення попередньо влаштованих свердловин ґрунтоцементним розчином такого складу: ґрунт; цемент - 20 % від маси сухого ґрунту; водо-цементне співвідношення - 3 (для зручності заповнення свердловин); прискорювач твердіння розчину - хлорид кальцію (CaCl_2) у кількості 2% від маси цементу, що дозволяло через 3 доби отримати семидобову міцність ґрунтоцементу за умов твердіння без прискорювача. Для виключення контакту між елементами армування та штампом поверх армованого масиву відсипався шар товщиною 15 мм зі щебеню фракції 3 - 5 мм. Випробування проводилися аналогічно до досліджень на неармованій основі.

Для оцінювання впливу глибини армування проведено аналогічні випробування з одним значенням відсотка армування (4,4 %), але при різній довжині армуючих елементів: 50, 100 та 150 мм.

За результатами досліджень побудовано графіки залежності осідань від тисків, діючих на різних ступенях навантаження.

На рис. 1.11 наведено такі графіки для неармованої основи та для основи з трьома різними відсотками армування при його однаковій глибині. Аналізуючи ці графіки, на кожному з них доцільно виділити три стадії деформування з характерними переломними точками, що відповідають першому та другому критичному тискові.

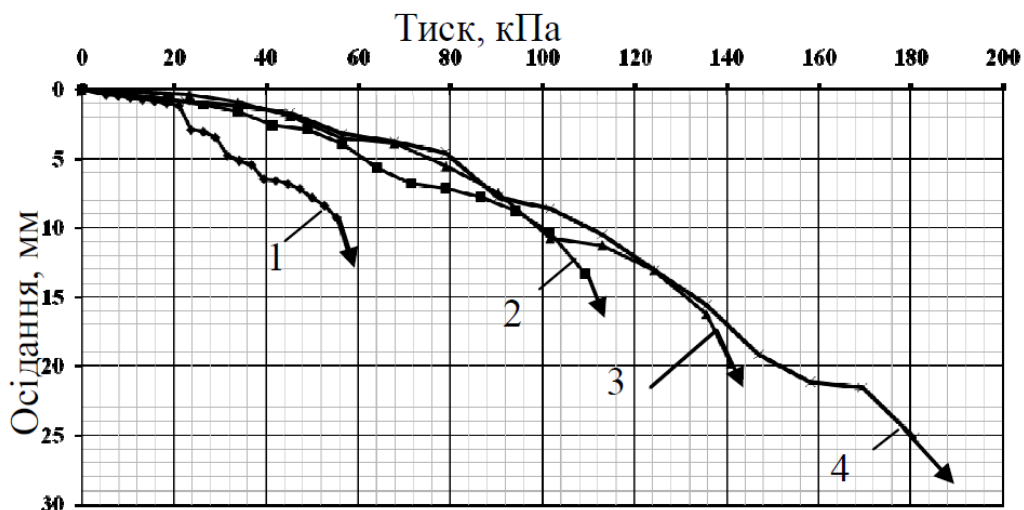


Рисунок 1.11 - [10] Графіки розвитку осідань при ступеневому завантаженні:

- 1 - неармована основа; 2 - основа з 2,1 % армування;
- 3 - основа з 4,4 % армування; 4 - основа з 7,1 % армування

На базі цих точок побудовано графіки залежності кожного з критичних тисків від відсотка армування (рис. 1.12).

Аналогічні графіки при різній глибині армування основи наведені на рис. 1.13 і 1.14. Аналіз цих графіків показує зростання несучої здатності основи при збільшенні як відсотка, так і глибини армування.

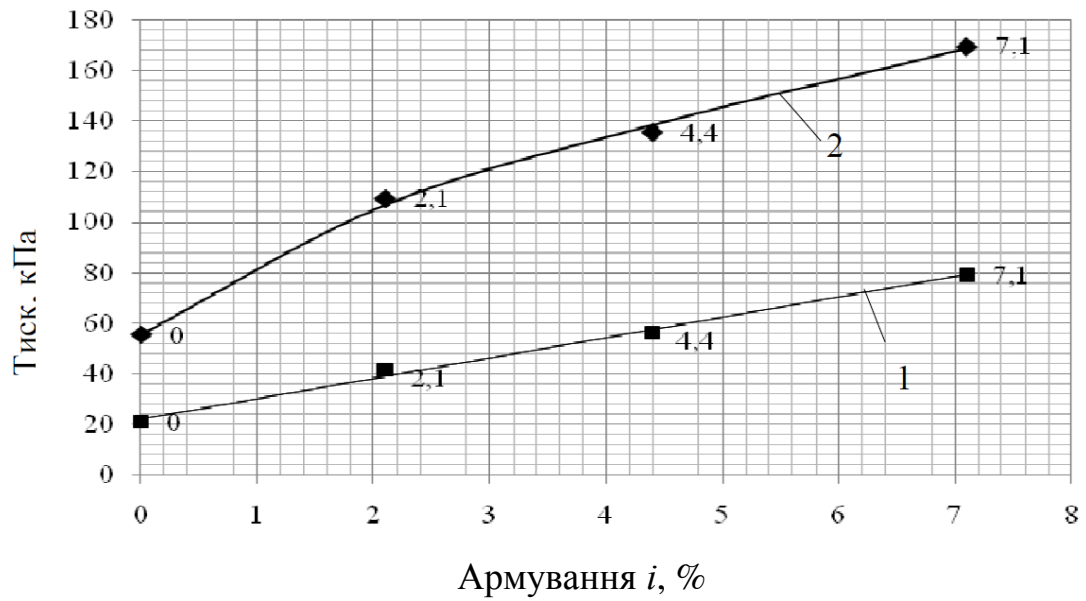


Рисунок 1.12 [10] - Залежність міцності основи від відсотка армування:

1- перший критичний тиск; 2 – другий критичний тиск

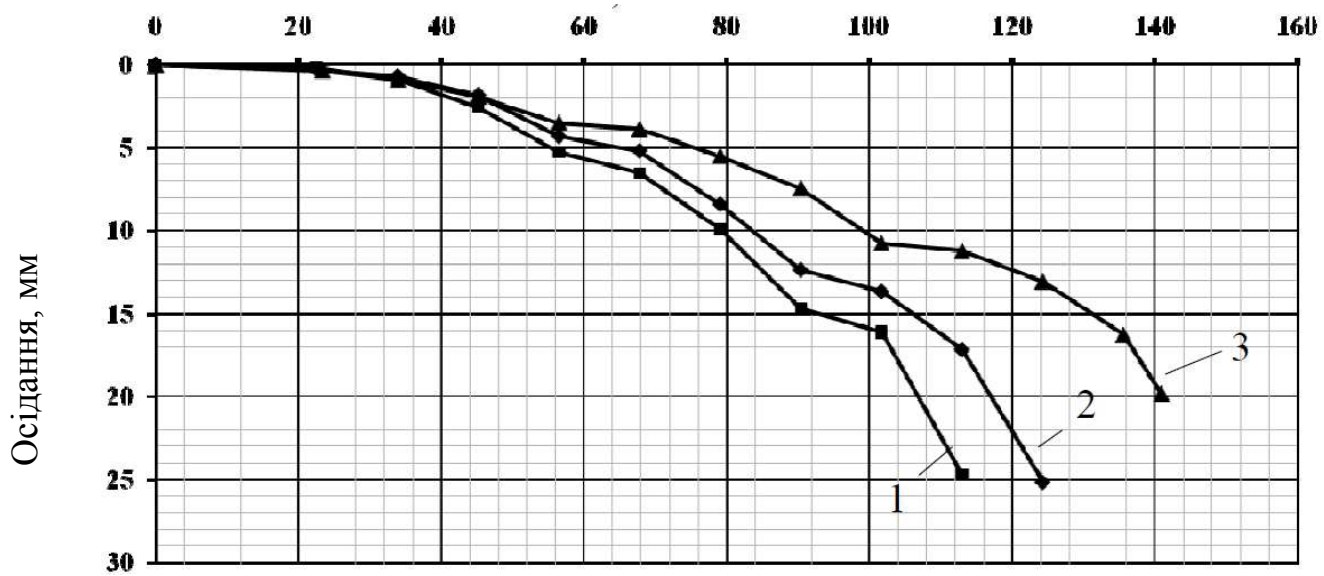


Рис. 1.13[10] - Графіки розвитку осідань при ступеневому завантаженні:

1 – глибина армування 50 мм; 2 глибина армування 100 мм;

3 – глибина армування 150 мм

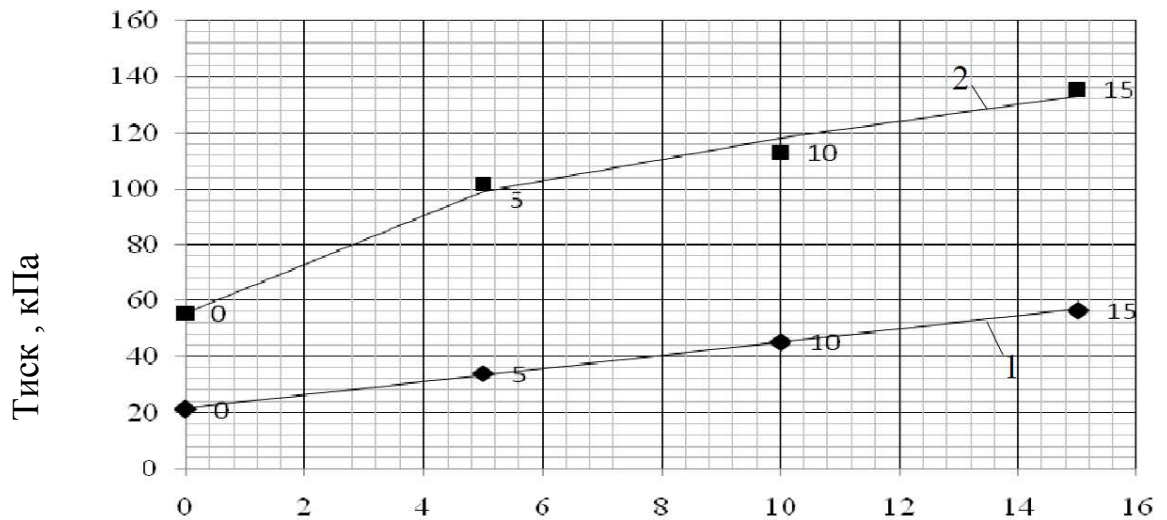


Рисунок 1.14 [10] - Залежність несучої здатності основи від глибини армування:
 1 – перший критичний тиск; 2 – другий критичний тиск

У роботі [8] визначено модуль деформації основи, армованої вертикальними елементами на основі фізичного моделювання штампових випробувань на маломаштабних моделях та числового моделювання. Проведено дослідження впливу кроку елементів армування на величину модуля деформації армованої основи за результатами фізичного моделювання. При числовому моделюванні варіювались довжина і крок елементів армування, а також характеристики ґрунтової основи. Встановлено, що оптимальна довжина армуючих елементів знаходиться в межах $b-2b$ (b – це ширина фундаменту) і залежить від величини навантаження. При зміні кроку армуючих елементів в діапазоні $4-6d$ осідання штампу змінюються незначно. Проведені дослідження показали, що теоретичні підходи до визначення модуля деформації основи, що армована вертикальними елементами, мають значний запас і потребують доопрацювання та уточнення.

У роботі [17] розроблено практичний метод розрахунку основи, армованої вертикальними елементами. Методологічний підхід до розрахунку нескінченного вертикального армованого поля був сформульований В. Г. Федоровським і С. Г. Безволевим, що запропонували систему диференціальних рівнянь, що описують його деформування. На рис. 1.15 показана схема роботи армоелемента. Досліджувалася гранична стадія роботи армоелемента, в якій біля його торців починають діяти граничні тиски, а в нижній і верхній частині розвиваються зони

просковзування ґрунту по боковій поверхні. Завдання згідно з [17] полягало у визначенні максимально можливого зусилля в армоелементі N_{\max} і максимально можливого стиснення ґрунту в межах армованої товщі S_{\max} . На рис. 1.16 показана розрахункова схема окремої клітинки поля, що складається з одного армоелемента і оточуючого його ґрунту. Допускалось, що армоелемент нестискаючий. Розподіл вертикальних стискаючих напружень в ґрунті σ по глибині визначатиметься розподілом дотичних напружень по боковій поверхні армоелементов $\tau(z)$.

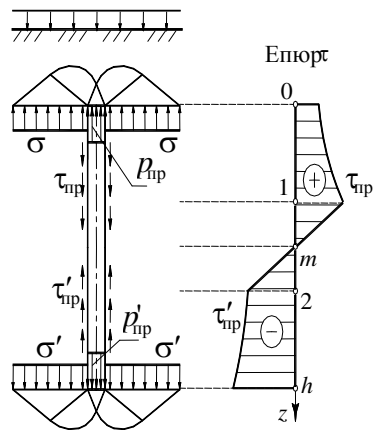


Рисунок 1.15[17] – Схема роботи армоелементу

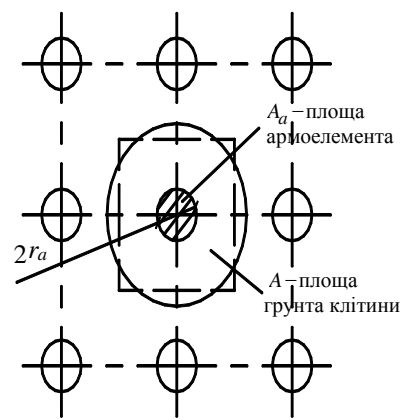


Рисунок 1.16[17] – Окрема клітина поля

Максимальне поздовжнє зусилля в армоелементі і максимально можлива осадка ґрунту в межах армованої товщі будуть залежати від цієї ж функції: $N_{\max} = \Phi_N[\tau(z)]$ та $S_{\max} = \Phi_S[\tau(z)]$. Для вирішення задачі був прийнятий спрощений характер функції $\tau(z)$: на ділянці 0-1 діють граничні дотичні напруги, спрямовані вниз, і на ділянці 2-h, спрямовані вгору; в середній частині (ділянка 1 - 2) $\tau(z)$ змінюються лінійно. Граничні тиску по торцях армоелемента визначалися формулою (1.1). Положення точок 1 і 2 пов'язані співвідношенням:

$$n_2 - n_1 + m_2 e^{\alpha z_2} - m_1 e^{-\alpha z_1} = \frac{2 \chi(z_2 - z_1)}{2 - \alpha(z_2 - z_1)} \quad (1.1)$$

Максимальне значення N_{\max} і, при деякому значенні z_1 , рівне:

$$N_{maxi} = P + A_a \left[\gamma(z_m - z_0) + \gamma z_0 \right] - A \sigma_{min};$$

$$\sigma_{min} = q - \frac{u}{A} \cdot \frac{\frac{2}{\bar{\gamma}}(z_2 - z_1)}{2(\bar{\gamma} + \bar{\gamma}_2)}. \quad (1.2)$$

Величина S_i при даних значеннях z_1 і z_2 визначається за інтегралом:

$$S_i = \frac{\beta}{E} \left\{ -\frac{z_1^2 - z_0^2}{2} + n_1(z_1 - z_0) - \frac{m_1}{\alpha} (e^{-\alpha_1} - e^{-\alpha_0}) + \right.$$

$$\left. + \left[q - \frac{u(z_2 - z_1)(2\bar{\gamma} - \bar{\gamma}_2)}{6A} \right] (z_2 - z_1) - \right.$$

$$\left. \left(-\frac{z_h^2 - z_2^2}{2} + n_2(z_h - z_2) + \frac{m_2}{\alpha} (e^{\alpha_h} - e^{\alpha_2}) \right) \right\}. \quad (1.3)$$

Параметри наведених формул (α , n_1 , m_1 , ...) визначаються вихідними даними. Максимальні значення $N_{max} \square \max N_{max i}$ і $S_{max} \square \max S_i$ знаходяться чисельно як функції z_1 або z_2 . Таким чином, згідно з [68] користуючись запропонованою методикою розрахунку можна встановити максимально можливі значення поздовжнього зусилля в армоелементі і осідання ґрунту в межах армованої товщі.

Ця методика у роботі [18] була проведена і експериментально.

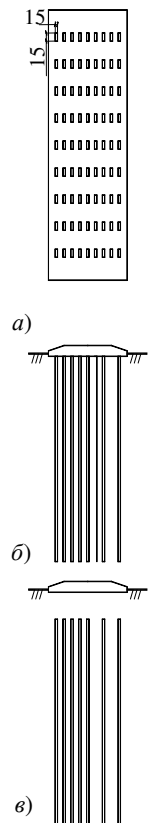


Рисунок 1.17 [18] Схеми вертикального армування

Досліди проводилися в великому просторовому лотку ($2,8 \times 1 \times 1,4 \text{ м}^3$), що представляє собою металеву зварену конструкцію. В якості ґрунту основи використовувався пісок середньої крупності різної щільності складання: ґрунт №1 – стан близький до пухкому ($\gamma = 15,8 \text{ кН/м}^3$, $c = 31,2^\circ$, $E = 16 \text{ МПа}$) та ґрунт №2 – стан близький до ущільненого ($\gamma = 17,2 \text{ кН/м}^3$, $c = 35,4^\circ$, $E = 24 \text{ МПа}$). Використовувався металевий квадратний штамп $0,5 \times 0,5 \text{ м}^2$ и дерев'яні армоелементи квадратного перерізу $1,5 \times 1,5 \text{ см}^2$ довжиною 38 см. Для вказаних видів ґрунтів були проведені серії випробувань (рис. 1.17): 1) вдавлювання штампу в неармовану основу; 2) вдавлювання штампу в основу, армоелементи розставлені по сітці 9×9 шагом 5 см і впираються в штамп, (рис. 1.17, а); 3) на відміну від четвертої серії дослідів між армоелементами і штампом влаштована ґрунтова подушка товщиною 5 см (рис. 1.17, б). У таблиці 1.1 наведені відношення осадки неармованої основи до армованої.

Таблиця 1.1

Ступінь впливу вертикального армування

		Тиск, кПа						
		50	100	150	200	250	300	350
Ґрунт №1	дослід	9,3	7,7	7,05	6,6	6,2	6,2	6,1
	теорія	10,4	6,54	6,44	6,38	6,35	6,31	6,33
Ґрунт №2	дослід	13,0	15,0	14,7	9,4	8,1	8,5	9,7
	теорія	□	11,9	11,3	10,9	10,7	10,6	10,5

Як дослід, так і теоретичне вирішення показують суттєве зниження деформованості основи. Для проектування вертикально армованих основ стрічкових та окремо стоячих фундаментів мілкового закладання у роботі [18] запропоновано використовувати схеми умовного масиву ґрунту.

У статті Д.В. Гришина [19] «Осадка штампа при изменении размеров области армирования песчаного основания» експериментально встановлений ступінь зменшення осідання підсиленої основи в залежності від зони підсилення. Розглянуто лоткову модель геокомпозита армованої основи дерев'яними брусками квадратного перерізу 1x1 см і довжиною 37 см, влаштованими під штампом поперек лотка. Навантаження на штамп передавалось поступово по 0,66 кН. Після досягнення максимальної осадки штампу визначили еквівалентний модель деформації $E_{23}=1,42$ МПа та модуль зсуву геокомпозитного середовища в площині деформування основи $G_{23}=0,57$ МПа. Числові експерименти проводились в програмному комплексі Plaxis 2D. Розрахункова схема симетрична відносно осі штампу, розміри розрахункової схеми прийняті такі ж, як і лотка. Моделювання армоелементів виконувалось у вигляді лінійно-деформованих включень з характеристиками деформування деревини. В результаті проведених експериментів зроблені наступні висновки: в умовах проведення випробувань стискаюча товща рихлої піщаної основи зменшується в залежності від ступеня її армування; у випадку оцінки властивостей підсиленої зони основи методами геокомпозитного середовища інтегральний модуль деформації збільшується не значно – до 8%.

В чинних нормах [20] зазначено:

- проектування основи, підсиленої ґрунтоцементними палями, слід виконувати на основі інженерно-геологічних вишукувань згідно з вимогами [20]. Додатково до стандартних визначень характеристик ґрунтів основи і режиму підземних вод необхідно виконувати дослідження оптимального складу ґрунтоцементу і визначення його характеристик: міцності - границі міцності на стиск у віці 28 діб (марки) і деформативності - модуля деформації;

- підсилення основи фундаментів ґрунтоцементними палями проводять для підвищення несучої здатності і зниження деформативності насипних незлежаних ґрунтів, товщі просідаючих ґрунтів, слабких глинистих, а також піщаних та глинистих ґрунтів, які мають підвищену стисливість, що не забезпечує використання фундаментів мілкового закладання;

- варіант підсилення основи палями приймається на підставі порівняння конкурентоспроможних варіантів основ і фундаментів у конкретних умовах проектування. Для визначення характеристик підсиленої основи на стадії попередніх розрахунків допускається користуватися середньозваженим модулем деформації між компресійним модулем деформації ґрунту та модулем деформації ґрунто-цементу. Підрахунки осідань при цьому виконують на основі рішень, коли основа приймається як лінійно деформоване середовище;

- крок ґрунтоцементних паль рекомендується приймати в межах $2d-5d$, де d - діаметр ґрунтоцементного елемента (ГЦЕ). Відстань між палями у цьому діапазоні приймається з умов розрахунку необхідного значення модуля деформації підсиленої основи E ;

- розрахунок несучої здатності основи, підсиленої ґрунтоцементними палями, виконують числовими методами, наприклад, методом скінченних елементів. Для розрахунку на стадії робочого проекту слід користуватися просторовим рішенням пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів із використанням методу скінченних елементів.

1.1.2 Способи влаштування армованих елементів

Вертикальні жорсткі елементи можна виготовити з допомогою таких відомих технологій, як ґрутонабивна, струменева і навіть занурення паль. Вони виконують роль елементів армування, коли між їх оголовками і фундаментом немає безпосереднього контакту. Зазвичай їх розділяє подушка з щебеню товщиною, яка приймається рівною половині відстані між сусідніми елементами армування [1, 21-23].

ґрунтоцементні елементи. З допомогою спеціального обладнання виконують рихлення ґрунту безпосередньо в масиві без його виїмки. Одночасно в розрихлений ґрунт нагнітається цементна суспензія та виконується перемішування з ущільненням ґрунтоцементної суміші. Після затвердіння суміші по всій площині слабкого шару утворюється міцний ґрунтоцементний матеріал,

який не розмокає у водному середовищі. Такі елементи можна влаштовувати у водонасиченому середовищі, тобто нижче рівня ґрунтових вод. Досліди, які були проведені в часі по визначенню міцності ґрунтоцементу показали, що через роки після використання вона може бути вище початкової.

При влаштуванні металевих труб занурення здійснюється за допомогою пневмоударної машини. Труба має конусний наконечник, що полегшує процес занурення в ґрунт компактною і мобільною пневмоударною установкою. Здійснити занурення можливо на глибину до 8 м в залежності від проекту пального фундаменту. Верхня частина труб підрізується на висоті проектною позначки, а серцевини бетонуються до рівня їх підрізування.

Влаштування бетонних армуючих елементів здійснюється за допомогою буронабивної технології. Характерною особливістю даної технології є попереднє буріння свердловин до заданої відмітки і подальше формування стовбура елементу. Залежно від ґрунтових умов буронабивні елементи можна влаштовувати одним з наступних трьох способів: без кріплення стінок свердловин (сухий спосіб), із застосуванням глинистого розчину для запобігання обвалення стінок свердловини, з кріпленням свердловин обсадними трубами.

Сухий спосіб застосовується в стійких ґрунтах (просадочних і глинистих твердої, напівтвердої і тугопластичної консистенції), які можуть тримати стінки свердловини. Технологія влаштування таких елементів полягає в наступному. Методами обертального буріння (шнекова колона або ковшовий бур) в ґрунті розбурюють свердловину необхідного діаметру і на задану глибину. Потім бетонують.

Глинистий розчин для утримання стінок свердловин від обвалення застосовують при влаштуванні буронабивних елементів у нестійких обводнених ґрунтах. У цьому випадку свердловини бурять обертальним способом[50].

Згідно з [9] є досвід армування лесових основ ґрунтоцементними мікропальями діаметром 70-100 мм і довжиною 1,5-2 м. Влаштування мікропаль проводиться за допомогою втискувального агрегату на базі автотранспорту. Робочим органом агрегату є пучок трубчастих наконечників, приєднаних до

розподільної коробки, в яку подається розчинонасосом грунтоцементна суміш. За допомогою агрегата в ґрунт вдавлюється пучок, що складається з 6-8 трубчастих наконечників і утворені свердловини заповнюються грунтоцементною сумішшю. Грунтоцементна суміш готується з портландцементу марки 400, яка береться в кількості 9-15% маси ґрунту природної вологості, піску середньої крупності в кількості 40-60% і лесового суглинку 30-40%. Міцність зразків грунтоцементу повинна знаходитись в межах 2-2,5 МПа в 28-денному віці.

Послідовними проходками агрегату армують майданчик необхідної форми в плані. Для підвищення міцності і стійкості основ іноді їх армування виконують за допомогою забивних паль. Таке армування основ було виконано на Лебединському і Михайлівському гірничо-збагачувальних комбінатах при будівництві складів залізорудного концентрату. Армування основи дозволило збільшити його стійкість. Занурення паль при такому армуванні проводиться звичайним способом, таким, як і при зведенні палових фундаментів.

З метою виключення випору слабкого ґрунту з-під споруд застосовують армування нижніх шарів насипу сталевими стержнями або укладанням на основу технічної негниючої тканини.

Для армування основ може бути широко використана струменева технологія, яка дозволяє виконати армування без порушення природної структури ґрунту в основному масиві при будь-якому розташуванні армуючих елементів як з вертикальним і похилим розташуванням, так і у вигляді складних структур. В основі струменевої технології лежить використання енергії водяного струменю для прорізання в ґрунті щілин, що заповнюються матеріалами, що тверднуть. Щілини в ґрунті прорізають струминними моніторами з водяними насадками, розміщеними на його бічних поверхнях. Матеріал заповнення випускається через нижній отвір монітора. Верхній торець монітора з'єднаний з трубопроводами і зі штангою, за допомогою якої монітор опускають в свердловину [24 -26].

1.1.3 Використання добавок до грунтоцементу

Аспірант Полтавського університету О. П. Новицький [27] досліджував вплив пластифікуючих добавок на міцність ґрунтоцементу та шляхи зниження вартості влаштування фундаменту при використанні місцевого матеріалу, тобто ґрунтів, які залягають в основі об'єкта будівництва.

При закріпленні ґрунтів в'язучими речовинами особливе значення для їх водостійкості та механічної міцності має вихідна зв'язність ґрунтів в природному стані, яка під дією додавання цементу, вапна чи інших в'язучих якісно змінюється та переходить зі зворотної до незворотної [28].

Використання в якості добавки золи винесення пропонувалось лише для бетонів [29 - 32]. Дослідженнями і практикою встановлена ефективність введення сухих пилоподібних зол при виготовленні бетонних і розчинних сумішей в якості активних мінеральних добавок і мікронаповнювачів.

Бетонні суміші з золами мають більшу зв'язність, кращі властивості перекачування, меншим водовідділенням і розшаруванням. Бетон має при цьому велику міцність, щільність, водонепроникність, стійкість до деяких видів корозії, меншу теплопровідність.

Найбільш ефективні як активні добавки в бетони кислі золи, що не володіють терпкими властивостями; їх активність проявляється у взаємодії з цементним в'язучим. Залежно від цієї характеристики по відношенню до конкретного цементу, водопотреби і легкоукладальності бетонної суміші, умов і тривалості твердіння вдається істотно скоротити витрату цементу.

Висновки за підрозділом 1.1.

Застосування золи винесення як добавки до ґрунтоцементу раніше не пропонувалось.

У наведених вище методах розрахунку армованих основ автори близько підійшли до розгляду даного питання, але при цьому використання вертикального армування в аспекті підвищення розподільчої здатності основ будівель та споруд

вивчені не в повній мірі. Проведені деякі лоткові випробування, але достатньої кількості натурних випробувань поки що не має. Тому вирішено виконати моделювання армованого масиву ґрунту за допомогою ПК Plaxis 3D Foundation. Зокрема розглянути залежність несучої здатності від кроку та діаметру вертикальних армуючих елементів.

1.2 Обґрунтування коректності використання програмного комплексу Plaxis 3D для моделювання роботи фундаменту у вертикально армованому середовищі

Недостатньо вивченими є ряд факторів, що впливають на несучу здатність і осідання при роботі фундаментів армованих вертикальними елементами в різних умовах, не дивлячись на їх широке застосування і велику кількість досліджень. Поширеними в останні роки стали чисельні методи для моделювання та розрахунку.

Моделювання роботи стовпчастого фундаменту та ґрунтоцементних паль виконуватиметься за допомогою програмного комплексу Plaxis 3D, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів.

Plaxis являє собою цільовий пакет геотехнічних програм для скінчено-елементного аналізу напруженого стану системи «будівля-основа» в плоскій і просторовій постановці. Всі моделі матеріалів, що використовуються, базуються на залежності між швидкістю зміни ефективних деформацій і швидкістю проходження деформацій. Така залежність може бути представлена в наступному вигляді:

$$\sigma = M \cdot \varepsilon, \quad (1.4)$$

де M - матриця жорсткості матеріалу.

У рівнянні (1.4) тензори швидкостей зміни напружень і деформацій представлені у векторному вигляді і включають шість декартових складових (для просторової задачі):

$$\sigma = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}); \quad \varepsilon = (\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}); \quad (1.5)$$

При проведенні розрахунку малі деформації визначаються на основі часткових похідних компонент переміщення переміщень u_x і u_y за наступними формулами:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}; \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x}; \\ \varepsilon_{zz} = 0 \text{ (при плоскій деформації);} \\ \varepsilon_{zz} = \frac{1}{r} u_x \text{ (при осьовій симетрії, де } r \text{ - радіус).} \end{array} \right. \quad (1.6)$$

При розробці визначених моделей матеріалів застосовуються головні напруження, а не декартові компоненти напружень. У випадку плоскої чи вісесиметричної деформації головні напруження розраховуються на основі декартових напружень за формулами:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) - \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + \sigma_{xy}^2}; \\ \sigma_2 = \sigma_{zz}; \\ \sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) + \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + \sigma_{xy}^2}. \end{array} \right. \quad (1.7)$$

В P1axis головні напруження розміщуються в алгебраїчній послідовності $\sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1$, тут σ_1 - найбільше стискаюче напруження.

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 – пружнопластична модель, що містить 5 основних параметрів: E і ν - параметри пружності ґрунту; c і φ - параметри міцності ґрунту; ψ - кут дилатансії. Модель Кулона-Мора являє собою апроксимацію першого порядку поведінки ґрунту або скельної породи. Для кожного шару ґрунту розраховується постійна середня жорсткість. При постійній жорсткості розрахунки виконуються доволі швидко, даючи перше уявлення про напруження і деформації в межах вибраної ґрунтової основи.

При розрахунках з використанням моделі Кулона-Мора (як і для решти моделей), що реалізована в Plaxis, генеруються початкові горизонтальні напруження в ґрунті. Пластичність в даній моделі пов'язана з виникненням незворотних деформацій. Функція текучості задається у вигляді напружень і деформацій, а також може бути представлена як поверхня в просторі головних напружень. Модель Кулона-Мора має фіксовану поверхню текучості, тобто таку поверхню, яка повністю визначається параметрами моделі і на якій не відображається пластичне деформування. При напружених станах, що представлені точками в межах поверхні текучості, поведінка ґрунту є пружною, а всі деформації зворотніми.

Основний принцип пружнопластичності полягає в тому, що деформації і їх швидкості поділяються на пружні та пластичні складові.

1.3 Експериментальні дослідження міцності та деформативності ґрунтоцементу при додаванні золи винесення

1.3.1 Характеристика використовуваних матеріалів

Вихідними матеріалами для виготовлення ґрунтоцементу приймаємо цемент, ґрунт - суглинок, воду. Цемент виготовлений згідно з вимогами ДСТУ Б В. 2.7-46-96. В якості мінеральної добавки застосовуємо золу-виносу Ладижинської ТЕС.

В якості в'язучого для виготовлення експериментальних зразків і їх дослідження використовувався портландцемент марки М400.

Портландцемент марки М400 являє собою композицію компонентів мінерального походження, що знаходяться в агрегатному стані. У складі суміші переважають оксиди кальцію, магнію, оксиди алюмінію, заліза, кремнію. Частка мінеральних складових досягає 98%.

Цемент М400 відповідно до вимог ГОСТ 31108-2003 повинен відповідати наступним характеристикам[33]:

- межа міцності на стиск (через 28 діб) - не менше 30 МПа;
- початок (час) схоплювання - не менше 60 хвилин, міцність (до 98%) досягається після закінчення 28 днів;
- щільність в розпушеному стані - 1000-1200 кг на кубічний метр;
- рівномірність зміни обсягу - не більше 10 мм;
- морозостійкість - робочий діапазон температур -60 - +300 градусів, 70 циклів повного заморожування / відтавання;
- водостійкість цементу, повністю набрав міцність – висока.

Портландцемент має такі характерні ознаки, як більш сповільнені терміни тужавіння, помірна динаміка наростання ранньої міцності, висока міцність у більш пізні терміни твердіння.

Для виготовлення досліджуваних зразків ґрунтоцементу був використаний ґрунт – суглинок лесований, жовто-коричневий, твердий, високопористий, карбонатний, просадочний.

Для приготування ґрунтоцементних зразків використовуватиметься вода гідрокарбонатно-кальцієва, слабомінералізована, слаболужна, показник рН = 8,

яка не містить шкідливих домішок, що перешкоджає нормальному твердінню цементу.

Зола-виносу - полімінеральний тонкодисперсний порошок, побічний продукт спалювання твердого палива на ТЕЦ. Фізико-механічні властивості золи-виносу такі [2]:

- гідравлічна активність 0,4 МПа;
- насипна густина 1150 кг/м³;
- істинна густина 1,95 г/см³;
- питома поверхня 2000...3000 см²/г.

Результати мікроскопічних досліджень свідчать, що мікроструктура низько кальцієвої золи-виносу (70-80 %) являється скловидна алюмосилікатна фаза у вигляді частинок кулеподібної форми розміром до 100 мкм. Хімічний склад золи-виносу подано у таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 - Хімічний склад золи-виносу Ладижинської ТЕС

Оксиди	SiO ₂	TiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	FeO	MgO	MnO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	P ₂ O ₅
ОКСИДІВ, % за даними	55,3	1,4	22,34	5,42	2,52	0,12	2,46	5,96	0,75	2,46	0,38	0,33

Хімічний та мінералогічний склади відповідають основним вимогам, що висуваються до золи для бетонів.

1.3.2 Проведення та результати експериментальних досліджень

Так як сьогодні немає нормативних документів з випробування саме ґрунтоцементу, то випробування будуть проводитись згідно з ДСТУ Б В.2.7-214:2009 як для бетонів з урахуванням ДСТУ Б В.2.1-4-96.

Визначення міцності ґрунтоцементу полягає у вимірюванні мінімальних зусиль, що руйнують спеціально виготовлені контрольні зразки при їх статичному навантаженні з постійною швидкістю росту навантаження.

Критеріями експерименту призначимо модуль деформації E та міцність ґрунтоцементу на стиск R .

На даний момент часу було визначено основні властивості ґрунту, який використовується в дослідженнях, а саме:

- щільність ґрунту
- вологість ґрунту
- межа розкочування
- вологість на межі текучості

Визначення щільності ґрунту методом ріжучого кільця

Випробування проводилось за наступною технологією:

1. Кільце-пробовідбірник змазують із внутрішньої сторони тонким шаром вазеліну або консистентного мастила.

2. Верхню зачищену площину зразка ґрунту вирівнюють, зрізуючи надлишки ґрунту ножом, установлюють на ній ріжучий край кільця та гвинтовим пресом або вручну через насадку злегка вдавлюють кільце в ґрунт, фіксуючи межу зразка для випробувань.

3. Ґрунт зовні кільця обрізають на глибину від 5 мм до 10 мм нижче ріжучого краю кільця, формуючи стовпчик діаметром на 1 мм або 2 мм більше ніж зовнішній діаметр кільця. Періодично, у міру зрізання ґрунту, легким натиском преса або насадки насаджують кільце на стовпчик ґрунту, не допускаючи перекосів. Після заповнення кільця ґрунт підрізають від 8 мм до 10 мм нижче ріжучого краю кільця й відокремлюють його.

4. Ґрунт, що виступає за краї кільця, підрізають ножом, зачищають поверхню ґрунту на рівні з краями кільця й закривають торці пластинками.

5. При пластичному або сипкому ґрунті кільце плавно, без перекосів, вдавлюють у нього та видаляють ґрунт навколо кільця. Потім зачищають поверхню ґрунту, накривають кільце пластинкою і підхоплюють його знизу плоскою лопаткою.

6. Кільце із ґрунтом і пластинками зважують.

Усі дані з визначення щільності ґрунту занесено до таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Результати визначення щільності ґрунту

№	Маса, г			Висота кільця, см	Внутрішній діаметр, см	Об'єм ґрунту, м ³	Щільність ґрунту	
	кільця	кіль з ґр.	ґрунту				з дослідів	середня
1	40,28	149,59	109,31	4	4	50	2,18	1,73
2	44,59	150,75	106,16	4	4	50	2,12	
3	40,67	129,46	88,79	4	4	50	1,73	

Визначення вологості ґрунту методом висушування до постійної маси

Випробування проводилось за наступною технологією:

1. Зразок ґрунту в закритому стаканчику зважують.
2. Стаканчик відкривають і разом із кришкою поміщають у нагріту сушильну шафу. Ґрунт висушують до постійної маси за температури $(105 \pm 2) ^\circ\text{C}$.
3. Після кожного висушування ґрунт у стаканчику охолоджують в ексікаторі із хлористим кальцієм до температури приміщення та зважують.
4. Висушування виконують до одержання різниці мас ґрунту зі стаканчиком при двох наступних зважуваннях не більше ніж 0,02 г. Якщо при повторному зважуванні ґрунту, що містить органічні речовини, спостерігається збільшення маси, то за результат зважування приймають найменшу масу.

Усі дані з визначення вологості ґрунту занесено до таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 – Результати визначення вологості ґрунту

№	Маса бюкси, г					Маса води	Маса сухого ґрунту	Вагова вологість	
	порожньої	з вол. ґр.	з сухим ґрунтом					з дослідів	середня
			m1	m2	постійна				
1	17,22	44,04	39,99	39,88	39,88	4,16	22,66	0,19	0,18
2	17,38	44,65	40,72	40,71	40,71	3,94	23,33	0,17	

Визначення межі розкочування

Випробування проводилось за наступною технологією:

1. Підготовлену ґрунтову пасту ретельно перемішують, беруть невеликий шматочок і розкочують долонею на скляній або пластмасовій пластинці до утворення джгута діаметром 3 мм. Якщо при цій товщині джгут зберігає зв'язність

і пластичність, його збирають у грудку і знову розкочують до утворення джгута діаметром 3 мм. Розкочувати треба, злегка натискаючи на джгут, довжина джгута не повинна перевищувати ширини долоні.

2. Розкочування продовжують доти, поки джгут не починає розпадатися за поперечними тріщинами на шматочки завдовжки від 3 мм до 10 мм.

3. Шматочки джгута, що розпадається, збирають у стаканчики, які накриваються кришками.

4. Коли маса ґрунту в стаканчиках досягне від 10 до 15 г, визначають вологість.

Усі дані з визначення межі розкочування занесено до таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 – Результати визначення межі розкочування ґрунту

№	Маса бюкси, г					Маса води	Маса сухого ґрунту		
	порож-ньої	з вол. гр.	з сухим ґрунтом					з досліду	сере-дня
			m1	m2	постійна				
1	12,44	30,71	28,02	28	28	2,71	15,56	0,17	0,175
2	12,21	32,96	29,83	29,78	29,78	3,18	17,57	0,18	

Визначення вологості ґрунту на межі текучості

Випробування проводилось за наступною технологією:

1. Підготовлену ґрунтову пасту ретельно перемішують шпателем і невеликими порціями щільно (без повітряних порожнин) укладають у

циліндричну чашку до балансирного конуса. Поверхню пасти загладжують шпателем урівень із краями чашки.

2. Балансирний конус, змазаний тонким шаром вазеліну, підводять до поверхні ґрунтової пасти так, щоб його вістря торкалось пасти. Потім плавно відпускають конус, дозволяючи йому поринати в пасту під дією власної ваги.

3. Занурення конуса в пасту протягом 5 с на глибину 10 мм показує, що ґрунт має вологість, яка відповідає границі текучості.

4. При зануренні конуса протягом 5 с на глибину менше ніж 10 мм ґрунтову пасту витягають із чашки, приєднують до пасти, що залишилася, додають небагато дистильованої води, ретельно перемішують і повторюють операції.

5. При зануренні конуса за 5 с на глибину більше ніж 10 мм ґрунтову пасту із чашки перекладають у порцелянову чашку, злегка підсушують на повітрі, безупинно перемішуючи шпателем і повторюють операції.

6. По досягненні границі текучості з пасти відбирають зразки масою від 15 г до 20 г для визначення вологості.

Усі дані з визначення вологості ґрунту на межі текучості занесено до таблиці 1.6.

Таблиця 1.6 – Результати визначення вологості ґрунту на межі текучості

№	Маса бюкси, г					Маса води	Маса сухого ґрунту	з дослідів	середня
	порожньої	з вол. гр.	з сухим ґрунтом						
			m1	m2	постійна				
1	13,31	63,04	53,41	53,39	53,39	9,65	40,08	0,24	0,24

Методика виготовлення ґрунтоцементної суміші полягає в наступному. Цемент та вода у необхідній кількості перемішуються вручну до отримання однорідного стану, так званого цементного молока. Кількість цементу - 20 % від ваги сухого ґрунту. Водоцементне відношення (В/Ц) приймаємо 0,6 – 1,0. Потім в отриманий розчин додається ґрунт з певною вологістю та зола-виносу – отримана суміш повинна перемішуватись до однорідної маси протягом 5 хвилин. Після перемішування ґрунтоцементна суміш викладатиметься у форми з розмірами 10x10x10 см.

На третю добу після формування кубики витягатимуться з форм і зберігатимуться до випробування у воді протягом 28 діб (час набору міцності).

Випробування зразків (кубиків) на стиск виконуватиметься за допомогою преса (рис. 1.18). На кожне випробування виготовлено по 6 зразків однієї серії (однаковий вміст ґрунту, цементу, В/Ц). Прикладення навантаження проводитиметься до руйнування зразка.

Для визначення модуля деформації випробувались зразки – призми (рис. 1.19).



Рисунок 1.18 – Випробування зразків-кубів на пресі



Рисунок 1.19 – Випробування зразків - призм

У результаті випробувань отримане значення міцності на стиск та модуль деформації ґрунтоцементу та ґрунтоцементу з мінеральною добавкою. Результати випробувань зразків-кубиків занесене до таблиць та відповідно до них побудовано графіки міцності ґрунтоцементу звичайного та з домішками. В таблиці 1.7 подано склад сумішей з різним відсотком вмісту золи-виносу.

Таблиця 1.7 – Склад досліджуваних сумішей

№ серій зразків	Вміст цементу, %	Вміст золи-виносу від маси цементу, %
1	100	0
2	75	25
3	50	50
4	25	75
5	0	100

У результаті було отримано 4 графіки міцності ґрунтоцементу із різним відсотком мінеральної добавки (рис. 1.20 – 1.23) та загальний графік із середніми значеннями міцності зразків (рис. 1.24).

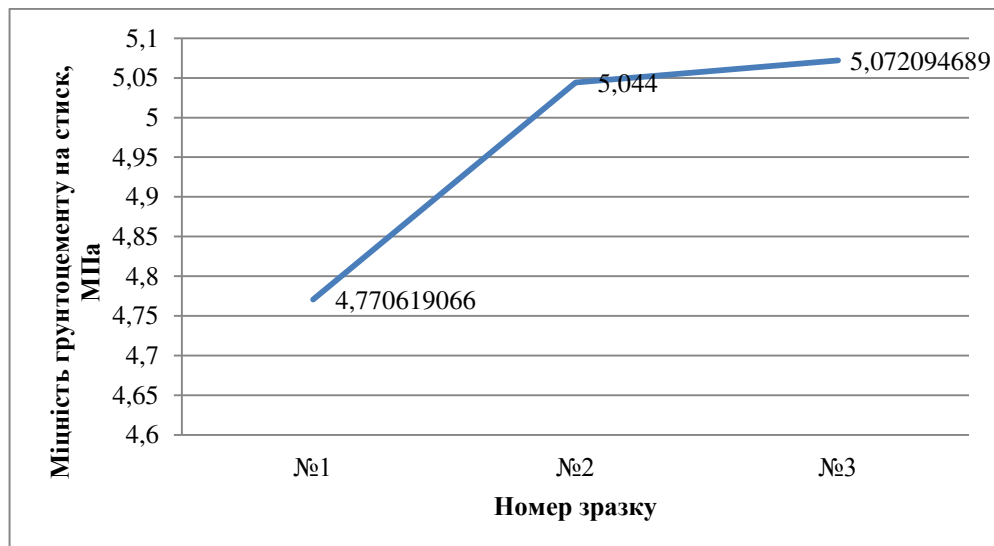


Рисунок 1.20 – Діаграми міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 100 %

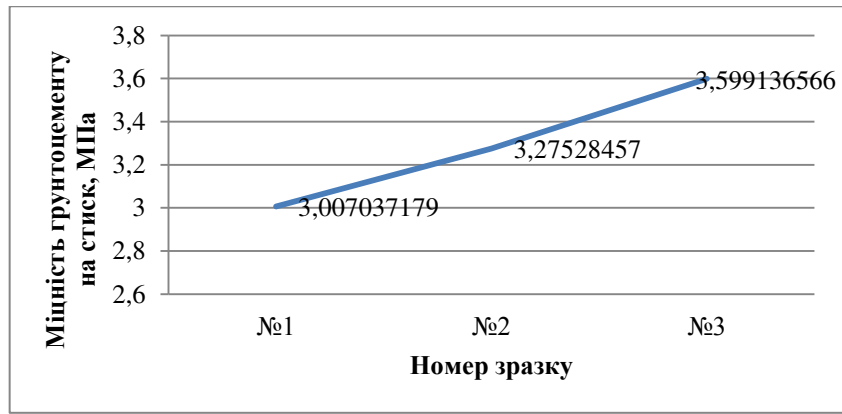


Рисунок 1.21 – Діаграма міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 80 % та золи-виносу 20 %

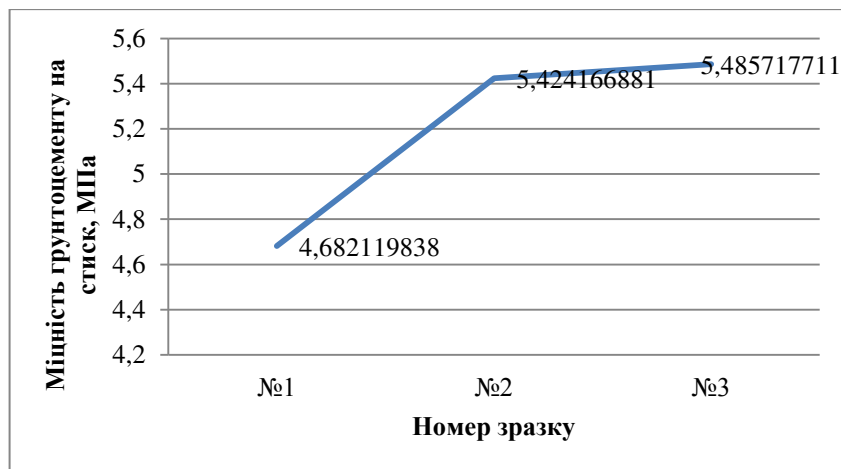


Рисунок 1.22 – Діаграма міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 40 % та золи-виносу 60 %

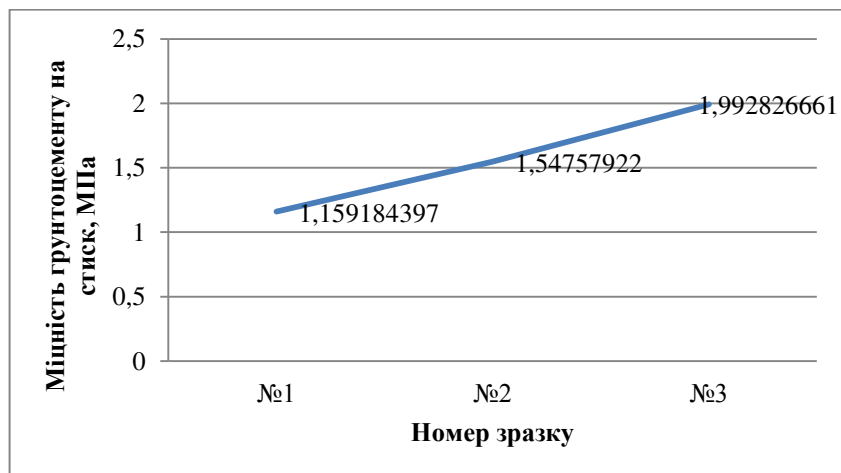


Рисунок 1.23 – Діаграма міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 20 % та золи-виносу 80 %



Рисунок 1.24 – Залежність міцності ґрунтоцементу на стиск від вмісту мінеральної добавки

Для визначення модуля деформації було виконано три заміси ґрунтоцементної суміші. Перший заміс виконувався із вмістом цементу 100 %; другий заміс із вмістом цементу 40 % та золи-виносу 60 %; третій заміс із вмістом цементу 20 % та золи-виносу 80 %.

Модуль деформації ґрунтоцементу визначався на зразках-призмах у відповідності до вимог ДСТУ Б В.2.7-217:2009.

Навантаження зразка до рівня навантаження, яке дорівнює $(40 \pm 5) \% N_u$, проводилось ступенями, що дорівнюють 10 % очікуваного руйнівного навантаження, зберігаючи в межах кожного ступеня швидкість навантаження $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с.

У результаті випробувань було отримано значення модуля деформації ґрунтоцементу та ґрунтоцементу з мінеральною добавкою (табл. 1.8).

Таблиця 1.8 – Значення модуля деформації ґрунтоцементу та ґрунтоцементу з мінеральною добавкою

№	Вміст цементу, %	Вміст золи-виносу, %	Модуль деформації E, МПа
1	100	0	2757,91
2	40	60	2154,03
3	20	80	363,31

Дослідами було встановлено, що введення в ґрунтоцементну суміш золинесення при постійному водоцементному відношенні мало впливає на міцність та деформативність ґрунтоцементу. Але слід зазначити, що при введенні золинесення більше 60 % від маси цементу характеристики ґрунтоцементу значно погіршуються.

1.4 Чисельне моделювання системи «фундамент – армована основа»

Перспективним напрямком досліджень напружено-деформованого стану (НДС) системи «фундамент – армований елемент - основа» є використання методів математичного моделювання на основі чисельних методів аналізу. Найпоширенішим на сьогодні є метод скінчених елементів (МСЕ), який покладений в основу сучасних програмних комплексів для розрахунку будівельних конструкцій, будівель і споруд. МСЕ найбільш підходить для задач з розвиненою неоднорідністю характеристик міцності. Порівняно з класичними варіаційними методами МСЕ більш гнучкий і алгоритмічніший при заданні геометричних параметрів та граничних умов, наочний та універсальний для широкого кола задач механіки. При цьому є можливість обирати різні моделі ґрунту для рішення поставленої задачі [36]. Нормативні документи, що чинні в Україні на теперішній час [20], рекомендують виконувати розрахунки за допомогою програмних комплексів, в яких реалізований МСЕ.

1.4.1 Програма і методика чисельних досліджень

Програма визначення несучої здатності фундаменту та впливу на неї вертикального армування ґрунту передбачала наступні етапи:

- створення розрахункової схеми стовпчастого фундаменту; (рис. 1.25).

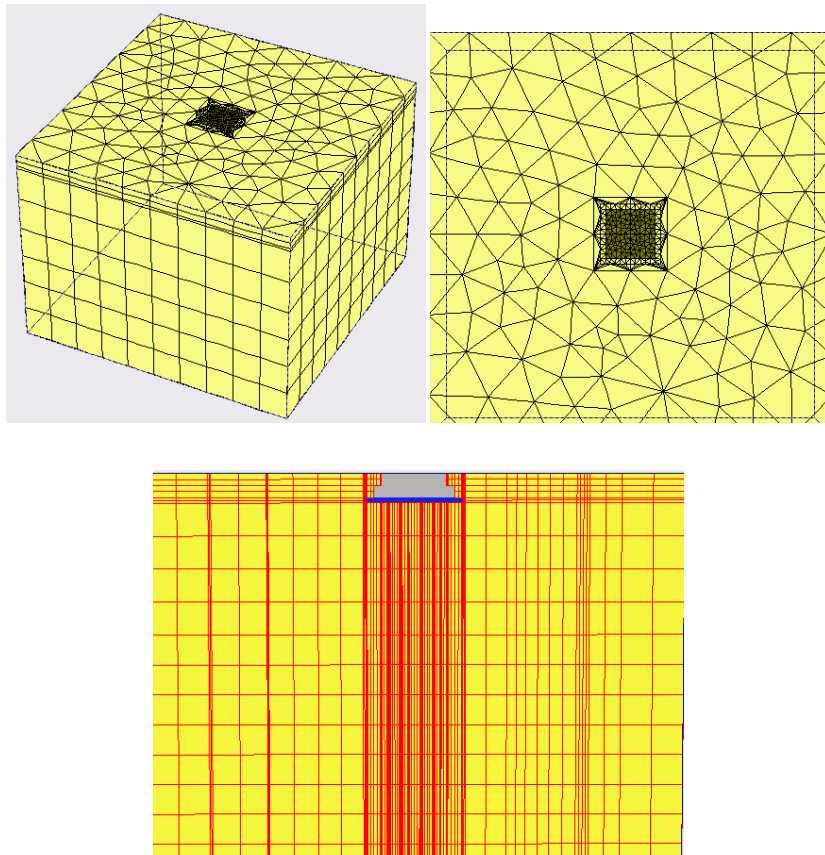


Рис. 1.25 - Модель стовпчастого фундаменту

- створення розрахункової схеми стовпчастого фундаменту з вертикальним армуванням ґрунту; (рис. 1.26);

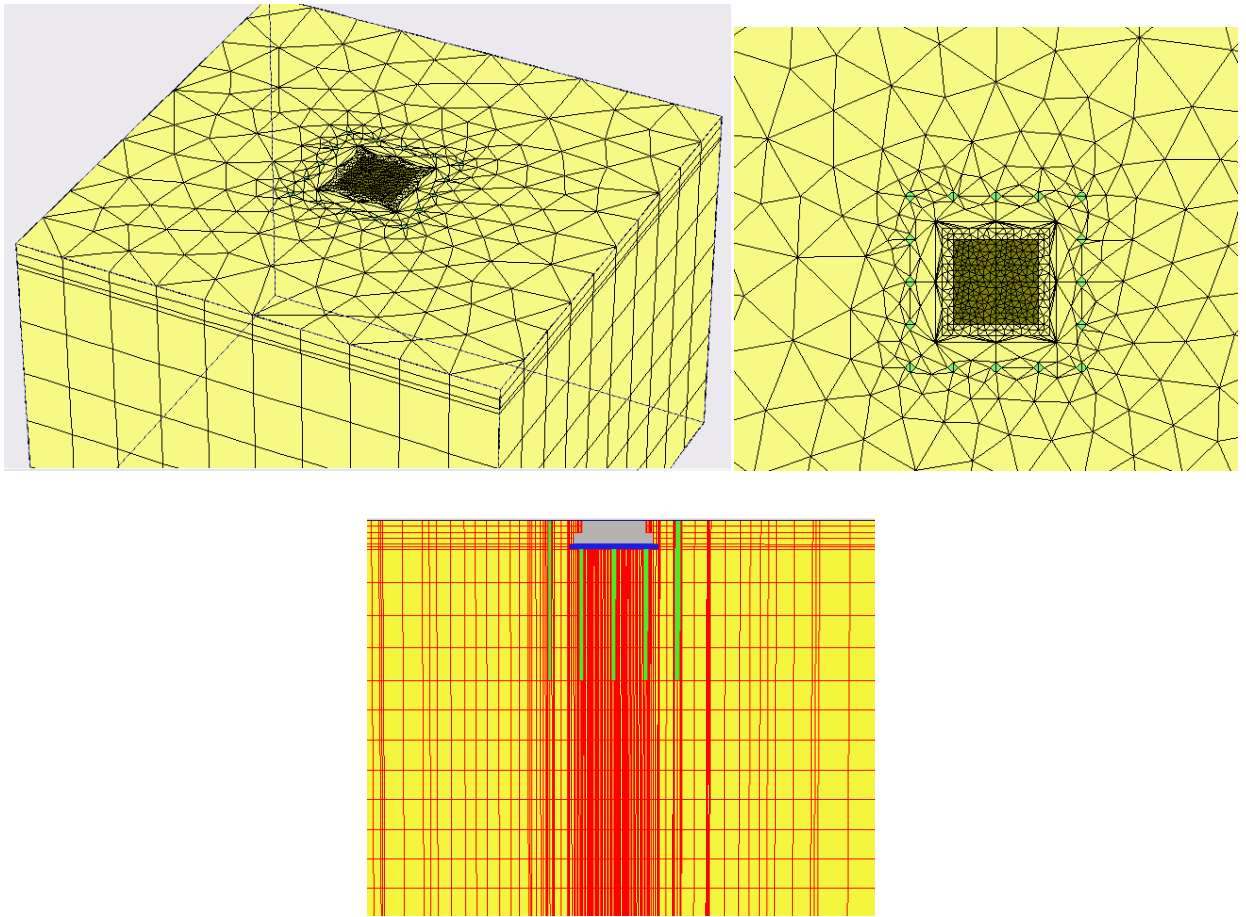


Рис. 1.26 - Модель стовпчастого фундаменту з вертикальним армуванням ґрунтоцементними палями

- дослідження залежності несучої здатності стовпчастого фундаменту з вертикальним армуванням ґрунту від діаметру та кроку армуючих елементів (ґрунтоцементних паль);

- побудова графіків залежності «осідання-навантаження».

При моделюванні були прийняті наступні передумови і параметри:

- модель ґрунту основи – пружно-пластична модель Кулона-Мора;
- модель фундаменту – стовпчастий фундамент з розмірами підошви 3x3 м;
- крок армуючих елементів – ґрунтоцементних паль довжиною 6 м 4d, 5d, 6d та 7d;
- розміри розрахункової області в плані 15x15 м;
- за навантаження, що сприймається фундаментом, приймається значення зовнішнього навантаження без урахування ваги фундаменту 4500 кН.

Модельні експерименти розділено на такі підгрупи:

I - моделювання сумісної роботи фундаменту та ґрунтоцементних паль $\varnothing 0,2$ м з кроком 4d, 5d, 6d, 7d довжиною 6 м на однорідному ґрунті з наступними характеристиками: суглинок $\gamma = 19,8$ кН/м³, $c = 28$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 19$ МПа (рис. 1.27). Матеріал фундаменту – бетон класом міцності С12/15. Щебенева підготовка $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,3$ кПа, $E = 60$ МПа висотою 20 см. Ґрунтоцементні палі $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,2$ кПа, $E = 200$ МПа. Програму моделювання наведено в табл. 1.9.

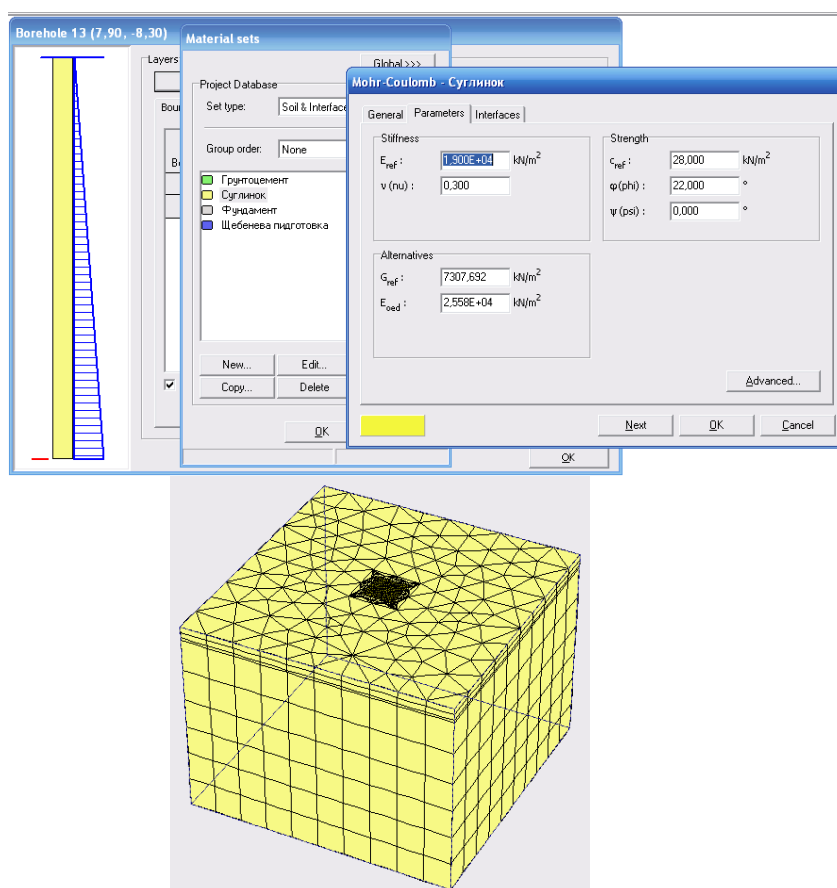


Рис. 1.27 – Вихідні дані для модельних досліджень

II - моделювання сумісної роботи фундаменту та ґрунтоцементних паль $\varnothing 0,3$ м з кроком 4d, 5d, 6d, 7d довжиною 6 м на однорідному ґрунті з наступними характеристиками: суглинок $\gamma = 19,8$ кН/м³, $c = 28$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 19$ МПа (рис. 1.27). Матеріал фундаменту – бетон класом міцності С12/15. Щебенева підготовка $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,3$ кПа, $E = 60$ МПа висотою 20 см. Ґрунтоцементні палі $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,2$ кПа, $E = 200$ МПа. Програму моделювання наведено в табл. 1.9.

III - моделювання сумісної роботи фундаменту та ґрунтоцементних паль $\varnothing 0,2$ м кількістю 25 шт. довжиною 6 м розміщеними під основою фундаменту на однорідному ґрунті з наступними характеристиками: суглинок $\gamma = 19,8$ кН/м³, $c = 28$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 19$ МПа (рис. 1.27). Матеріал фундаменту – бетон класом міцності С12/15. Щебенева підготовка $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,3$ кПа, $E = 60$ МПа висотою 20 см. Ґрунтоцементні палі $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,2$ кПа, $E = 200$ МПа. Програму моделювання наведено в табл. 1.9.

IV - моделювання сумісної роботи фундаменту та ґрунтоцементних паль $\varnothing 0,3$ м кількістю 25 шт. довжиною 6 м розміщеними під основою фундаменту на однорідному ґрунті з наступними характеристиками: суглинок $\gamma = 19,8$ кН/м³, $c = 28$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 19$ МПа (рис. 1.27). Матеріалу фундаменту – бетон класом міцності С12/15. Щебенева підготовка $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,3$ кПа, $E = 60$ МПа висотою 20 см. Ґрунтоцементні палі $\gamma = 18,0$ кН/м³, $\nu = 0,2$ кПа, $E = 200$ МПа. Програму моделювання наведено в табл. 1.9.

Таблиця 1.9

Програма моделювання сумісної роботи фундаменту та ґрунтоцементних паль

Підгрупи	Довжина та поперечний розмір паль	Крок і кількість паль (n)	Ґрунтові умови (рис.3)
1	2	3	4
I	L=6 м, d=0,2 м	4d, 25 шт	суглинок $\gamma = 19,8$ кН/м ³ , $c = 28$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 19$ МПа
		5d, 25 шт	
		6d, 25 шт	
		7d, 25 шт	
II	L=6 м, d=0,3 м	4d, 25 шт	суглинок $\gamma = 19,8$ кН/м ³ , $c = 28$ кПа, $\varphi = 22^\circ$, $E = 19$ МПа
		5d, 25 шт	
		6d, 25 шт	
		7d, 25 шт	
III	L=6 м, d=0,2 м	4d, 25 шт	суглинок $\gamma = 19,8$ кН/м ³ , $c = 28$ кПа, $\varphi = 22^\circ$,
		5d, 25 шт	

Підгрупи	Довжина та поперечний розмір паль	Крок і кількість паль (n)	Грунтові умови (рис.3)
1	2	3	4
		6d, 25 шт	$E = 19 \text{ МПа}$
		7d, 25 шт	
IV	$L=6 \text{ м, } d=0,3 \text{ м}$	4d, 25 шт	суглинок $\gamma = 19,8 \text{ кН/м}^3$, $c = 28 \text{ кПа, } \varphi = 22^\circ$, $E = 19 \text{ МПа}$
		5d, 25 шт	
		6d, 25 шт	
		7d, 25 шт	

1.4.2 Результати моделювання НДС системи «фундамент – грунтоцементні палі – армована основа»

При моделюванні роботи пальового фундаменту були враховані наступні фази роботи:

- робота ґрунтової товщі без фундаменту (початкова фаза);
- влаштування стовпчастого фундаменту;
- робота стовпчастого фундаменту під дією вертикального навантаження.

На рис. 1.28 наведено графік деформування основи стовпчастого фундаменту без врахування вертикального армування ґрунту ґрунтоцементними палями.

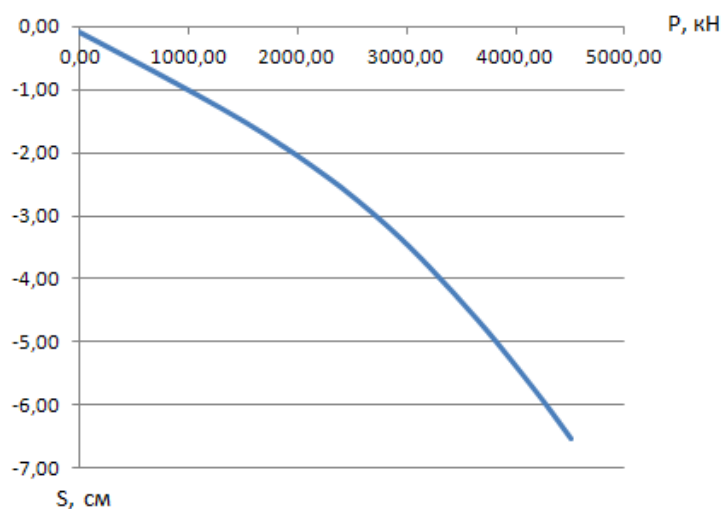


Рис. 1.28 - Графік залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту

З рис. 1.28 видно, що при навантаженні 4500 кН осідання фундаменту становить 6,54 см.

I Моделювання сумісної роботи фундаменту та армованої основи ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м

На рис. 1.29 наведено графік деформування стовпчастого фундаменту в армованому масиві ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м з кроком $4d$ та стовпчастого фундаменту в однорідному ґрунтовому масиві.

Отримали деформації армованої ґрунтової основи 6,38 см. З рис. 1.29 видно, що несуча спроможність фундаменту у ґрунті, армованому вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м з кроком $4d$ така, як без армування.

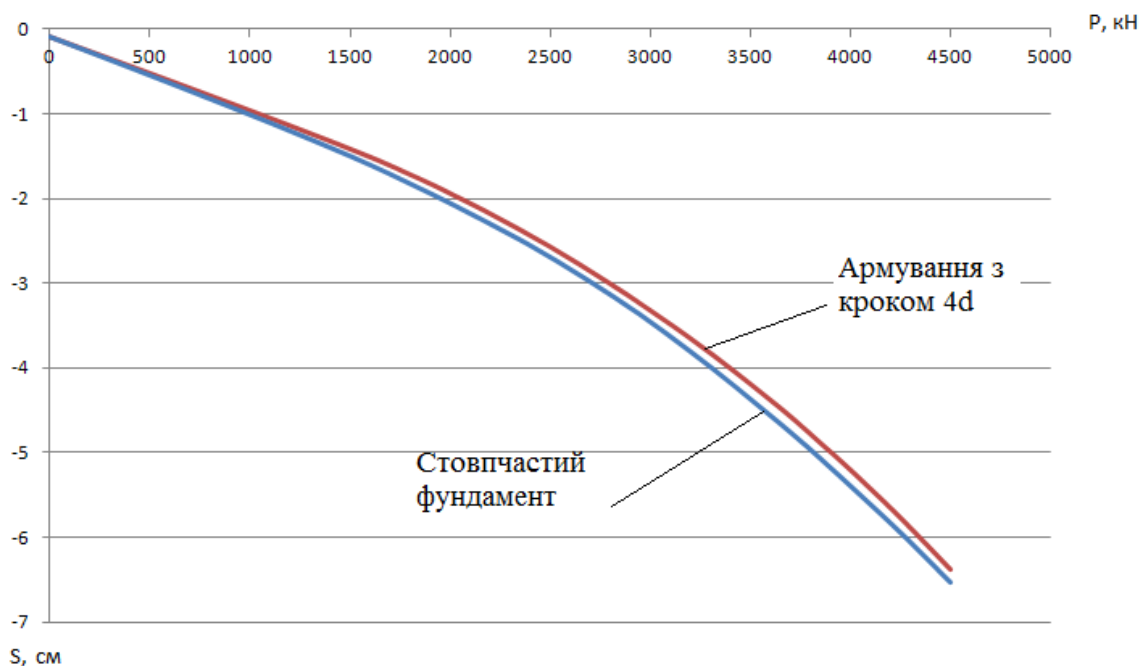


Рис. 1.29 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м з кроком $4d$

На рис. 1.30 наведено графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві ґрунту, армованому вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м з кроком $5d$. Деформації армованої основи більші, ніж фундаменту без вертикального

армування і складають 7,3 см. Несуча здатність такого фундаменту зростає і складає 1600 кН.

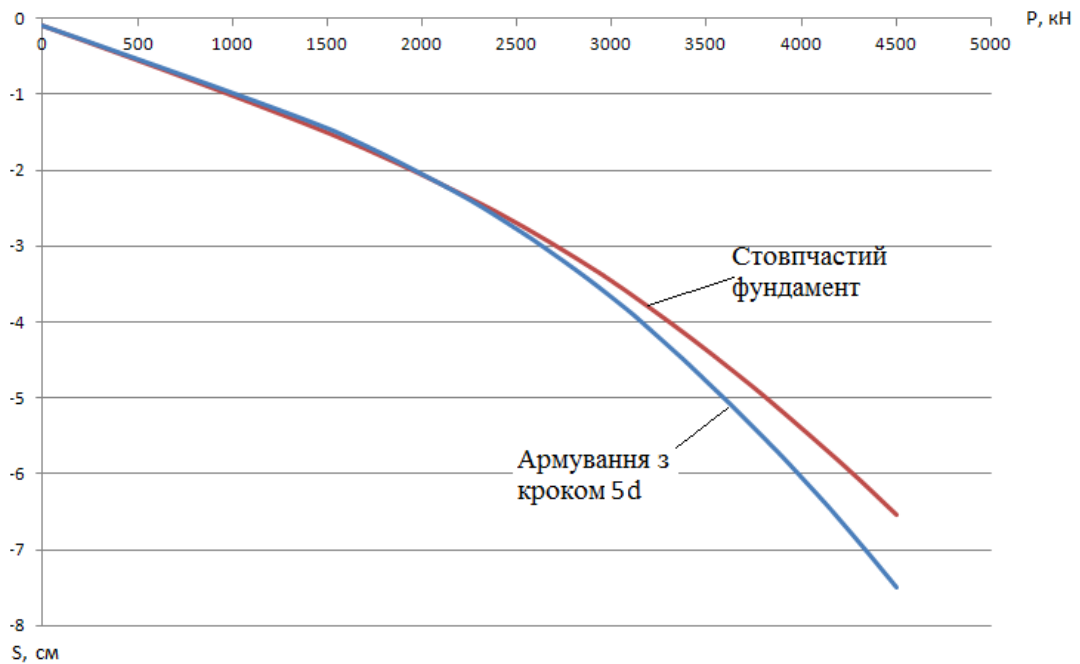


Рис. 1.30 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 5d

На рис. 1.31 показано графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 6d.

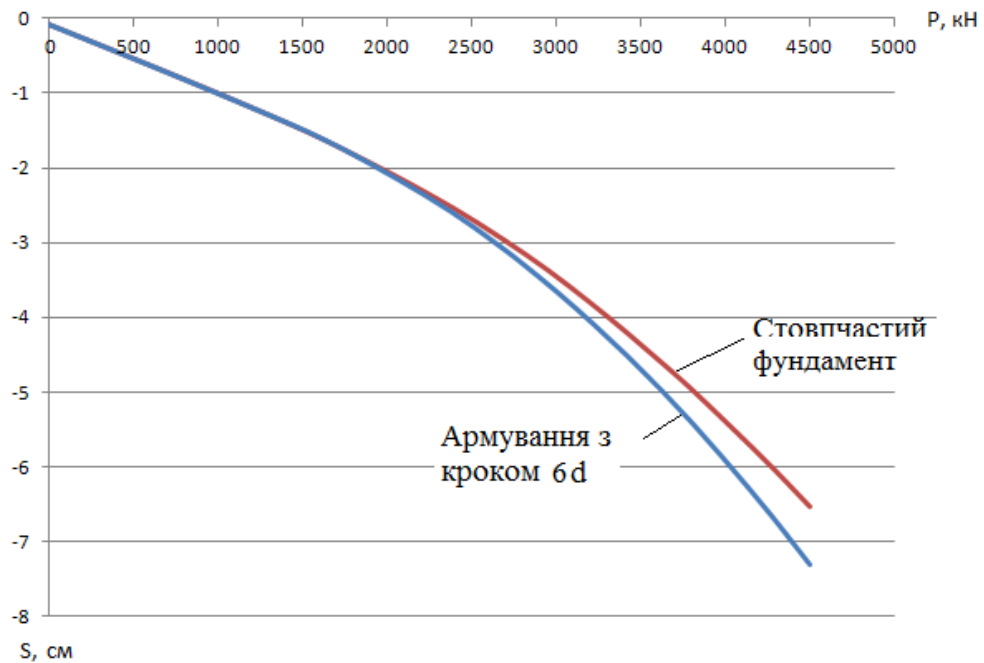


Рис. 1.31 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту, розташованого в масиві, армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 6d

З рис. 1.31 помітно, що деформації армованої вертикальними елементами основи складають 7,5 см, а несуча здатність – 1700 кН.

На рис. 1.32 наведено графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту, розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 7d. Деформації такого фундаменту складають 8,2 см, несуча здатність – 1800 кН.

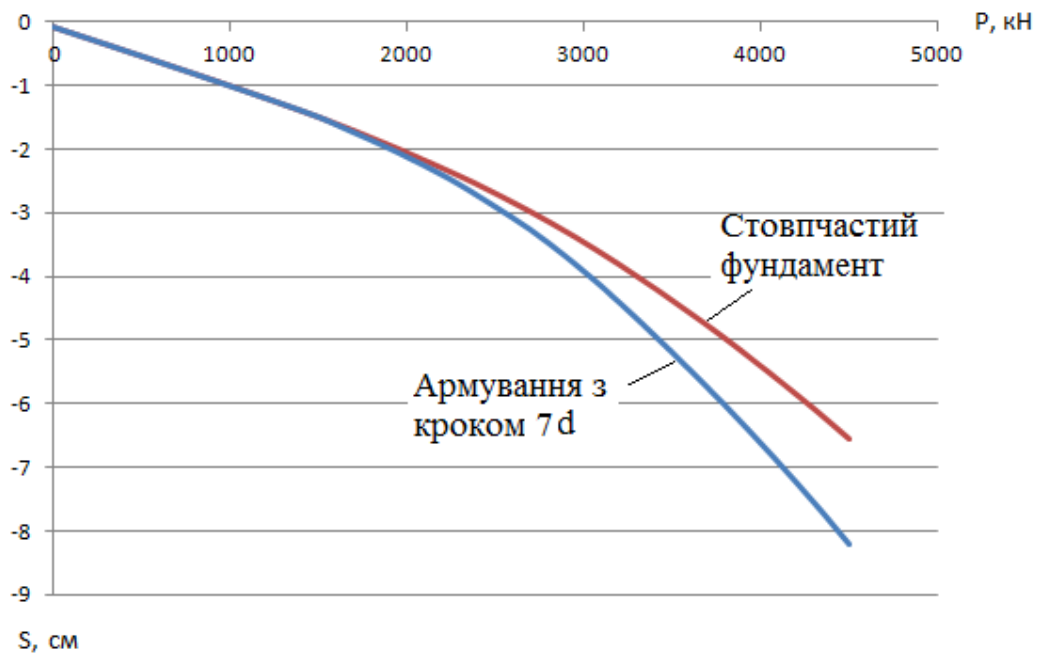


Рис. 1.32 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 7d

З рис. 1.29 - 1.32 можна помітити, що при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль, деформації основи та несуча здатність зменшуються. Порівнюючи отримані результати із фундаментом, розташованим в однорідному ґрунті без армування, спостерігаємо залежність: вертикальні ґрунтоцементні палі Ø 0,2 м з кроком 5d, 6d та 7d зменшують несучу здатність фундаменту від 6% до 20%, з кроком 4d – практично не впливають ні на несучу здатність, ні на осідання.

На рис. 1.33 наведено діаграма осідання фундаменту без армування основи та армованої основи з різним кроком вертикальних армуючих елементів Ø 0,2 м, відповідно.

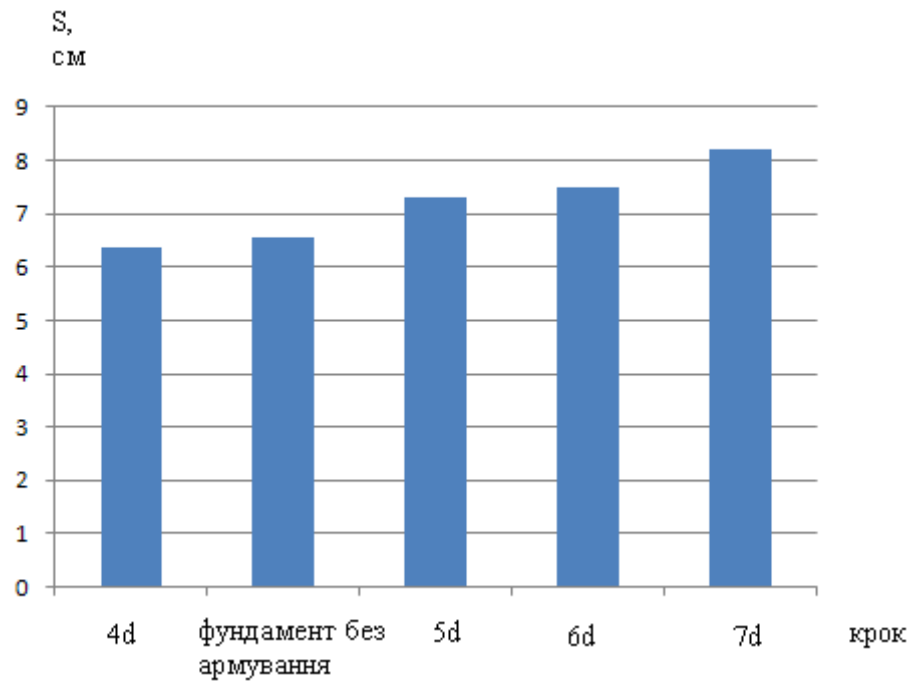


Рис. 1.33 - Діаграма осідання фундаменту без армування основи та армованої основи з різним кроком вертикальних армуючих елементів $\varnothing 0,2$ м

Визначимо за методом еквівалентного шару, запропонованим Н.А. Цитовичем, осідання фундаменту в однорідному ґрунтовому масиві. Даний метод враховує потужність еквівалентного шару, що залежить від коефіцієнта Пуасона, коефіцієнта форми та жорсткості фундаменту та його ширини.

Еквівалентне осідання однорідного шару визначається по формулі

$$S = P_0 h_e m_v,$$

де h_e - потужність еквівалентного шару,

$$h_e = A \cdot \omega \cdot b,$$

A - коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту;

ω - коефіцієнт, що залежить від форми та жорсткості фундаменту;

b - ширина фундаменту;

P_0 - додатковий тиск під подошвою фундаменту,

m_v - коефіцієнт відносної стискаємості ґрунту,

Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями \emptyset 0,2 м з кроком 4d еквівалентне осідання становить

$$S(4d) = P_0 h_e m_v = 1500 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 22,113 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями \emptyset 0,2 м з кроком 5d еквівалентне осідання становить

$$S(5d) = P_0 h_e m_v = 1600 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 23,5872 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями \emptyset 0,2 м з кроком 6d еквівалентне осідання становить

$$S(6d) = P_0 h_e m_v = 1700 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 25,0614 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями \emptyset 0,2 м з кроком 7d еквівалентне осідання становить

$$S(7d) = P_0 h_e m_v = 1800 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 26,5356 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

На основі отриманих даних побудуємо графік залежності еквівалентного осідання від кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \emptyset 0,2 м (рис. 1.34).

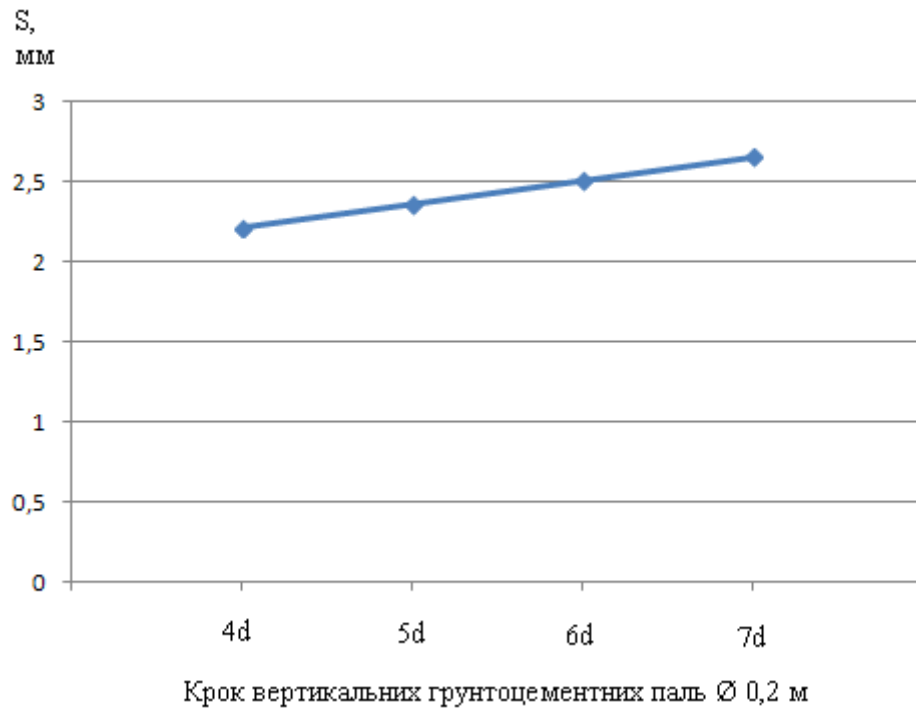


Рис. 1.34 - Графік залежності еквівалентного осідання від кроку вертикальних армуючих елементів Ø 0,2 м

Видно, що зі збільшенням кроку еквівалентне осідання зростає в лінійній залежності.

Визначимо еквівалентний модуль деформації для армованої вертикальними елементами основи, що враховує модуль деформації ґрунтового масиву та армуючих елементів.

$$E_e = \frac{\sum A_i E_i}{\sum A}$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 4d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 0,785 + 19 \cdot 10,775}{11,56} = 31,29 \text{ МПа}.$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 5d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 0,785 + 19 \cdot 18,575}{19,36} = 26,34 \text{ МПа}.$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 6d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 0,785 + 19 \cdot 24,215}{25} = 24,68 \text{ МПа}.$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 7d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 0,785 + 19 \cdot 32,855}{33,64} = 23,22 \text{ МПа}.$$

Побудуємо графік залежності еквівалентного модуля деформації від кроку ґрунтоцементних палей Ø 0,2 м (рис.1.35).

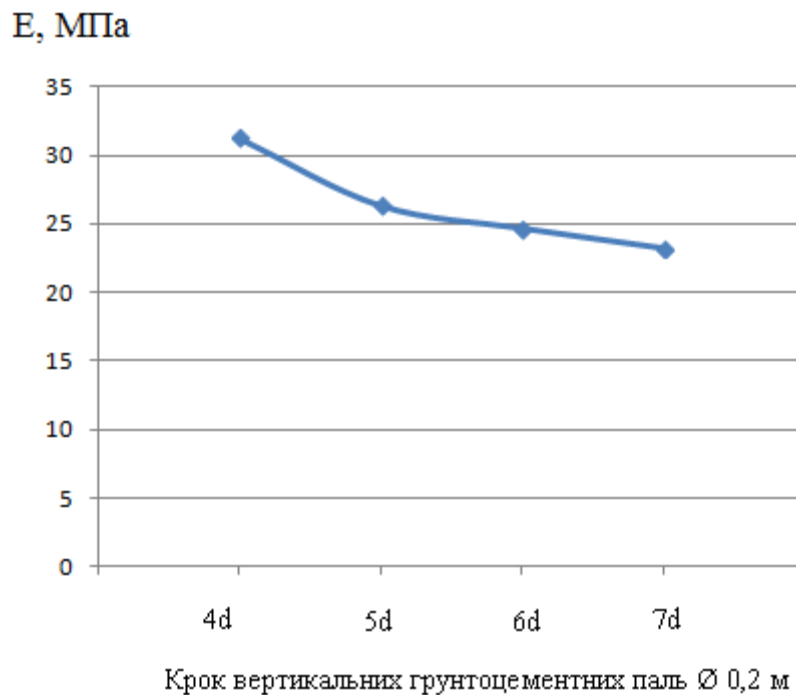


Рис. 1.35 - Графік залежності еквівалентного модуля деформації від кроку вертикальних армуючих елементів Ø 0,2 м

З рис. 1.35 видно, що зі збільшенням кроку ґрунтоцементних паль еквівалентний модуль деформації зменшується, це обумовлюється збільшенням площі ґрунту в між пальовому середовищі.

II Моделювання сумісної роботи фундаменту та основи армованої ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м

Розглянемо армування ґрунтового масиву вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 4d, 5d, 6d та 7d.

На рис. 1.36 наведено графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 4d. Видно, що графік деформування фундаменту в армованій основі знаходиться вище, ніж стовпчастого фундаменту в однорідному ґрунті. При цьому отримали осідання 4,19 см, що на 56% менше, ніж осідання неармованої основи.

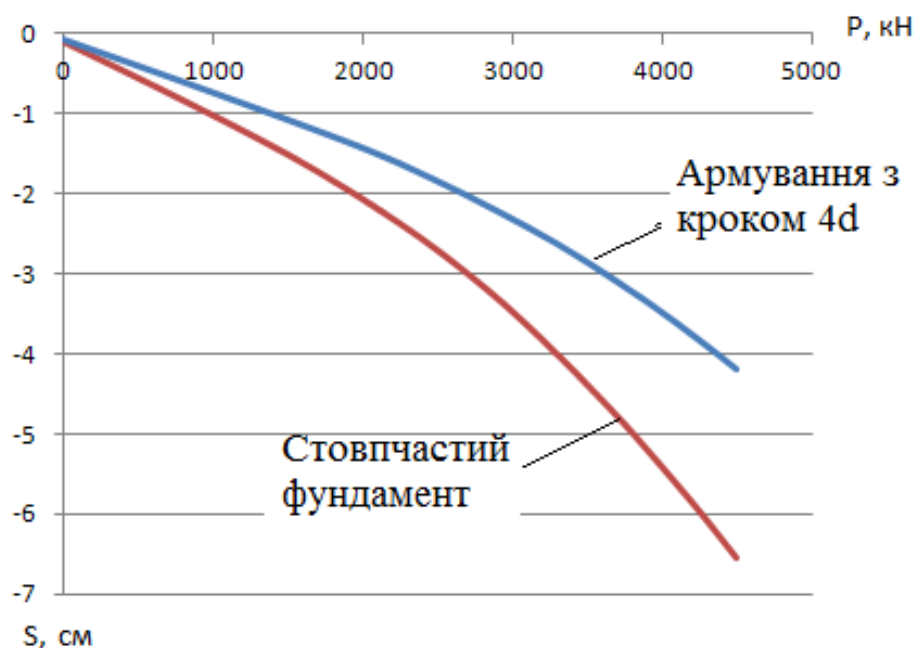


Рис. 1.36 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 4d

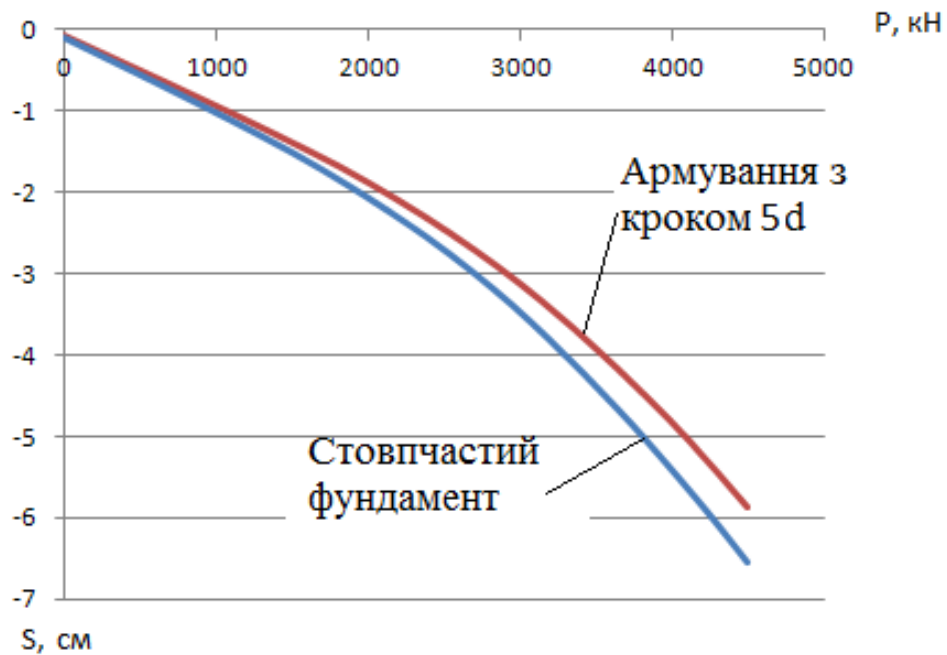


Рис. 1.37 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з кроком 5d

З рис. 1.37 помітно, що армування основи позитивно впливає на несучу здатність та осідання фундаменту. Фундамент розташований в ґрунтовому масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з кроком 5d має несучу здатність 2000 кН та осідання 5,87 см. Отже, осідання фундаменту в неармованій основі перевищує осідання в ґрунтовому масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з кроком 5d на 11%, при цьому несуча здатність фундаменту в армованій основі більша на 33%.

На рис. 1.38 наведено графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з кроком 6d.

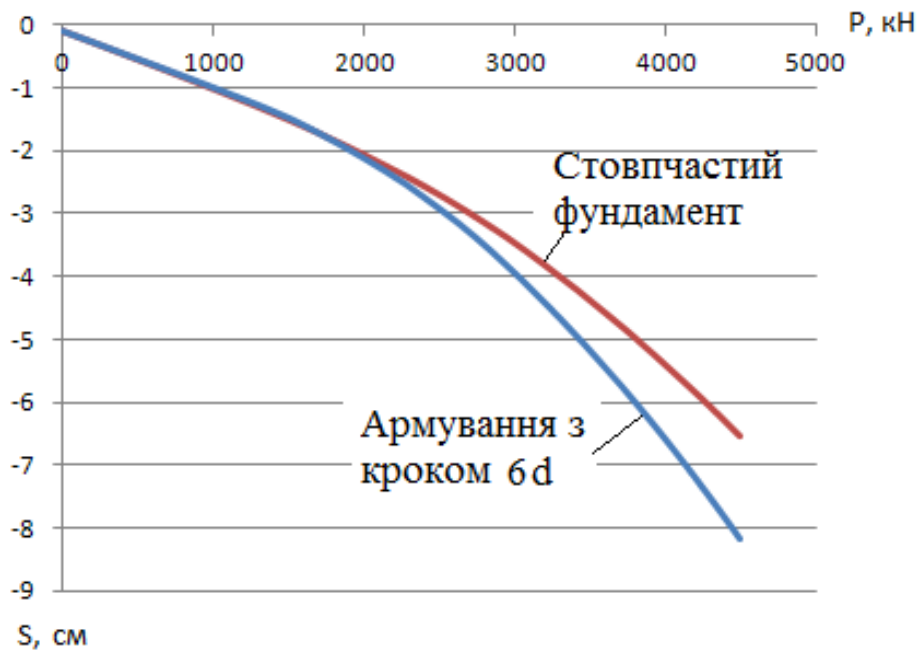


Рис. 1.38 Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з кроком 6d

З рис. 1.38 видно, що осідання фундаменту в армованій основі перевищує осідання фундаменту в однорідному ґрунті на 8% і становить 7,04 см. Несуча здатність при цьому складає 1700 кН.

Графік залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з кроком 7d, наведений на рис. 1.39, показує, що фундамент в армованому масиві при несучій здатності 1600 кН дає більші на 25% осідання, ніж фундамент в однорідному ґрунті.

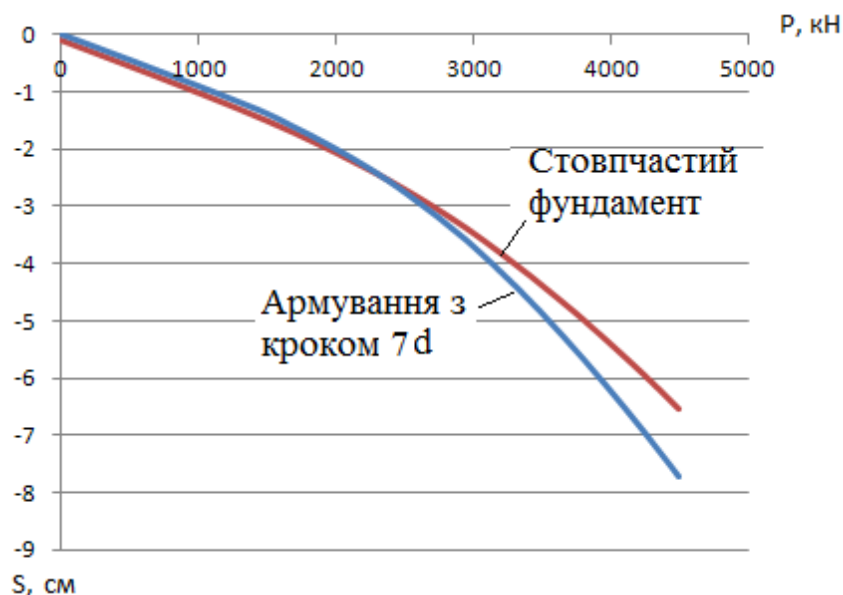


Рис. 1.39 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з кроком 7d

Тому, аналізуючи графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,3 м з різним кроком: 4d, 5d, 6d та 7d, можна сказати, що зі збільшенням кроку вертикальних армованих елементів осідання стовпчастого фундаменту збільшується. При цьому, для кроку ґрунтоцементних паль 4d та 5d, осідання стовпчастого фундаменту менші, ніж осідання фундаменту в ґрунтовому масиві без армування, на 56%...11%, а для кроку ґрунтоцементних паль 6d та 7d навпаки – осідання стовпчастого фундаменту більші, ніж осідання фундаменту в ґрунтовому масиві без армування, на 18%...25%.

Несуча здатність фундаменту в армованому вертикальними елементами ґрунті перевищує несучу здатність фундаменту в однорідному ґрунті на 6%..53% в залежності від кроку, з яким розташовані армовані елементи.

Графік залежності несучої здатності від кроку ґрунтоцементних паль наведено на рис. 1.40.

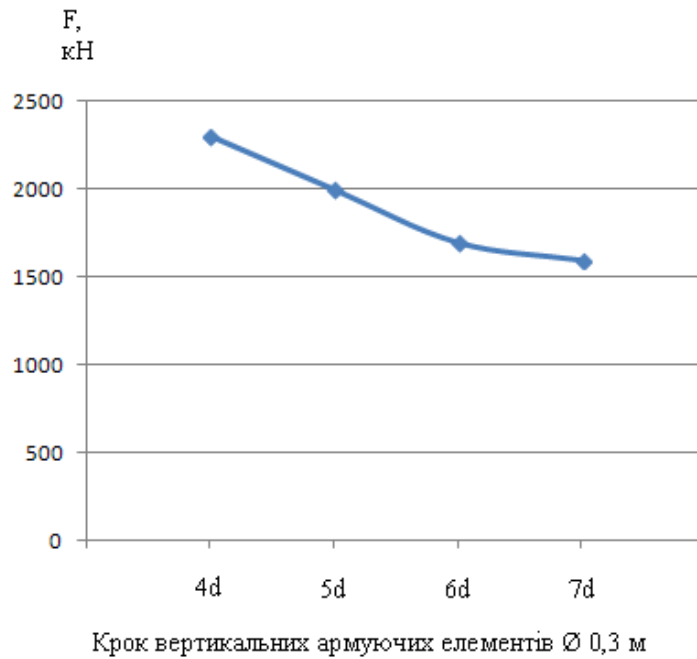


Рис. 1.40 - Графік залежності несучої здатності від кроку вертикальних армуючих елементів $\varnothing 0,3$ м

Діаграма осідання стовпчастого фундаменту в однорідному ґрунтовому масиві та стовпчастого фундаменту в армованому масиві вертикальними елементами – ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 4d, 5d, 6d та 7d наведена на рис. 1.41.

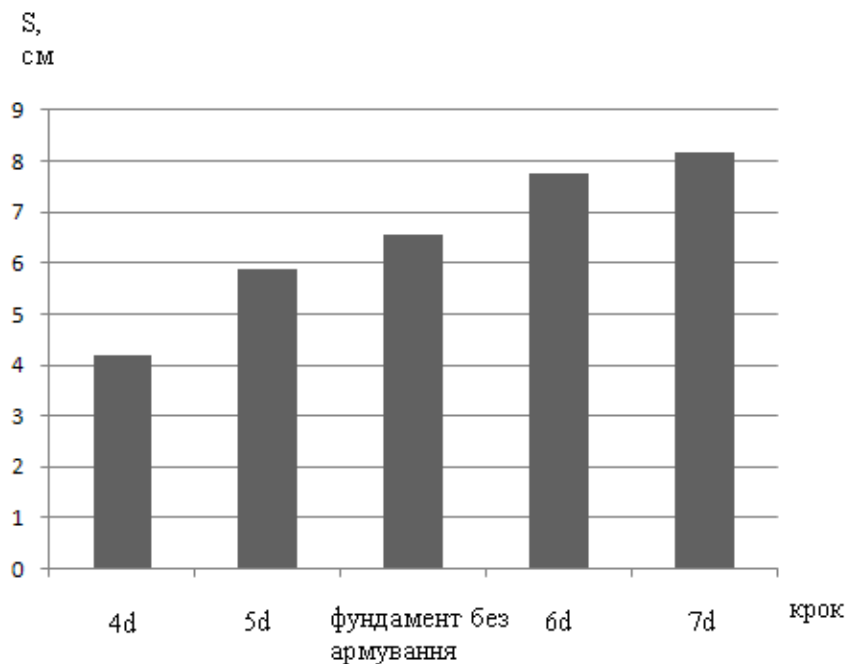


Рис. 1.41 - Діаграма осідання фундаменту без армування основи та армованої основи з різним кроком вертикальних армуючих елементів $\varnothing 0,3$ м

Визначимо за методом еквівалентного шару осідання фундаменту в однорідному ґрунтовому масиві

Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком $4d$ еквівалентне осідання становить

$$S(4d) = P_0 h_e m_v = 2300 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 33,91 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком $5d$ еквівалентне осідання становить

$$S(5d) = P_0 h_e m_v = 2000 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 29,484 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

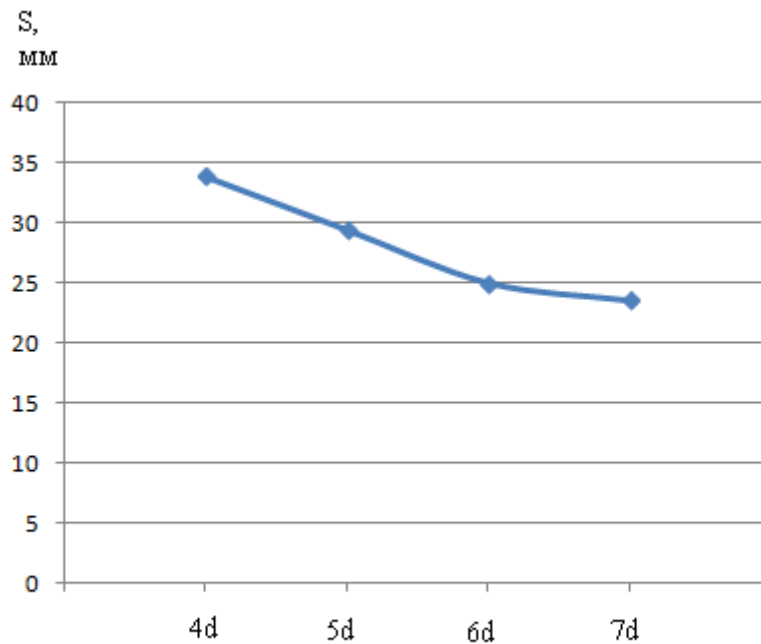
Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком $6d$ еквівалентне осідання становить

$$S(6d) = P_0 h_e m_v = 1700 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 25,0614 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеному в армованому ґрунті вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком $7d$ еквівалентне осідання становить

$$S(7d) = P_0 h_e m_v = 1600 \cdot 0,351 \cdot 0,042 = 23,5872 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

На основі отриманих даних побудуємо графік залежності еквівалентного осідання від кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних палей $\varnothing 0,3$ м (рис. 1.42).



Крок вертикальних ґрунтоцементних паль $\varnothing 0,3$ м

Рис. 1.42 - Графік залежності еквівалентного осідання від кроку вертикальних армуючих елементів $\varnothing 0,3$ м

Видно, що зі збільшенням кроку еквівалентне осідання спадає в лінійній залежності.

Визначимо еквівалентний модуль деформації для армованої вертикальними елементами основи – ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м.

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 4d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 1,766 + 19 \cdot 24,244}{26,01} = 31,29 \text{ МПа} .$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 5d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 1,766 + 19 \cdot 37,924}{39,69} = 27,0 \text{ МПа} .$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 6d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 1,766 + 19 \cdot 54,25}{56,29} = 24,68 \text{ МПа}.$$

Для стовпчастого фундаменту розміщеного в ґрунті армованому вертикальними ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 7d еквівалентний модуль деформації становить

$$E_e = \frac{200 \cdot 1,766 + 19 \cdot 73,929}{75,69} = 23,22 \text{ МПа}.$$

Побудуємо графік залежності еквівалентного модуля деформації від кроку ґрунтоцементних паль $\varnothing 0,3$ м (рис. 1.43).

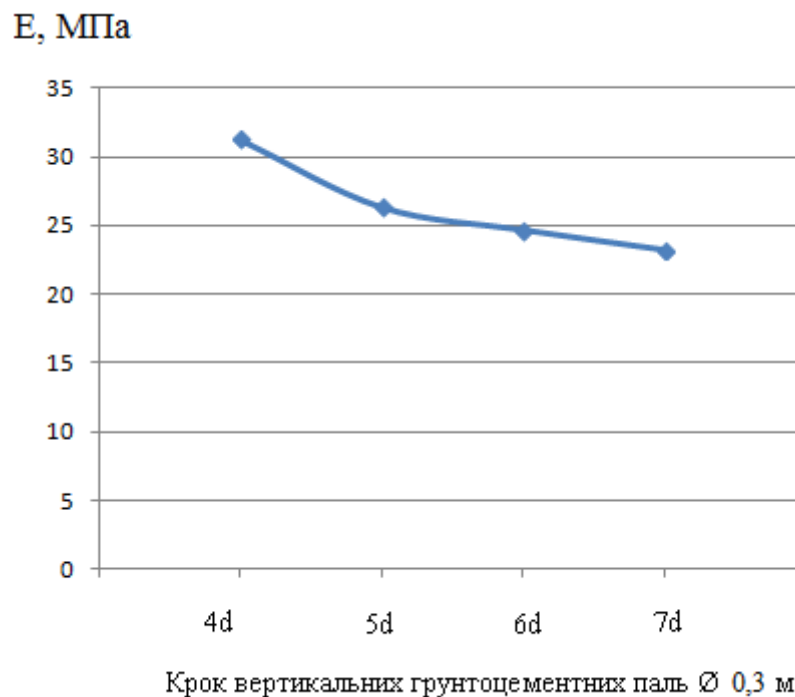


Рис. 1.43 - Графік залежності еквівалентного модуля деформації від кроку вертикальних армуючих елементів $\varnothing 0,3$ м

Порівнявши отримані значення еквівалентного модуля деформації для армованої основи ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м та $\varnothing 0,3$ м, бачимо, що зі збільшенням діаметру армуючих елементів збільшується, відповідно, відстань між ними. Так, наприклад, для армованої основи ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$

м з кроком $4d$ відстань між вертикальними елементами $0,8$ м, площа елементів – $0,785$ м², загальна площа армованої основи – $11,56$ м², а для армованої основи ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком $4d$ відстань між вертикальними елементами $1,2$ м, площа елементів – $1,766$ м², загальна площа армованої основи – $26,01$ м². При цьому еквівалентний модуль деформації для обох варіантів однаковий – $31,29$ МПа. Тобто, діаметр армуючих вертикальних елементів ніяк не впливає на еквівалентний модуль деформації. Він залежить лише від кроку паль: зі збільшенням кроку, еквівалентний модуль деформації зменшується.

III Моделювання сумісної роботи фундаменту та армованої основи під його підшовою ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м та $\varnothing 0,3$ м

На рис. 1.44 наведено графік залежності осідання від навантаження для основи армованої лише під підшовою фундаменту. Крок армованих елементів – $3,5d$.

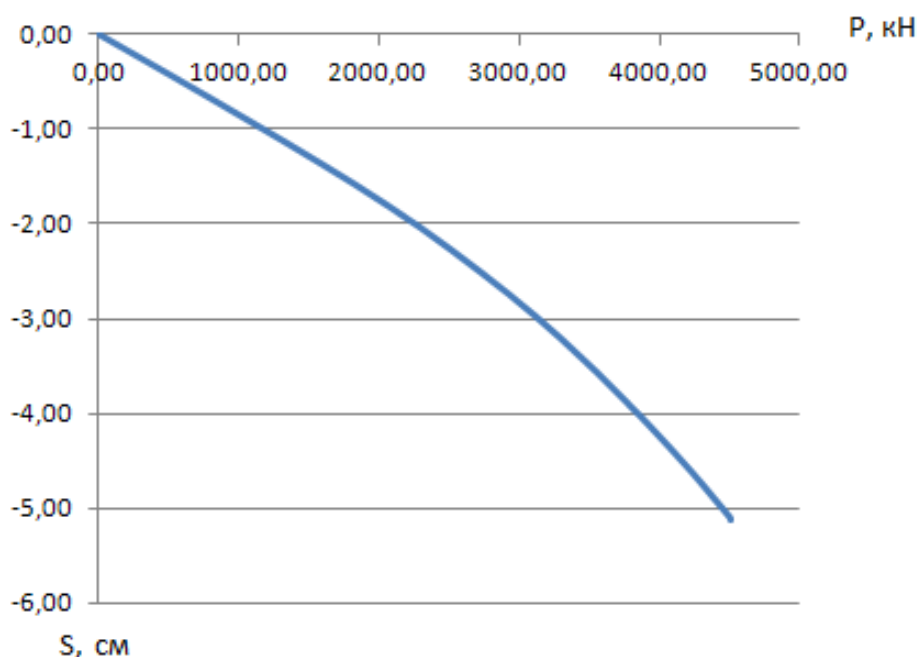


Рис. 1.44 - Графік залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,2$ м з кроком $3,5d$

Осідання становить $5,13$ см, що на 27% менше, ніж для неармованої основи. Несуча здатність фундаменту складає 2200 кН.

З рис. 1.45 визначаємо осідання та несучу здатність фундаменту з вертикальним армуванням ґрунтоцементними палями з кроком $3,5d$ та $\varnothing 0,3$ м.

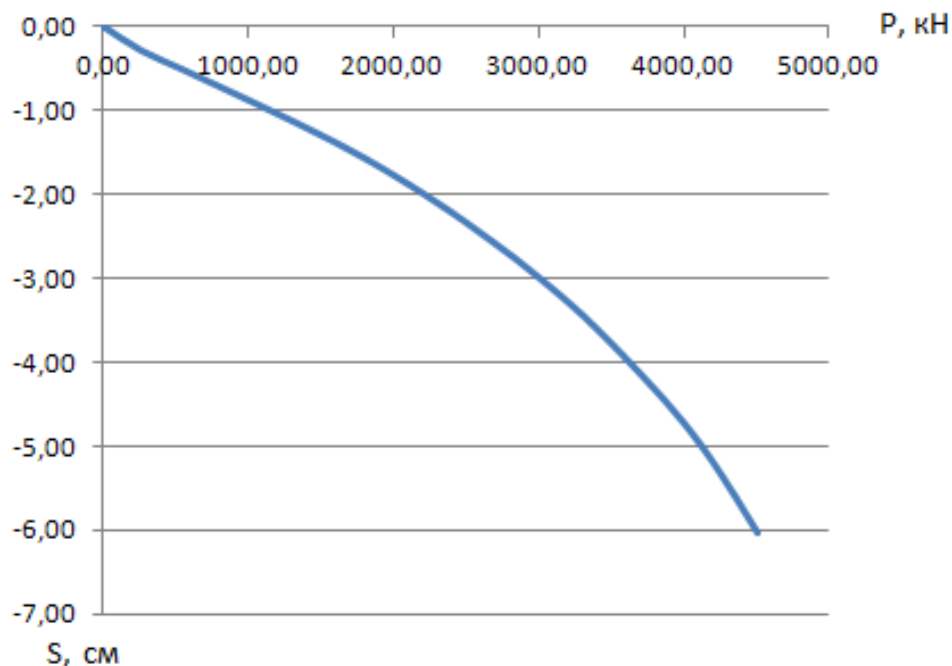


Рис. 1.45 - Графік залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком $3,5d$

Отримуємо осідання фундаменту $6,03$ см та несучу здатність 2150 кН.

Отже, можна зробити висновок, що армуючи вертикальні елементи – ґрунтоцементні палі дають позитивний ефект в осіданні основи (зменшення осідання) та несучій здатності фундаменту (збільшення несучої здатності).

Висновки за розділом 1

Отже, у результаті проведених досліджень з вдосконалення методики розрахунку армованих вертикальними елементами основ можна зробити такі висновки:

1. при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних палей $\varnothing 0,2$ м – несуча здатність фундаменту зменшується на $6\% \dots 20\%$.

2. при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \varnothing 0,3 м – несуча здатність фундаменту зменшується, але фундамент все одно працює краще. Несуча здатність такого фундаменту на 6%...53% більша, ніж фундаменту без армування основи.
3. при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \varnothing 0,3 м та \varnothing 0,2 м – осідання збільшуються.
4. еквівалентний модуль деформації зменшується із збільшення кроку армуючих вертикальних елементів, це пояснюється збільшенням відстані між палями в армованій основі.
5. еквівалентні осідання зростають при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \varnothing 0,2 м.

Зміст

ВСТУП.....	10
РОЗДІЛ 1.....	13
1.1 Аналіз сучасного стану питання.....	13
1.1.1 Аналіз існуючих методів армування ґрунту вертикальними елементами та спосіб їх влаштування.....	13
1.1.2 Способи влаштування армованих елементів	33
1.1.3 Використання добавок до ґрунтоцементу.....	35
Висновки за підрозділом 1.1.	36
1.2 Обґрунтування коректності використання програмного комплексу Plaxis 3D для моделювання роботи фундаменту у вертикально армованому середовищі	37
1.3 Експериментальні дослідження міцності та деформативності ґрунтоцементу при додаванні золи виносення	39
1.3.1 Характеристика використовуваних матеріалів.....	39
1.3.2 Проведення та результати експериментальних досліджень.....	41
1.4 Чисельне моделювання системи «фундамент – армована основа».....	50
1.4.1 Програма і методика чисельних досліджень.....	50
1.4.2 Результати моделювання НДС системи «фундамент – ґрунтоцементні палі – армована основа».....	55
Висновки за розділом 1.....	73
РОЗДІЛ 2.....	75
2.1 Архітектурно-будівельні рішення.....	75
2.1.1 Загальні дані.....	75
2.1.2 Генеральний план.....	76
2.1.3 Архітектурно-планувальні рішення першої черги будівництва	78

					08-08. МКР.003.000 ПЗ			
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Пояснювальна записка	Літ.	Арк.	Аркушів
Розроб.	Діденко О.Є.						7	226
Перевір.	Друкований М.Ф.					ВНТУ, гр. Б-18 м		
Реценз.								
Н. Контр.	Друкований М.Ф.							
Затверд.	Моргун А. С.							

2.1.4	Архітектурно-конструктивні рішення першої черги будівництва.....	81
2.1.5	Теплотехнічний розрахунок для огорожень зовнішніх стін.....	83
2.1.6	Зовнішнє оздоблення.....	84
2.1.7	Внутрішнє оздоблення.....	85
2.1.8	Пожежна безпека.....	85
2.2	Основи та фундаменти.....	88
2.2.1	Підготовка даних для проектування основ та фундаментів.....	88
2.2.2	Проектування фундаменту мілкого закладання на природній основі з допущенням просідання.....	93
2.2.3	Проектування фундаменту мілкого закладання на природній основі з недопущенням просідання.....	100
2.2.4	Проектування фундаменту мілкого закладання на штучній основі..	104
2.2.5	Проектування фундаменту з бурових паль з розширенням.....	106
2.2.6	Розрахунок фундаменту у варіанті на армованій основі	111
2.2.7	Техніко-економічна оцінка варіантів.....	118
2.2.8	Розрахунок міцності тіла фундаменту кращого варіанту	118
2.3	Організація будівельного виробництва.....	124
2.3.1	Отримання дозволу на виконання будівельно-монтажних робіт	124
2.3.2	Вибір комплекту машин та механізмів для виконання робіт.....	126
2.3.3	Калькуляція трудовитрат та заробітної плати.....	128
2.3.4	Проектування і розрахунок календарного графіка виконання робіт по об'єкту.....	129
2.3.5	Проектування будівельного генерального плану.....	139
2.3.6	Прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів.....	145
2.3.7	Техніко-економічні показники проекту.....	148
	РОЗДІЛ 3.....	150
3.1	Техніко-економічне порівняння фундаментів.....	150
3.1.1	Підрахунок об'ємів робіт.....	150

					08-08.МКР.003.00.000 ПЗ	Арк.
	Кільк.	Аркуш	Підпис	Дата		

3.2	Складання кошторисного розрахунку і порівняння варіантів.....	154
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	162
4.1	Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкту.....	162
4.1.1	Технічні рішення з безпечної експлуатації організації робочих місць при улаштуванні штучних основ і фундаментів.....	162
4.1.2	Електробезпека.....	167
4.2	Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії.....	168
4.2.1	Мікроклімат.....	168
4.2.2	Склад повітря робочої зони.....	170
4.2.3	Виробниче освітлення.....	171
4.2.4	Виробничий шум.....	173
4.2.5	Виробнича вібрація.....	173
4.2.6	Психофізичні фактори.....	174
4.3	Цивільна безпека.....	177
4.3.1	Дія іонізуючих випромінювань на організм людини.....	177
4.3.2	Розрахунок коефіцієнта протирадіаційного захисту приміщення першого поверху.....	178
	Висновки.....	183
	Список використаних джерел.....	184
	Додаток А Технічне завдання.....	193
	Додаток Б Специфікація елементів заповнення прорізів (1-ша черга).....	199
	Додаток В Відомість опорядження приміщень (1-ша черга).....	200
	Додаток Г Коштористні розрахунки варіантів фундаментів.....	201
	Додаток Д Калькуляція працевитрат та заробітної плати.....	212
	Додаток Е Визначення тривалості виконання робіт.....	215
	Додаток Ж Розрахунок і проектування тимчасових будівель.....	226

					08-08.МКР.003.00.000 ПЗ	Арк.
	Кільк.	Аркуш	Підпис	Дата		

Тема: «Використання ґрунтоцементних паль з добавкою мінеральних компонентів для стовпчастих фундаментів житлових будинків»

Метою роботи є розроблення методики оцінювання напружено-деформованого стану "армована основа – фундамент" з ґрунтоцементних паль з додаванням золи винесення.

Для досягнення цієї мети необхідно було вирішити такі завдання:

- дослідним шляхом визначити вплив заміни частини цементу у складі в'язучого ґрунтоцементу на його міцність та деформативність;
- проаналізувати стан проблеми оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) системи "армована основа – фундамент" і на цій основі прийняти модель її сумісної роботи. Розробити методику визначення параметрів моделі і складання вихідних даних для моделювання, розробити принципи складання розрахункових схем;
- виконати математичне моделювання роботи стовпчастого фундаменту на армованій основі;
- провести розрахункові дослідження впливу діаметру і кроку елементів армування на властивості армованої основи.

Проведення та результати експериментальних досліджень

На даний момент часу було визначено основні властивості ґрунту, який використовується в дослідженнях, а саме:

- щільність ґрунту
- вологість ґрунту
- межа розкочування
- вологість на межі текучості



Рис.2 – Визначення вологості ґрунту на межі текучості



Рис.3 – Визначення щільності ґрунту методом ріжучого кільця

Характеристика використаних матеріалів

Вихідними матеріалами для виготовлення ґрунтоцементу приймаємо цемент, ґрунт - суглинок, воду.

Цемент виготовлений згідно з вимогами ДСТУ Б В. 2.7-46-96.

В якості в'язучого використовувався портландцемент марки М400.

В якості мінеральної добавки застосовуємо золу-виносу Ладижинської ТЕС.

Вода гідрокарбонатно-кальцієва, слабомінералізована, слаболужна, показник рН = 8, яка не містить шкідливих домішок, що перешкоджає нормальному твердінню цементу.



Рис.1 –Матеріалами для виготовлення ґрунтоцементу

Оксиди	SiO ₂	TiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	FeO	MgO	MnO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	P ₂ O ₅
Масова частка оксидів, % за даними	55,3	1,4	22,34	5,42	2,52	0,12	2,46	5,96	0,75	2,46	0,38	0,33

Табл.1 - Хімічний склад золи-виносу Ладижинської ТЕС



Рис.4 – Готові зразки



Рис.5 – Випробування зразків-кубів на пресі

Графіки міцності ґрунтоцементу із різним відсотком мінеральної добавки

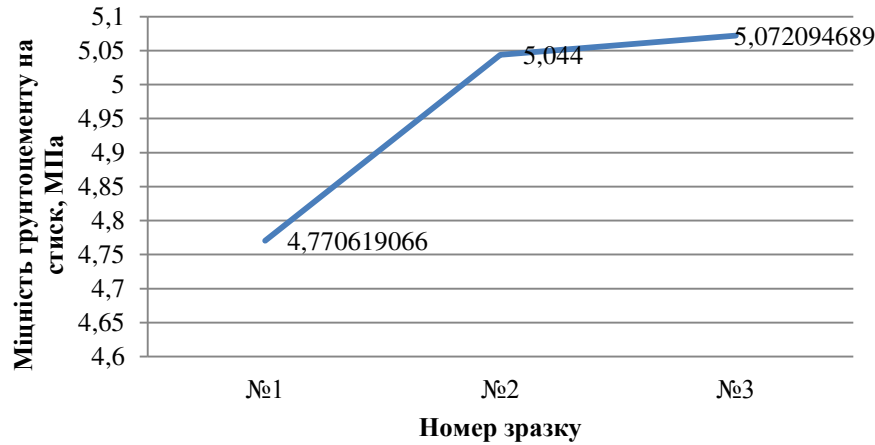


Рис.6– Діаграми міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 100 %

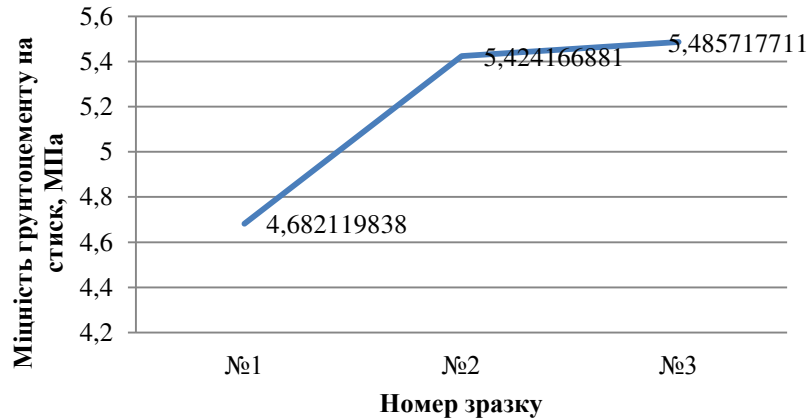


Рис.8– Діаграма міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 40 % та золи-виносу 60 %

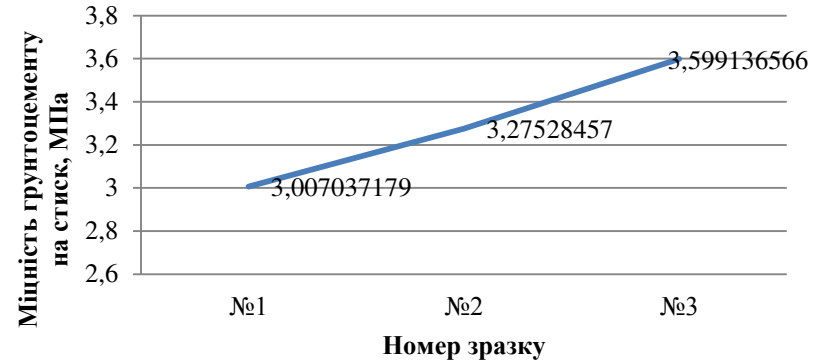


Рис.7– Діаграма міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 80 % та золи-виносу 20 %

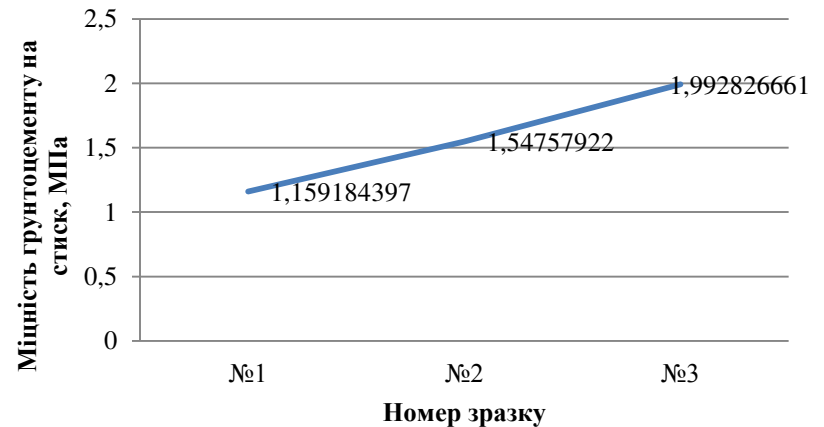


Рис.9– Діаграма міцності ґрунтоцементу на стиск із вмістом цементу 20 % та золи-виносу 80 %

Загальний графік із середніми значеннями міцності зразків

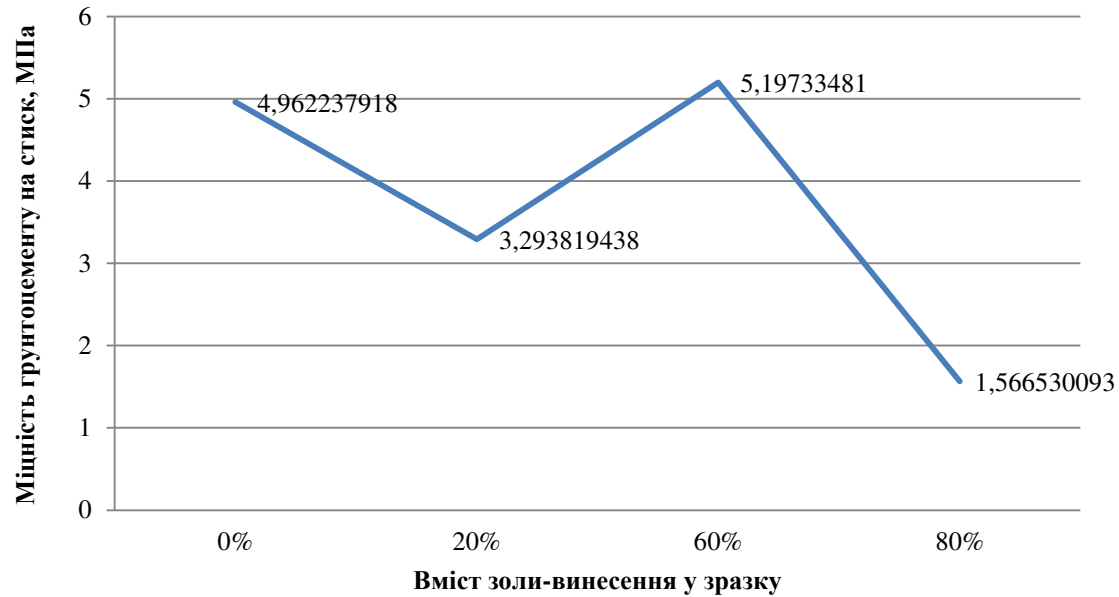


Рис.10– Залежність міцності ґрунтоцементу на стиск від вмісту мінеральної добавки

Визначення модуля деформації

№	Вміст цементу, %	Вміст золи-виносу, %	Модуль деформації E, МПа
1	100	0	2757,91
2	40	60	2154,03
3	20	80	363,31

Табл.2 – Значення модуля деформації ґрунтоцементу та ґрунтоцементу з мінеральною добавкою



Рис.11 – Випробування зразків - призм

Чисельне моделювання системи «фундамент – армована основа»

Програма визначення несучої здатності фундаменту та впливу на неї вертикального армування ґрунту передбачала наступні етапи:

- створення розрахункової схеми стовпчастого фундаменту; (рис. 12).
- створення розрахункової схеми стовпчастого фундаменту з вертикальним армуванням ґрунту; (рис. 13);
- дослідження залежності несучої здатності стовпчастого фундаменту з вертикальним армуванням ґрунту від діаметру та кроку армуючих елементів (ґрунтоцементних паль);
- побудова графіків залежності «осідання-навантаження».

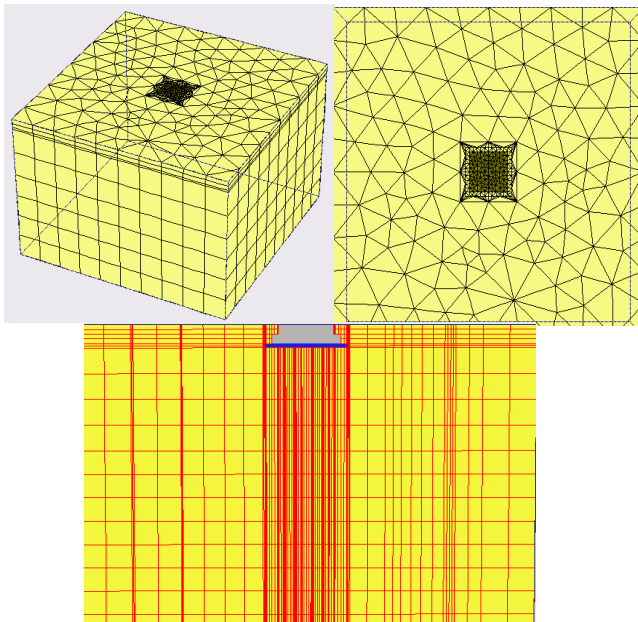


Рис. 12 - Модель стовпчастого фундаменту

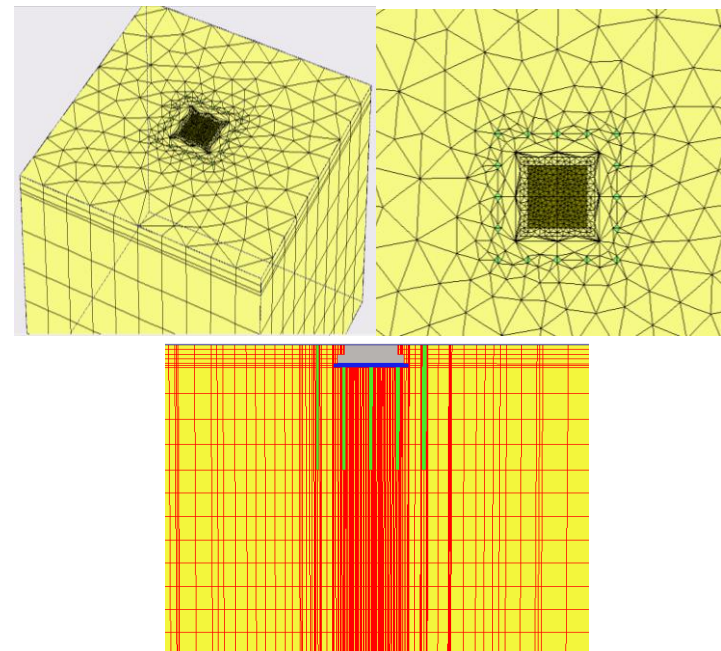


Рис. 13 - Модель стовпчастого фундаменту з вертикальним армуванням ґрунтоцементними пальями

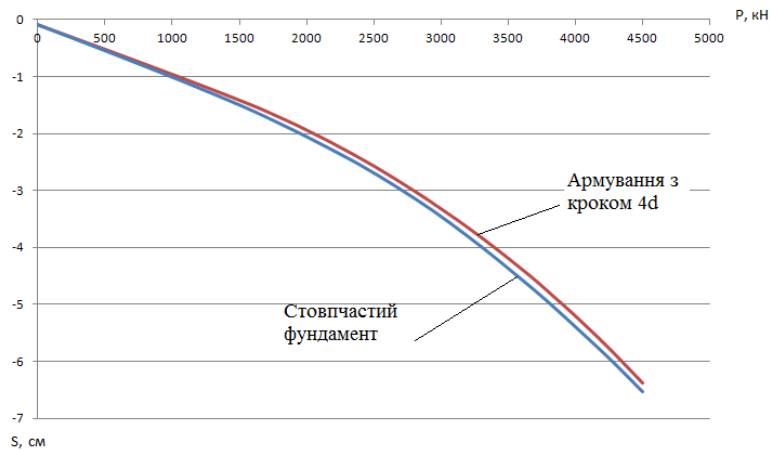


Рис. 14- Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 4d

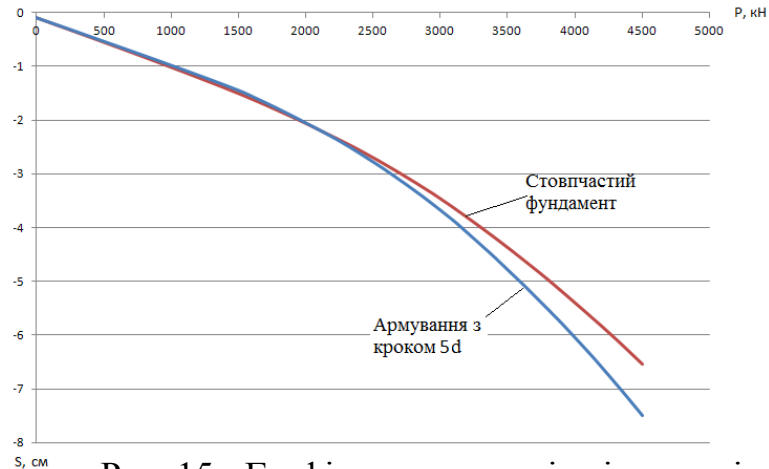


Рис. 15 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 5d

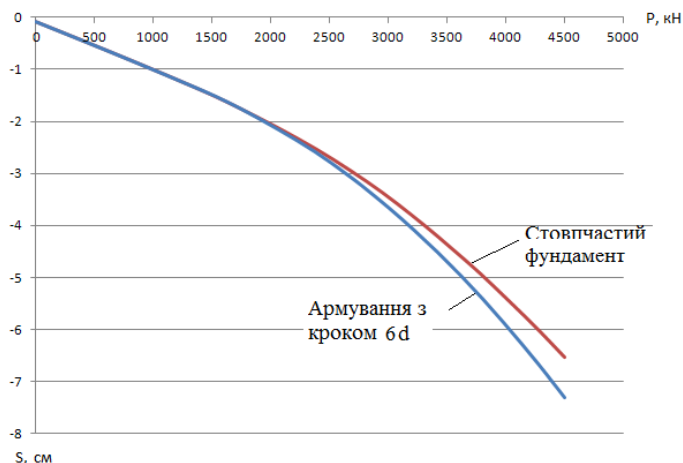


Рис. 16 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту, розташованого в масиві, армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 6d

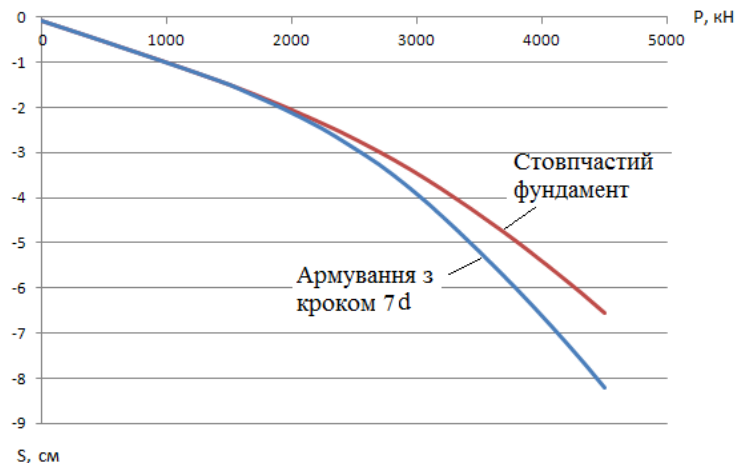


Рис. 17 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями Ø 0,2 м з кроком 7d

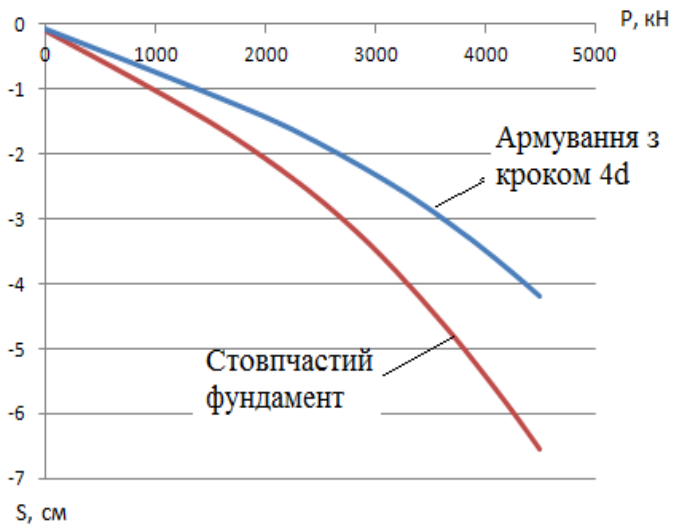


Рис. 18 - Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 4d

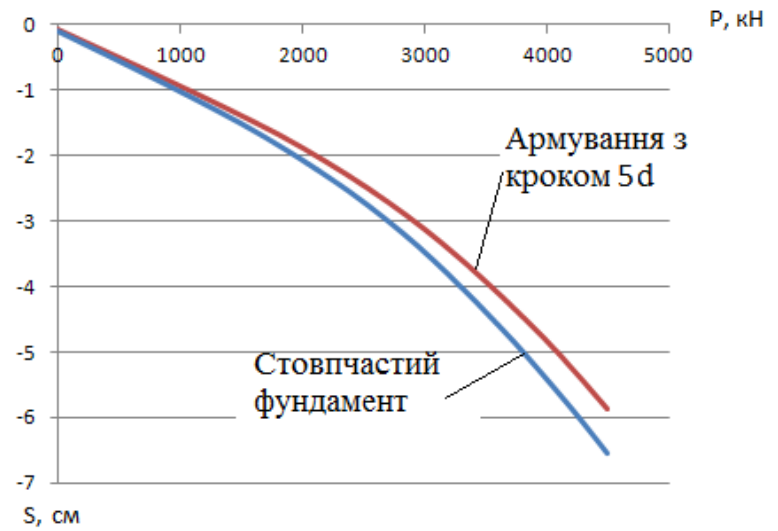


Рис. 19- Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 5d

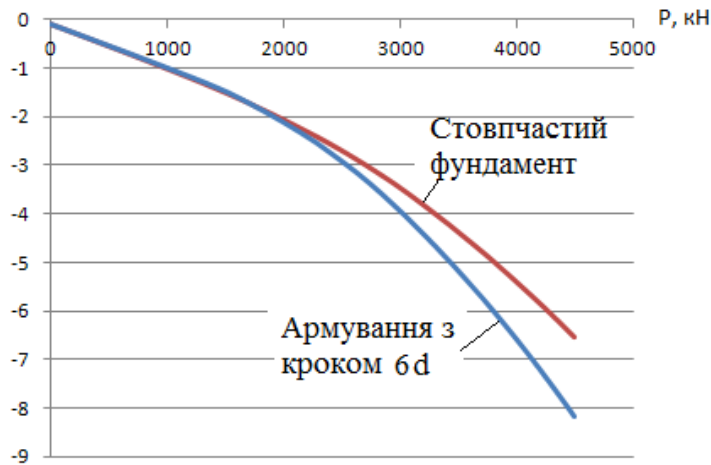


Рис. 20 -Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 6d

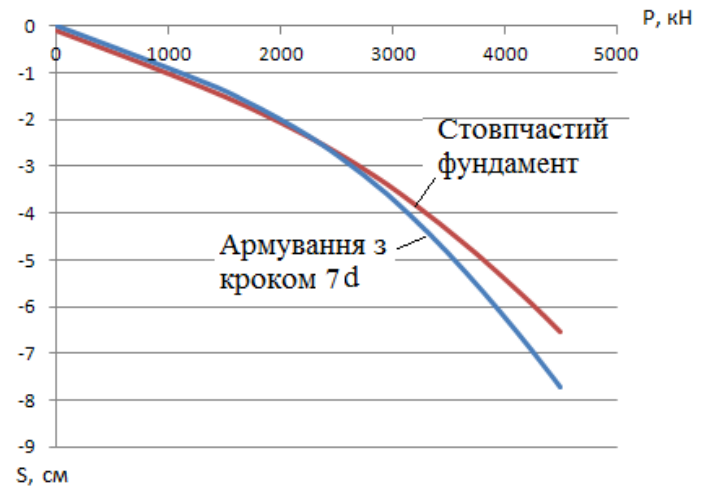
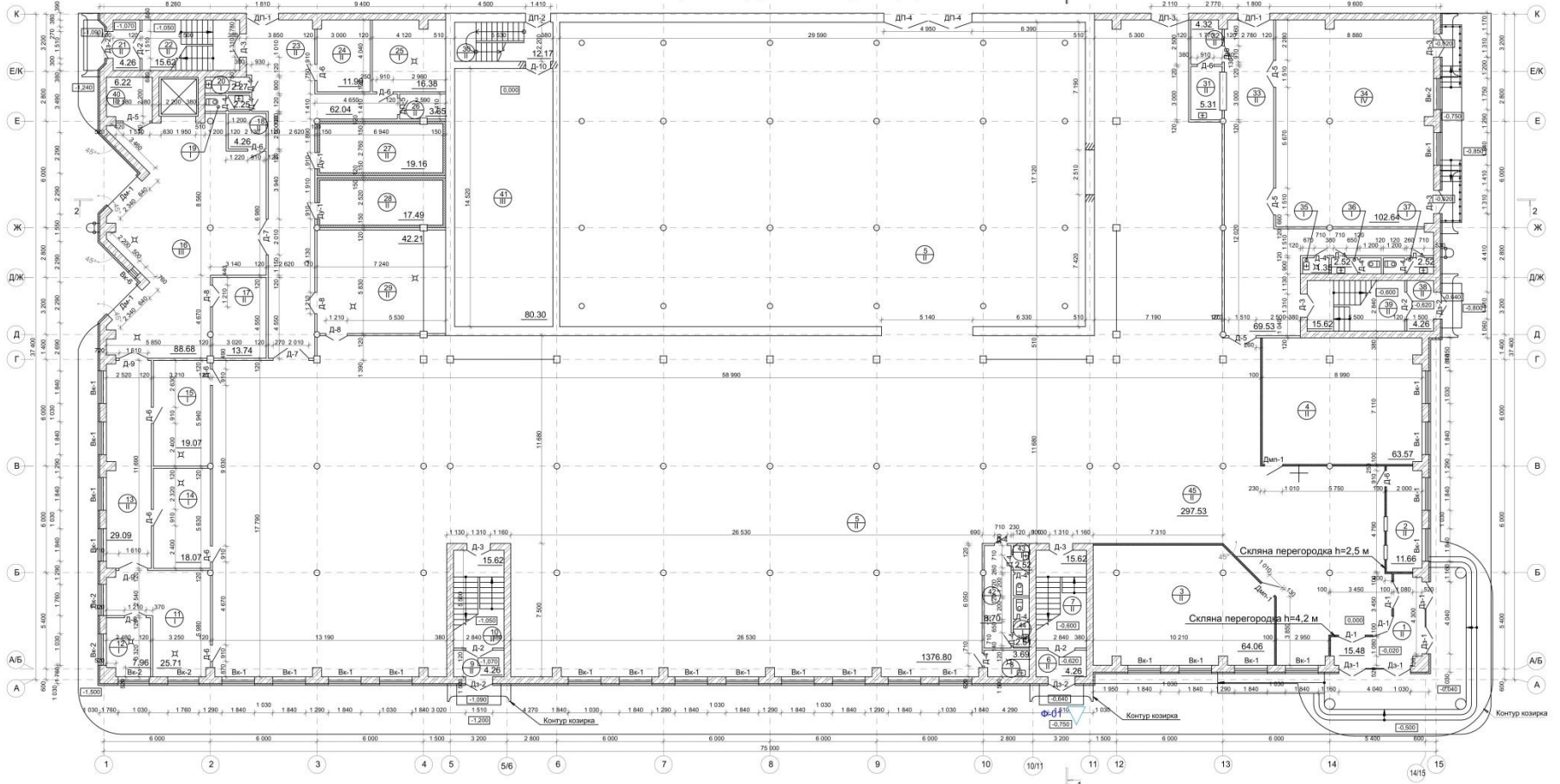


Рис. 21- Графіки залежності осідання від навантаження для стовпчастого фундаменту та фундаменту розташованого в масиві армованому ґрунтоцементними палями $\varnothing 0,3$ м з кроком 7d

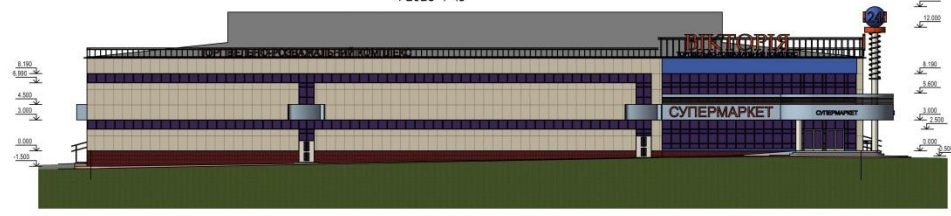
Висновки за результатами дослідження:

- при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – грунтоцементних паль \varnothing 0,2 м – несуча здатність фундаменту зменшується на 6%...20%.
- при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – грунтоцементних паль \varnothing 0,3 м – несуча здатність фундаменту зменшується, але фундамент все одно працює краще. Несуча здатність такого фундаменту на 6%...53% більша, ніж фундаменту без армування основи.
- при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – грунтоцементних паль \varnothing 0,3 м та \varnothing 0,2 м – осідання збільшуються.
- еквівалентний модуль деформації зменшується із збільшення кроку армуючих вертикальних елементів, це пояснюється збільшенням відстані між палями в армованій основі.
- еквівалентні осідання зростають при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – грунтоцементних паль \varnothing 0,2 м

План першого поверху на відм. 0.000 (1-ша черга)



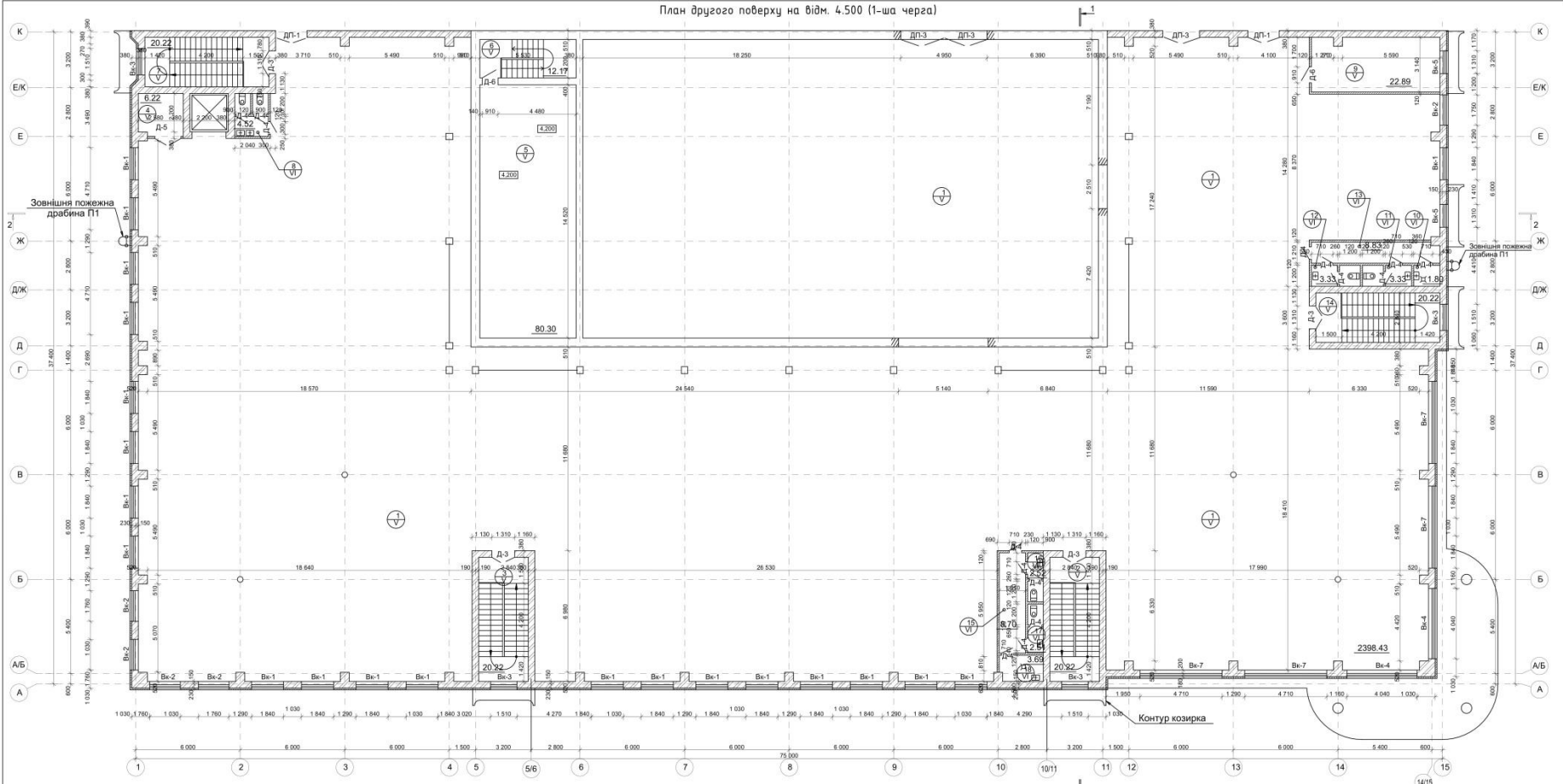
Фасад 1-15



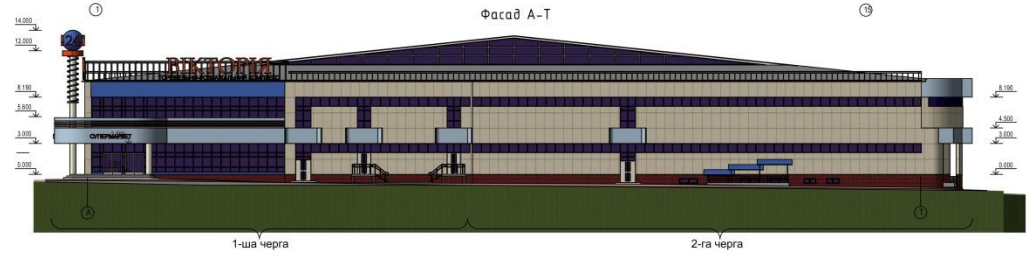
- Умовні позначення**
- Проріз, що проводиться
 - Цегляна стіна - існуюча
 - Цегляна стіна - проєктована
 - Цегляна перегородка
 - Цегляна перегородка з утепленням
 - Метало-пластикові перегородка $h=2.5$ м
 - Метало-пластикові перегородка $h=4.2$ м
 - Метало-пластикові перегородка $h=2.5$ м
 - Метало-пластикові перегородка $h=4.2$ м
 - Метало-пластикові перегородка $h=2.5$ м
 - Метало-пластикові перегородка $h=4.2$ м

08-08 МКР.0 - АБ			
Реконструкція будівлі кооперативу в торговельно-розважальний комплекс Ч.1. Перша черга. Ч.2. Друга черга			
Розробник	Данилюк О.С.	Склад	Архив
Коректор	Дружованич Ф.Ф.	Виконавці	грунтозаписки, план
Проектант	Дружованич М.Ф.	Затверджені	П
Склад		План першого поверху на відм. 0.000 (1-ша черга), Фасад 1-15	
Затверджені	Моргулі А.С.		ВНТУ, гр. Б - 18 м

План другого поверху на відм. 4.500 (1-ша черга)



Фасад А-Т



Умовні позначення

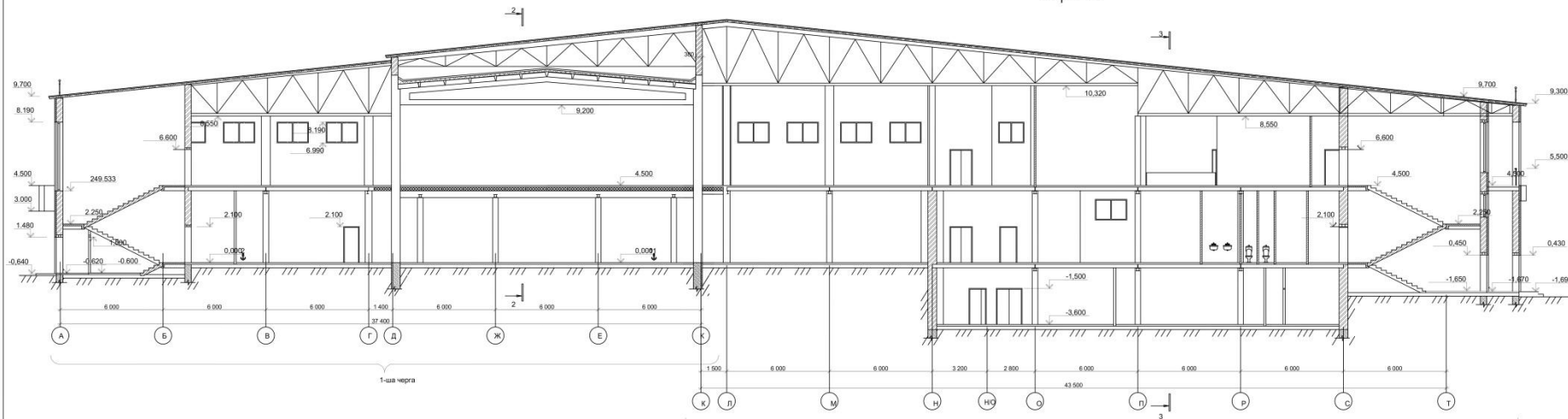
- Проріз, що пробивається
- Цілий стіна - існуюча
- Цілий стіна - проєктована
- Перегородки з валиків пінобетону
- Металева ребра жорсткості

08-08 МКР.0 - АБ				Реконструкція будівлі енергоцентру в торговельно-розважальній комплексі Ч.1. Перша черга. Ч.2. Друга черга			
№	Клас	Лист	Назва	Прийнято	Дата		
Розробив	Данилюк О.Є.	Використання ґрунтовемих палив з робітними записами внесеними для сповіщення фундаментів				П	
Визначив	Дружинини Ф.Ф.						
Проектанта	Фундації М.Ф.	План другого поверху на відм. 4.500 (1 черга), Фасад А-Т					
Спеціаліст							
Затвердив	Морган А.С.						

ВНТУ, гр. Б - 18М

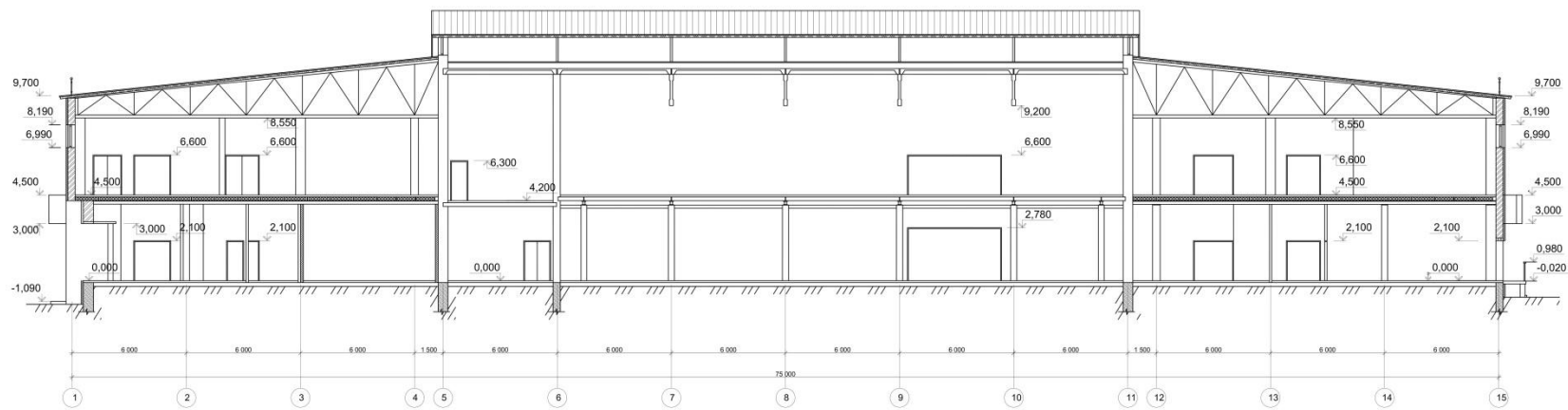
Розріз 1-1

Розріз 1-1



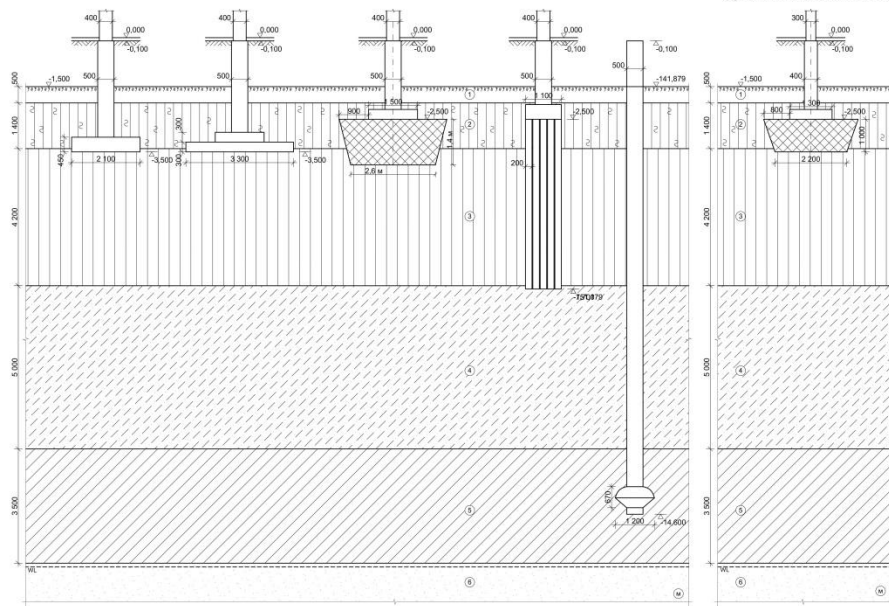
Розріз 2-2

2-га черга

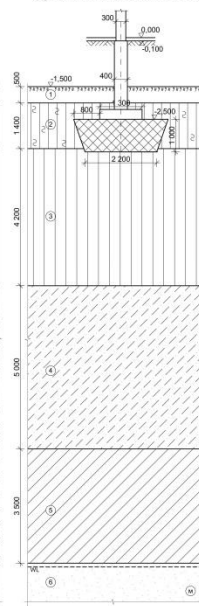


				08-08 МКР-0 - АБ			
				Реконструкція будівлі експлату і територіальне озеленення майдану.			
				Ч.1. Перша черга. Ч.2. Друга черга			
№	Клас	Лист	№ роз.	Планс.	Діляч.		
Заб.	Коробка	Діаметр	Д.С.	Використання грунтостійких паль з робочим з'ємним навантаженням для стовпчастих фундаментів		Склад	Архит.
Коробка	Діаметр	Д.С.	Д.С.			П	Архит.
Норматив	Діаметр	Д.С.	Д.С.			Розріз 1-1, 2-2	
Особлив.						ВНТУ, пр. Б - 18м	
Завдання							

Геологічний розріз з варіантами фундаментів по осі Г



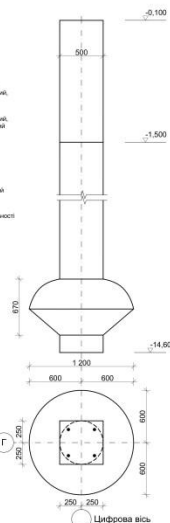
Геологічний розріз фундаментів по осям Б,В



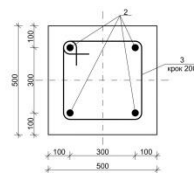
Умовні позначення

- 1 Ріпчастий ґрунт
- 2 Супілля пористий, гумозний, жовто-бурий, просійний
- 3 Супілля калюжий, тварчий, з карбонатами, просійний
- 4 Супілля жовте, фізико-механічне, просійване з промивкою піску
- 5 Супілля глинчасте
- 6 Пилоподібний, сир. шліхтисті відом'янисті

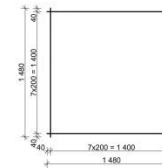
Фундамент з бурової палі з розширенням



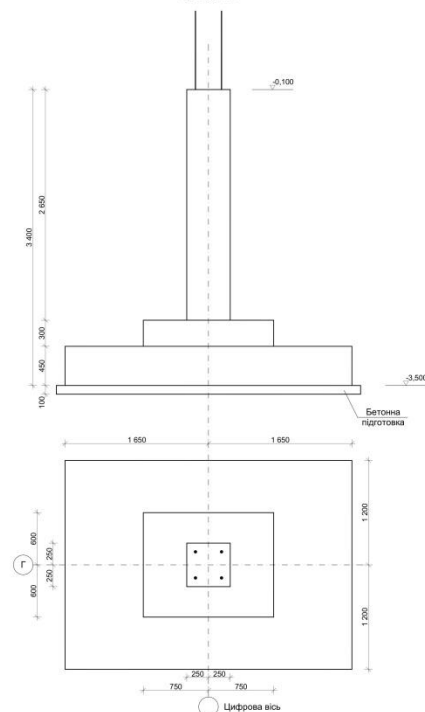
1 - 1



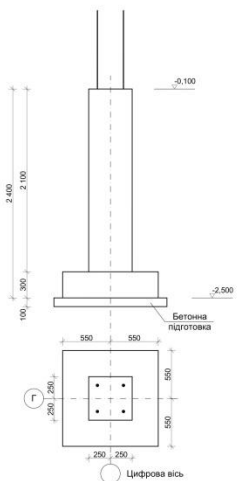
C - 1



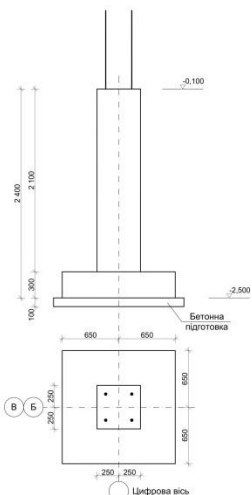
Фундамент мілкого закладання на природній основі з умови недопущення просідань



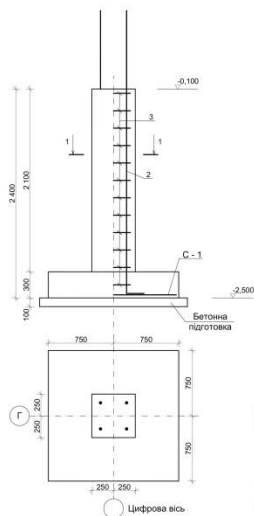
Фундамент на основі, підсилені ґрунтоцементними пілями



Фундамент мілкого закладання на ґрунтовій подушці по осям Б,В



Фундамент мілкого закладання на ґрунтовій подушці



Відомість витрати сталі на 1 п. м, кг

Марка елемента	Вироби арматурні					Всього
	Арматура класу					
	A 400 С		A 240 С		Всього	
	ДСТУ 3760:2006					ДСТУ 3760:2006
	Ø10	Ø14	Всього	Ø6	Всього	
Фундамент в варіанті мілкого закладання на ґрунтовій подушці	14,72	17,56	32,28	5,4	5,4	37,68

Специфікація на 1 п.м

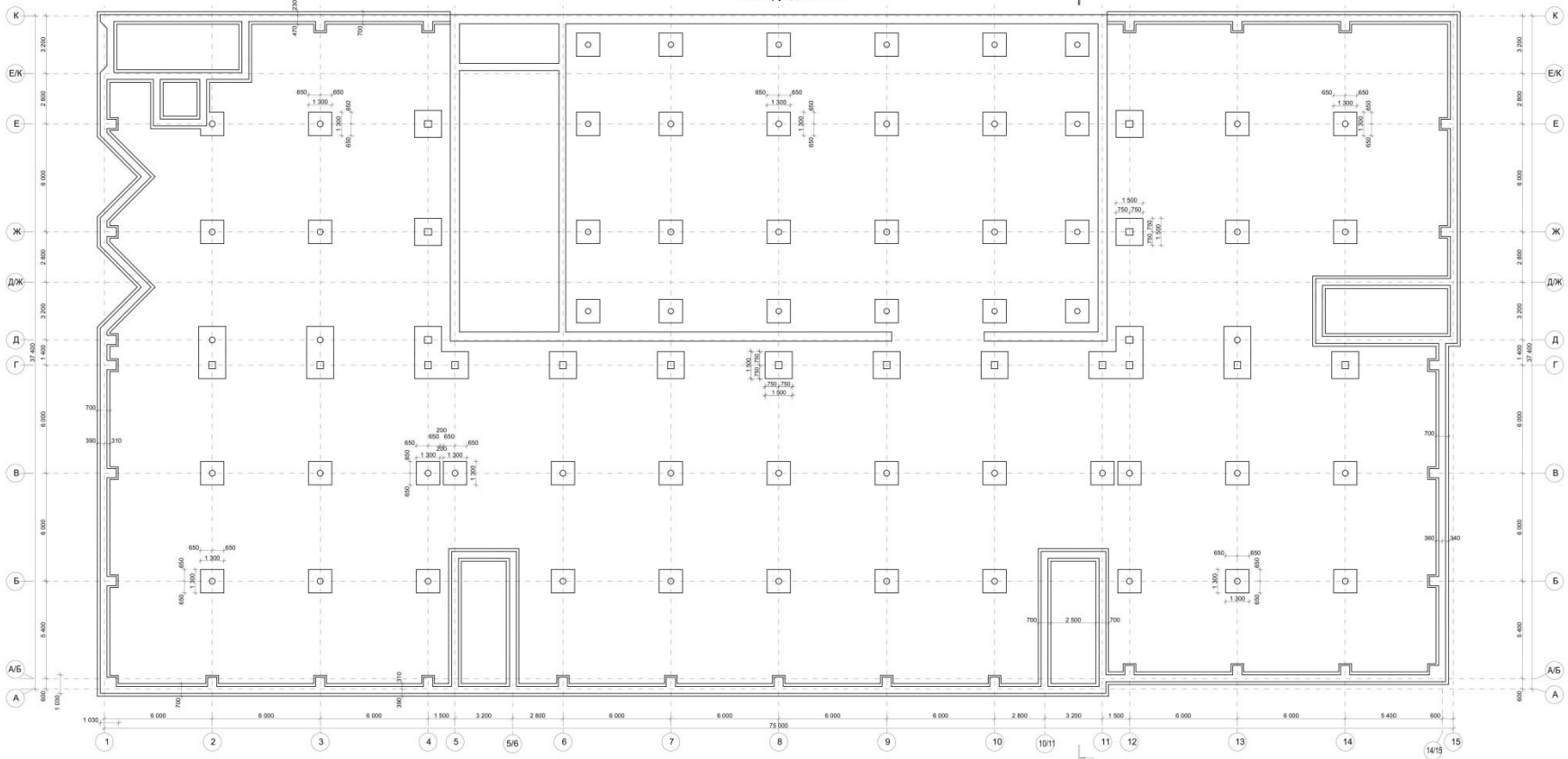
Марка поз.	Позначення	Найменування	Клп.	Маса од. кг	Примітки
Фундамент у варіанті мілкого закладання на ґрунтовій подушці					
Складальні одиниці					
C-1		Сітка С-1	1	30,08	30,08
Деталі					
2		Ø14 А 400 С l = 3 460	4	4,38	17,56
3		Ø6 А 240 С l = 1 140	12	0,45	5,4
Матеріали					
		Бетон С 16/20			1,2 м ³

Специфікація на арматурну сітку на 1 п.м

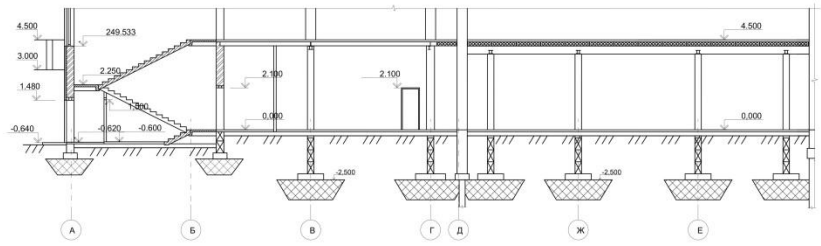
Марка виробу	Поз. дит.	Найменування	Клп.	Маса од. кг	Маса виробу кг.
C-1	1	Ø10 А 400 С l = 1 480	16	0,92	14,72

08-08 МКР.0 - КБ					
Реконструкція будівлі екоцентру в торгово-розважальний комплекс. 14.1. Перша черга. 14.2. Друга черга					
Зм.	Підпис	Лист	№ дит.	Планш.	Датум
Розробив	Виконав	С.С.			
Керував	Дубровський М.Ф.	Використання ґрунтоцементної пилі з добуванням сили внесенням для стійкості фундаментів			
Нормувальник	Фундаментна М.Ф.	Геологічний розріз, робоче креслення, фундаменти, розріз 1-1, 1-1.			
Специант		Сітка С-1, специфікація			
Завершив	Могун А.С.	ВНТУ, гр. Б - 18м			

План фундаментів



Розріз 1-1



				08-08 МКР.0 - КБ			
				Реконструкція будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. м.Т. Перша черга. Ч.2. Друга черга.			
За	Крес	Лист	№ арк.	Плещ.	Дати	Використання ґрунтоцементних палів з добавками золи виносної для стовпчастих фундаментів	
Розробив	Дружованов М.Ф.			Сталеві	Армув.	Армуєть	
Нормуючий	Дружованов М.Ф.			П			
Специал.				План фундаментів.			ВНТУ, гр. Б - 18м
Затвердив	Мороз А.С.			розріз 1-1			

КАЛЕНДАРНИЙ ГРАФІК ВИКОНАННЯ РОБІТ ПО ОБ'ЄКТУ

Робочі дні 2018-2019 рік

№ п/п	Найменування робіт	Класифікаційний код	Підрозділ виконання робіт	Обсяг робіт (кв.м, шт, т, км)	Терміновість				Початок виконання робіт	Закінчення виконання робіт	Відсоток виконання робіт															
					кв. рік																					
					І	II	III	IV																		
					Березень	Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень	Вересень	Жовтень	Листопад	Грудень	Січень	Лютий	Березень	Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень	Вересень	Жовтень	Листопад	
1	Виконання робіт згідно з проектом	0101	0101	1000	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
2	Виконання робіт згідно з проектом	0201	0201	1000	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24

ГРАФІК РЧУ РОБОЧИХ КАДРІВ ПО ОБ'ЄКТУ



ГРАФІК РЧУ ОСНОВНИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАШИН ТА МЕХАНІЗМІВ

Найменування будівельної машини	Класифікація	Робочі дні																									
		І	II	III	IV	І	II	III	IV	І	II	III	IV														
Бурливар 23-75	1																										
Грунтокоратор 10-1000	1																										
Грунтокоратор 10-1000	1																										
Автомобіль НАЗ-5018	2																										
Кран 2200	1																										
Грунтокоратор	1																										
Грунтокоратор	1																										

ГРАФІК РЧУ ПОСТАВКИ ОСНОВНИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ

Найменування будівельних матеріалів та конструкцій	Класифікація	Робочі дні																								
		І	II	III	IV	І	II	III	IV	І	II	III	IV													
Сирце бетону класу В20	0601	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Грунтокоратор	0601	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Сирце бетону класу В20	0601	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Сирце бетону класу В20	0601	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Сирце бетону класу В20	0601	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

09-08 МКР.0 - ПОБ

Реконструкція будівлі інституту в торговель-розважальний комплекс, Ч.1. Перша черга. Ч.2. Друга черга

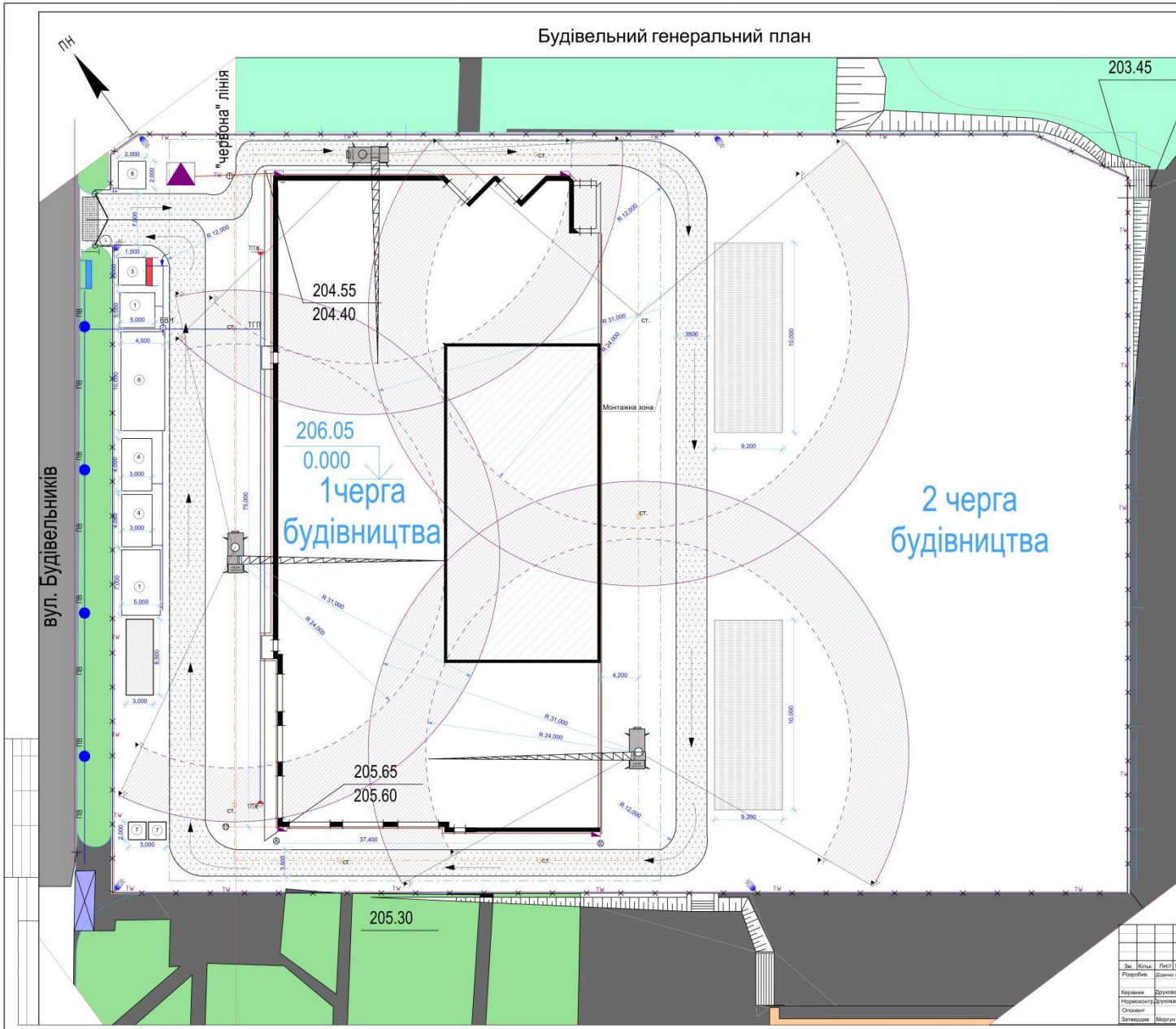
Використання ґрунтово-механічних паль з додаванням з'єднувачів для стійкості фундаментів

П

Календарний графік виконання робіт по об'єкту (1 черга)

ВНТУ, гр. Б - 18М

Будівельний генеральний план



Умовні позначення

×	Огородження
—	Вісь руку крану
→	Напрямок руху автотранспорту
☼	Прожектор освітлення
⊥	Табличка "Небезпечна зона. Працює кран"
5	(5 км/год) "Обмеження максимальної швидкості"
⊕	Схема руху автотранспорту
▬	Інформаційний щит
▬	Інформаційний щит на протипожежну тематику
⚡	Тимчасова трансформаторна станція
⚡	Розподільчий щит
—	Постійна ЛЕП
—	Тимчасова ЛЕП
●	Постійна мережа водопроводу
●	Тимчасова виробнича мережа водопроводу з колодязями
●	Тимчасова госп.-побутова мережа водопроводу з колодязями
⌊	Питний фонтанчик
●	Тимчасова протипожежна мережа і гідранти
■	Постійна дорога
▬	Відкритий та закритий склади
▬	Тимчасова дорога
▬	Площадка для очищення коліс

Експлікація тимчасових будівель і споруд

Найменування	Кількість	Корисна площа, м ²	Розміри в плані, м	Тип будівлі
1 Контра виконавця робіт	1	25,0	5,0x5,0x3,0	Котельня
2 Газаробні і утилізаційні	1	35,0	7,0x5,0x3,0	Котельня
3 Пряміщення для обробки та відпуску робітників	1	4,5	1,5x3,0x3,0	Котельня
4 Душові	2	12,0	4,0x3,0x3,0	Котельня
5 Пряміщення для сушіння одягу та взуття	1	4,5	1,5x3,0x3,0	Котельня
6 Пряміщення для прайку і т.	1	45,0	4,5x10,0x3,0	Котельня
7 Туалет	2	6,0	3,0x2,0x3,0	Мірно-робочі
8 Прокладка	1	4,0	2,0x2,0	Котельня

Техніко-економічні показники

Найменування	Од. вим.	Значення
Показник рівномірності будівельного потоку в часі	-	2,08
Показник компактності забудованості	-	0,75
Показник відношення площі тимчасових будівель до площі забудови	-	0,049
Показник використання території під склади	-	0,069
Директивний термін будівництва	днів	540
Фактичний термін будівництва	днів	524

08-08 МКР.0 - АБ

Реконструкція будівлі кінопаури в торговель-розважальний комплекс, Ч.1. Перша черга. Ч.2. Друга черга

№	Клас	Лист	№ дил.	Підпис	Дата	Використання геоінформаційних даних з доданням зосіб внесених для стовпчастих фундаментів	Статус	Архив	Архив
Розробив	Данилюк О.С.						П		
Вірив	Данилюк М.Ф.								
Нормувач	Данилюк М.Ф.								
Спеціал.						Будівельний генеральний план (1 черга)			
Затвердив	Мороз А.С.								ВНТУ, гр. Б - 18м

Дякую за увагу!



РОЗДІЛ 3

ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

3.1 Техніко-економічне порівняння фундаментів

Для визначення економічної ефективності застосування армованої основи з ґрунтоцементних палей з додаванням золи винесення порівнюємо для фундаментів технічного об'єкту традиційне рішення – фундамент мілкого закладання на природній основі, з рішенням, розглянутим у науково-дослідній частині, - фундамент мілкого закладання на армованій основі, коли елементами армування є ґрунтоцементні палі з додаванням золи винесення.

3.1.1 Підрахунок об'ємів робіт

Земляні роботи виконуються таким чином: відкопування котловану з вертикальними стінками до рівня підшви фундаменту.

Глибину котловану приймаємо на 0,1 м більше глибини закладання з метою улаштування бетонної підготовки. Обсяги робіт визначаємо для одного фундаменту по осі Г.

На тис. 3.1, 3.2 наведені конструктивні рішення варіантів фундаментів.

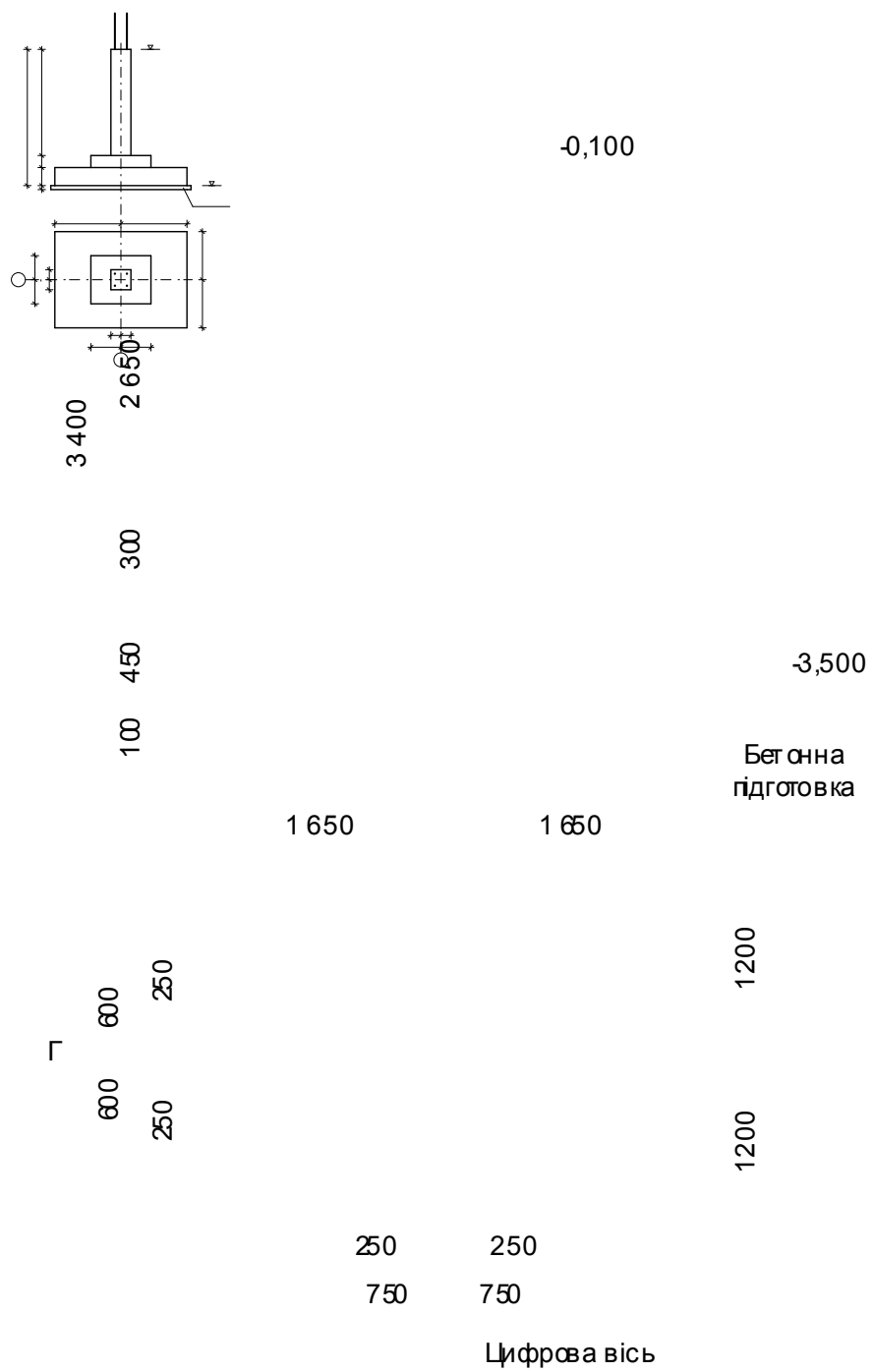


Рисунок 3.1 – Традиційне конструктивне рішення фундаменту на природній основі з недопущенням просідань

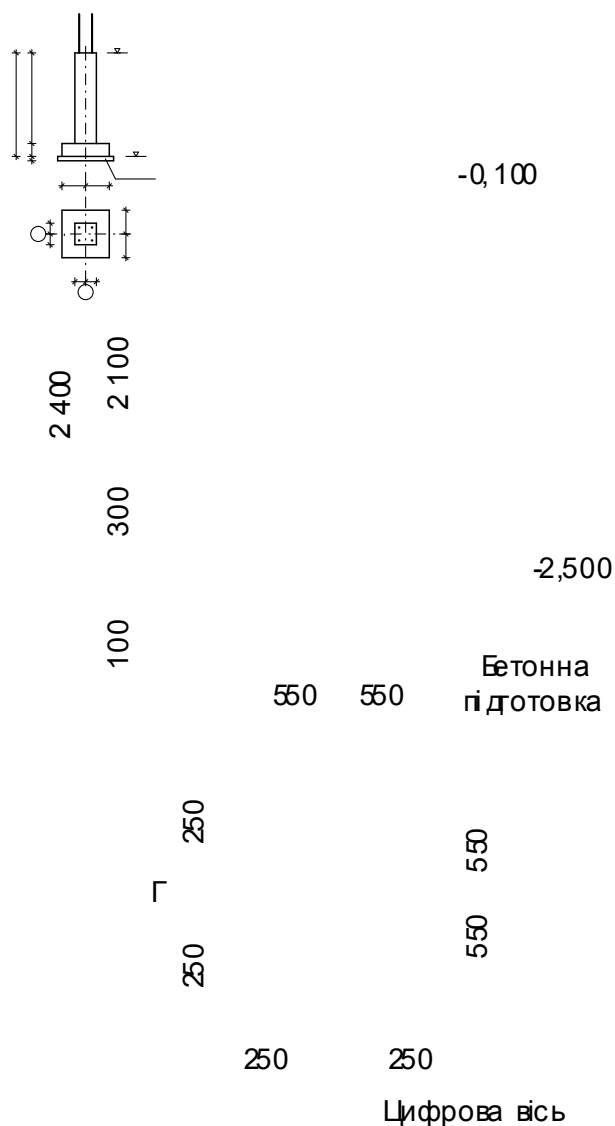


Рисунок 3.2 – Конструктивне рішення фундаменту на основі, підсиленій ґрунтоцементними палями з додаванням золи винесення

Результати розрахунків наведені у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Обсяги основних робіт на фундамент по осі Г

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
1. Фундамент мілкового закладання на природній основі з умови недопущення просідань			
Відкопування котловану	1000м ³	$V_3=4,7 \times 3,5 \times 2,1 = 34,5 \text{ м}^3$	0,0345
Улаштування бетонної підготовки	м ³	$V_{\text{б.п.}}=(2,4+0,2) \times (3,3+0,2) \times 0,1 = 0,91 \text{ м}^3$	0,91

Продовження таблиці 3.1

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
Улаштування монолітного стовпчастого фундаменту висотою 3,4 м	м ³	$V_6=2,4 \times 3,3 \times 0,45 + 1,5 \times 1,2 \times 0,3 + 0,5 \times 0,5 \times 2,65 = 4,77 \text{ м}^3$	4,77
Кількість арматури фундаменту, приведеної до класу А-І	кг	$G_a=4,77 \times 0,007 \times 7850 = 262$	262
Зворотна засипка ґрунту	1000м ³	$V_{\text{зас.}}=V_3-V_6-V_{\text{б.п.}}=34,5+26,4 \times 1,5-0,91-4,77 = 68,4 \text{ м}^3$	0,0684
Ущільнення ґрунту у пазухах котловану	100м ³	$V_{\text{ущіл.}}=V_{\text{зас.}}=68,4 \text{ м}^3$	0,684
2. Фундамент на основі, підсилений ґрунтоцементними пальями з додаванням золи винесення			
Відкопування котловану	1000м ³	$V_3=3,4 \times 3,4 \times 1,1 = 12,7 \text{ м}^3$	0,0127
Улаштування ґрунтоцементних паль діаметром 200 мм у кількості 8 шт.	м ³	$0,25 \pi 0,2^2 \cdot 5,2 \cdot 8$	1,3
Кількість цементу марки 400 для улаштування паль (10% від ваги ґрунту)	кг	$1,3 \cdot 1850 \cdot 0,1$	240
Кількість золи винесення для улаштування паль (10% від ваги ґрунту)	кг		240
Улаштування бетонної підготовки	м ³	$V_{\text{б.п.}}=(1,1+0,2)^2 \times 0,1 = 0,169 \text{ м}^3$	0,169
Улаштування монолітного стовпчастого фундаменту висотою 2,4 м	м ³	$V_6=1,1 \times 1,1 \times 0,3 + 0,5 \times 0,5 \times 2,1$	0,888
Кількість арматури фундаменту, приведеної до класу А-І	кг	$G_a=0,888 \times 0,007 \times 7850 = 49,0$	49,0
Зворотна засипка ґрунту	1000м ³	$V_{\text{зас.}}=V_3-V_6-V_{\text{б.п.}}=12,7 + 26,4 \times 1,5 - 0,169 - 0,888 = 51,2 \text{ м}^3$	0,0512
Ущільнення ґрунту у пазухах котловану	100м ³	$V_{\text{ущіл.}}=V_{\text{зас.}}=51,2 \text{ м}^3$	0,512

3.2 Складання кошторисного розрахунку і порівняння варіантів

Кошторисний розрахунок улаштування фундаментів за запропонованими варіантами виконуємо за допомогою програмного комплексу АВК. Було складено „Локальні кошториси” (форма №4) за кожним з варіантів (табл. 3.2, 3.3).

Для порівняння варіантів визначаємо приведені витрати П.

$$P_i = C_i + E_n \cdot K_i \rightarrow \min,$$

Величини С і К 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, $E_n=0,15$.

Собівартість робіт визначається за формулою:

$$C = PV + ZBV, \quad (3.1)$$

де PV – прямі витрати, грн.

ZBV – кошторисна величина загальнопромислових витрат, грн.

PV та ZBV визначаємо із локального кошторису (табл. 3.2 –3.3).

Для фундаментів, запроектованих за нормами(базовий)

$C=7,65$ тис. грн

Для фундаментів за результатами наукових досліджень

$C=$ грн.

Капітальні вкладення у виробничі фонди:

$$K = K_{ОВФ} + K_{обігові\ кошт}, \quad (3.2)$$

де $K_{ОВФ}$ – вартість основних виробничих фондів;

$K_{обігові\ кошти} = C_{см.}/K_{обор.}$ – обігові кошти,

де $C_{см.}$ – кошторисна вартість (всього по кошторису), грн.;

Основні виробничі фонди визначаються за формулою:

$$K_{ОВФ} = \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i \cdot T_{i,об.}}{T_{i,річн.}}, \quad (3.3)$$

де Φ_i – первісна вартість i -тої машини, грн.;

T_i – тривалість роботи i -тої машини на об'єкті, год.;

$T_{i, \text{річн.}}$ – нормативна тривалість роботи за рік, год.

Результати порівняння варіантів фундаментів наведені в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4– Порівняння варіантів фундаментів

Показники (дані)	Варіанти фундаментів	
	1	2
Прямі витрати, грн.	7,017	5,296
Кошторисна трудомісткість, грн.	0,047	0,085
Кошторисна заробітна плата, грн.	0,94	1,78
Загальновиробничі витрати, грн.	0,635	1,204
Усього за кошторисом, грн.	7,652	6,5
Показники (обчислені)		
Кошторисна величина ЗВВ, грн.	1,204	1,204
Собівартість робіт (С), грн.	7,65	6,50
Обігові кошти, грн.	2,55	2,17
Основні виробничі фонди, грн.	0,387	1,448
Капіталовкладення в виробничі фонди, грн.	2,94	3,61
Показник приведених витрат, грн.	8,005	7,042
Економічний ефект, грн.		0,96

Отримані дані свідчать про те, що влаштування фундаменту на основі підсиленій ґрунтоцементними палями з додаванням золи винесення є економічно вигідним.

**Таблиця 3.2 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-8
на 1 фундамент**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 7,652 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,047 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 0,940 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,1 розряд

Складений в поточних цінах станом на "30 11" 2019 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 заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
										на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-16-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими електричними на гусеничному ході з ковшом місткістю 2,5 [1, 5-3] м3, група ґрунтів 1	1000м3	0,0345	<u>2744,21</u> 158,51	<u>2581,64</u> 808,64	95	5	<u>89</u> 28	<u>8,26</u> 41,3838	<u>0,28</u> 1,43
2	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,0091	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	637	30	<u>17</u> 5	<u>195,75</u> 25,4989	<u>1,78</u> 0,23
3	ЕД6-51-2	Збирання і розбирання опалубки при площі щитів до 1 м2 з окремих дощок для улаштування фундаментів, масивів і підколонників, об'єм, м3 понад 5 до 10	100м3	0,0477	<u>6412,12</u> 4354,02	<u>210,61</u> 65,59	306	208	<u>10</u> 3	<u>226,89</u> 3,5037	<u>10,82</u> 0,17

12 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.0)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ЕД6-62-3	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 8 до 12	m	0,262	<u>9513,50</u> 436,01	<u>100,74</u> 23,53	2493	114	<u>26</u> 6	<u>22,44</u> 1,4234	<u>5,88</u> 0,37
5	ЕД6-66-1	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкції, м3 до 10	100м3	0,0477	<u>62358,23</u> 1137,60	<u>2356,35</u> 602,83	2974	54	<u>112</u> 29	<u>60</u> 28,52	<u>2,86</u> 1,36
6	Е1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000м3	0,0684	<u>1287,92</u> -	<u>1287,92</u> 279,89	88	-	<u>88</u> 19	<u>-</u> 15,1575	<u>-</u> 1,04
7	Е1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,684	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	424	232	<u>192</u> 57	<u>18,36</u> 5,1175	<u>12,56</u> 3,5
		Разом прями витрати по кошторису					7017	643	<u>534</u> 147		<u>34,18</u> 8,1
		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.					7017				7652
		----- -									
		Всього по кошторису					7652				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.					47				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Кошторисна заробітна плата, грн.						940				

Склав _____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив _____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

**Таблиця 3.3 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-9
на 2 варіант**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

6,500 тис. грн.
0,085 тис.люд.-год.
1,782 тис. грн.
3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на "30 10" 2019 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	E1-16-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими електричними на гусеничному ході з ковшом місткістю 2,5 [1, 5-3] м3, група ґрунтів 1	1000м3	0,0127	<u>2744,21</u> 158,51	<u>2581,64</u> 808,64	35	2	<u>33</u> 10	<u>8,26</u> 41,3838	<u>0,1</u> 0,53
2	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,00169	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	118	6	<u>3</u> 1	<u>195,75</u> 25,4989	<u>0,33</u> 0,04
3	E5-7-1	Заглиблення віброзанурювачем залізобетонних паль-оболонок з витяганням ґрунту з порожнини	м3	1,3	<u>1597,99</u> 433,69	<u>966,85</u> 231,27	2077	564	<u>1257</u> 301	<u>21,28</u> 11,5582	<u>27,66</u> 15,03
4	E5-9-1	Заповнення бетоном порожнистих паль і паль-оболонок діаметром до 80 см	м3	1,3	<u>1235,36</u> 133,56	<u>327,73</u> 101,80	1606	174	<u>426</u> 132	<u>6,96</u> 4,8177	<u>9,05</u> 6,26

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ЕД6-51-2	Збирання і розбирання опалубки при площі щитів до 1 м2 з окремих дощок для улаштування ростверку, об'єм, м3 понад 5 до 10	100м3	0,00888	<u>6412,12</u> 4354,02	<u>210,61</u> 65,59	57	39	<u>2</u> 1	<u>226,89</u> 3,5037	<u>2,01</u> 0,03
6	ЕД6-62-3	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 8 до 12	m	0,049	<u>9513,50</u> 436,01	<u>100,74</u> 23,53	466	21	<u>5</u> 1	<u>22,44</u> 1,4234	<u>1,1</u> 0,07
7	ЕД6-66-1	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкції, м3 до 10	100м3	0,00888	<u>62358,23</u> 1137,60	<u>2356,35</u> 602,83	554	10	<u>21</u> 5	<u>60</u> 28,52	<u>0,53</u> 0,25
8	Е1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000м3	0,0512	<u>1287,92</u> -	<u>1287,92</u> 279,89	66	-	<u>66</u> 14	<u>-</u> 15,1575	<u>-</u> 0,78
9	Е1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,512	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	317	174	<u>143</u> 43	<u>18,36</u> 5,1175	<u>9,4</u> 2,62
Разом прямі витрати по кошторису							5296	990	<u>1956</u> 508		<u>50,18</u> 25,61
Разом будівельні роботи, грн.							5296				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							2350				
всього заробітна плата, грн.							1498				
Загальновиробничі витрати, грн.							1204				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.							8,8				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							284				
Всього будівельні роботи, грн.							6500				

-											
Всього по кошторису							6500				
Кошторисна трудоємність, люд.год.							85				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Кошторисна заробітна плата, грн.						1782				

Склав _____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив _____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

ВИСНОВКИ

1. Введення в ґрунтоцементну суміш золи-винесення при постійному водоцементному відношенні мало впливає на міцність та деформативність ґрунтоцементу. Але слід зазначити, що при введенні золи-винесення більше 60 % від маси цементу характеристики ґрунтоцементу значно погіршуються.
2. При збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \varnothing 0,2 м – несуча здатність фундаменту зменшується на 6%...20%.
3. При збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \varnothing 0,3 м – несуча здатність фундаменту зменшується, але фундамент все одно працює краще. Несуча здатність такого фундаменту на 6%...53% більша, ніж фундаменту без армування основи.
4. При збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \varnothing 0,3 м та \varnothing 0,2 м – осідання збільшуються.
5. Еквівалентний модуль деформації зменшується із збільшення кроку армуючих вертикальних елементів, це пояснюється збільшенням відстані між палями в армованій основі.
6. Еквівалентні осідання зростають при збільшенні кроку вертикальних армуючих елементів – ґрунтоцементних паль \varnothing 0,2 м.

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

ЗАТВЕРДЖЕНО

Завідувач кафедри БМГА,

д.т.н., проф. _____ А.С.Моргун

**ТЕХНІЧНЕ ЗАВДАННЯ
НА НАУКОВО-ДОСЛІДНУ РОБОТУ
“ВИКОРИСТАННЯ ГРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ
З ДОБАВКОЮ МІНЕРАЛЬНИХ КОМПОНЕНТІВ ДЛЯ
СТОВПЧАСТИХ ФУНДАМЕНТІВ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ“**

ПОГОДЖЕНО

Керівник МКР,

д.т.н., проф. _____ М.Ф. Друкований

Відповідальний виконавець,

магістрант _____ О.Є.Діденко

Вінниця 2019

1. Підстава для виконання роботи

Робота проводиться на підставі наказу ВНТУ від___.___2019 року №_____

Дата початку роботи - 01.09.2019 р.

Дата закінчення роботи - 10.12.2019 р.

2. Мета і призначення НДР

В останні роки з розвитком технологій виготовлення набивних паль отримав впровадження новий метод влаштування штучних основ шляхом армування слабких ґрунтів вертикальними жорсткими елементами. Ефект такого армування основ полягає у тому, що у певному об'ємі слабого ґрунту частина його замінюється жорстким матеріалом із достатньо великим модулем деформації. Модуль деформації утвореної штучної основи можна прийняти у першому наближенні середньовиваженим. Він може регулюватися за рахунок зміни відстані між сусідніми елементами армування та їх розмірів.

Вертикальні жорсткі елементи можуть бути виготовлені за допомогою таких відомих технологій, як ґрунтонабивної, буронабивної, струменевої і навіть зануренням паль. Вони виконують роль елементів армування, коли між їх головами і фундаментом немає безпосереднього контакту. Їх звичайно розділяє подушка із щебеню.

Технологічність, економічність, невеликі енергоємність і матеріаломісткість – це основні показники, які обґрунтовують актуальність досліджень використання ґрунтоцементу при влаштуванні основ і фундаментів.

Ці передумови зумовлюють доцільність та актуальність подальшого дослідження стану стовпчастого фундаменту на армованих вертикальними елементами основах. Для економії матеріалів запропоноване використання у складі в'язучого ґрунтоцементних паль золи винесення.

Створення достовірної розрахункової моделі ґрунтової основи, що забезпечує достатню відповідність між результатами розрахунку і дійсністю – все ще одна із найважливіших проблем фундаментобудування. Одним з програмних комплексів, в якому можна реально змоделювати ґрунтове середовище навколо палі є Plaxis, який розроблений на основі методів скінченних елементів та умов просторової задачі.

Мета роботи – розроблення методики оцінювання напружено-деформованого стану "армована основа – фундамент" з ґрунтоцементних паль з додаванням золи винесення.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан системи «стовпчастий фундамент - армована основа».

Предмет дослідження – властивості армованої основи ґрунтоцементними елементами.

Узагальнений науковий результат – Вперше визначені характеристики міцності та деформативності ґрунтоцементу з додаванням золи винесення.

Зазнало подальшого розвитку рішення комплексної задачі розрахунку основи фундаменту, що армована вертикальними жорсткими елементами, виготовленими із ґрунтоцементу.

Узагальнений практичний результат – вивченні напружено-деформованого стану армованої основи та створенні моделі роботи системи "основа, армована ГЦЕ – фундамент" та застосуванні її у практиці проектування основ і фундаментів будівель та споруд використанням ґрунтоцементу з добавками золи винесення.

Вихідні дані для проведення НДР

Науково-дослідна робота буде проводитись вперше.

Передбачається використати архітектурно-будівельні рішення реальних багатоповерхових об'єктів з каркасним конструктивним рішенням.

Просторові розрахунки будуть проводитись у програмному комплексі "Plaxis 3D".

Під час проведення НДР будуть використані матеріали таких публікацій:

1. Армування основ будівель і споруд / [М.Ф. Друкований, В.Г. Черний, Г.І. Черний, В.С. Шокарев]. – Вінниця : ВНТУ, 2006. – 125 с.
2. Армирование лессовых грунтов оснований зданий и сооружений: междунар. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству / [И.В. Степура, В.С. Шокарев, А.С. Трегуб, А.В. Павлов, В.П. Павленко]. – Пермь. : ПГТУ, 2004. – С. 213–217.
3. Безволев С.Г. Совершенствование метода расчета свайных полей и вертикально армированных грунтовых массивов / С.Г. Безволев // Сборник научных трудов/ НИИОСП. – К. : ЭСТ, 2006. – 74 с.
4. Винников Ю.Л. Математичне моделювання деяких геотехнічних процесів при вирішенні практичних задач будівництва у складних інженерно-геологічних умовах Полтавщини / Ю.Л. Винников, О.В. Борт, О.О. Голов // збірник наукових пр. (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – Вип. 9. – С. 35–40.
5. Зоценко М.Л. Порівняльна характеристика фундаментів будівель і споруд із паль та на армованій основі / М.Л. Зоценко, І.М. Сухоросов, Л.М. Зоценко // Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) / Держ. наук.-дослід. ін-т будівельних конструкцій Мінбуду України. – К. : НДІБК, 2007. – Вип. 66. – С. 405–409.
6. Ковальський Р.К. Підсилення основ методом армування в умовах реконструкції / Р.К. Ковальський // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К. : НДІБК, 2001. – Вип. 54. – С. 98 – 102.
7. Малинин А.Г. Применение струйной цементации грунтов в подземном строительстве / А.Г. Малинин // Подземное пространство мира. – 2003. – №2. – С. 53 – 57.

8. Использование золы-унос ТЭС в качестве добавки при изготовлении бетонных и железобетонных конструкций и изделий. - Режим доступа: http://www.cpi-web.ru/Archive/using_zola_7_05.htm
9. Очеретний В. П., Ковальський В. П., Бондар А. В. Використання відходів вапняку та промислових відходів у виробництві сухих будівельних сумішей.
10. Очеретний В. П., Ковальський В. П., Машницький М. П. Комплексна активна мінеральна добавка на основі відходів промисловості.
11. Зоценко М.Л., Борт О.В., Бідношия М.В., Петраш Р.В. До оцінки механічних властивостей ґрунтоцементу залежно від умісту його складових. // Зб. наук. праць (галузеве машино буд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПНТУ, 2007. – Вип. 19. – С. 44-52
12. Томаш Михальський. Применение технологи jet grouting в целях обеспечения устойчивости стен глубоких котлованов / Томаш Михальський // Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) / Держ. наук.–дослід. ін–т будівельних конструкцій Мінбуду України. – К. : НДІБК, 2007. – Вип. 66. – С. 81 – 87.

13. Виконавці НДР

Організація – виконавець – кафедра БМГА ВНТУ.

Відповідальний виконавець - магістрант Діденко О.Є.

14. Вимоги до виконання НДР

У процесі виконання НДР слід використовувати програмні комплекси, які реалізують методи числового аналізу, що пройшли сертифікацію.

Вимоги нормативних матеріалів ДБН та ДСТУ до розрахунку ґрунтових основ та будівельних конструкцій повинні бути враховані в процесі теоретичних досліджень.

15. Етапи НДР і терміни її виконання

Етап	Назва та зміст етапу	Терміни виконання		Очікувані результати	Звітна документація
		початок	закінчення		
1	Огляд літературних джерел та їх аналіз	01.09.2019	30.09.2019	Визначення ступеню вивченості проблеми	Текст ПЗ МКР
2	Підбір архітектурно-будівельних рішень для об'єктів проектування	01.10.2019	10.05.2019	Архітектурно-будівельні креслення	Архітектурно-будівельні креслення
3	Проведення експериментальних досліджень властивостей ґрунтоцементу з додаванням золи винесення	06.10.2019	18.10.2019	Характеристики міцності та деформативності ґрунтоцементу	Таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу

4	Вибір варіантів ґрунтових умов деформованої основи	19.10.2019	21.10.2019	Таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів	Таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів
5	Математичне моделювання армованої основи при різному діаметрі та кроці армуючих елементів	22.10.2019	31.10.2019	Кольорові діаграми напружено-деформованого стану та інтенсивності армування	Текст ПЗ МКР, плакати
6	Аналіз одержаних результатів	01.11.2019	09.11.2019	Побудова залежностей міцності та деформацій армованої основи від кроку і діаметру армуючих елементів	Текст ПЗ МКР, плакати
7	Виконання розділів технічної частини, розробка економічної частини	10.11.2019	09.12.2019	Розрахунки для технічної частини, підрахунок економічного ефекту	Текст ПЗ МКР, технічні креслення

16. Очікувані результати та порядок реалізації НДР

Армування ґрунту вертикальними елементами дозволяє поліпшити міцність і деформаційні властивості основи, а отже, знизити витрати на влаштування фундаментів. Ефект такого армування в тому, що частина слабого ґрунту замінюється жорсткими вертикальними елементами з достатньо великим модулем деформації.

Необхідно підтвердити припущення, що при виготовленні ґрунтоцементу можлива часткова заміна цементу на золу винесення без значної втрати міцності.

Важливим питанням при проектуванні фундаментів на армованих основах залишається визначення міцнісних та деформаційних характеристики новоутвореної основи. Нормативні документи рекомендують характеристики такої основи визначати як середньозваженні в залежності від характеристик ґрунту та елементів армування. При такому підході позитивний ефект від армування ґрунту використовується не в повній мірі.

Результати НДР можуть бути використані:

- проектно-конструкторськими організаціями при проектуванні армованих основ;
- в навчальному процесі при викладанні дисциплін «Основи та фундаменти», «Основи та фундаменти будівель і споруд».

17. Матеріали, які подаються під час закінчення НДР та її етапів

Текст пояснювальної записки МКР та ілюстраційний матеріал у вигляді плакатів.

Підготовлені тези і доповіді на науково-технічні конференції.

18. Порядок приймання НДР та її етапів

Подання результатів кожного етапу на розгляд наукового керівника.

Представлення остаточної редакції МКР на розгляд зав. кафедри БМГА та рецензента.

Захист МКР на засіданні ДЕК.

19. Вимоги до розроблення документації

Звітна документація повинна містити: результати огляду літературних джерел, результати експериментальних досліджень міцності і деформативності ґрунтоцементу в залежності від вмісту золи винесення у складі в'язучого, результати просторового моделювання армованої основи з обґрунтуванням прийнятих елементів, результати визначення напружено-деформованого стану армованої основи при різних діаметрах і кроці армуючих елементів, аналіз одержаних результатів, визначення економічного ефекту від впровадження результатів дослідження.

20. Вимоги щодо технічного захисту інформації з обмеженим доступом

У зв'язку з тим, що інформація не є конфіденційною, заходи з її технічного захисту не передбачаються.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Армування основ будівель і споруд / [М.Ф. Друкований, В.Г. Черний, Г.І. Черний, В.С. Шокарєв]. – Вінниця : ВНТУ, 2006. – 125 с.
2. Дворкин Л. И., Дворкин О. Л., Корнейчук Ю. А. Эффективные цементозольные бетоны. — Ровно, 1998. — 196 с.
3. Армирование лессовых грунтов оснований зданий и сооружений: междунар. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству / [И.В. Степура, В.С. Шокарєв, А.С. Трегуб, А.В. Павлов, В.П. Павленко]. – Пермь. : ПГТУ, 2004. – С. 213–217.
4. Безволев С.Г. Совершенствование метода расчета свайных полей и вертикально армированных грунтовых массивов / С.Г. Безволев // Сборник научных трудов/ НИИОСП. – К. : ЭСТ, 2006. – 74 с.
5. Зоценко М.Л. Досвід і перспектива підсилення основ вертикальними ґрунтоцементними елементами у міському будівництві / М.Л. Зоценко, Ж.М. Бовкун, В.І. Малярєнко // Бетон и железобетон в Украине. – 2006. - № 6. – С. 24-28
6. Зоценко, Н.Л. Закрепление оснований цементацией буросмесительным методом / Н.Л. Зоценко, И.И. Ларцева, В.И. Марченко // Тр. Междунар. конф. По геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов». Т. 5. – М.: ПИ «Геореконструкция», 2010. – С. 1781 – 1788.
7. Опыт закрепления грунтов цементогрунтовыми элементами / [Б.Н. Исаев, С.Ю. Бадеев, А.Г. Лунев и др.] // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2010. – №5. – С. 29 – 32.
8. Блащук Н.В. Визначення модуля деформації основи, армованої вертикальними елементами /Н.В. Блащук, І.В. Маєвська // Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник / - Київ: КНУБА, 2015. – Вип. 37. – С. 228-237.

9. Ковальський Р.К. Підсилення основ методом армування в умовах реконструкції / Р.К. Ковальський // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К. : НДІБК, 2001. – Вип. 54. – С. 98 – 102.
10. Марченко В.І. Штампові випробування водонасиченої глинистої основи, армованої вертикальними ґрунтоцементними, у лотку // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПНТУ, 2011. – Вип. 2(30). – С. 192-200.
11. Ларцева, І. І. Закріплення зсувонебезпечних територій за допомогою цементації за бурозмішувальною технологією: автореф. дис. на здобуття наук. ст. канд. техн. наук: 05.23.02 / І. І. Ларцева. – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – 21 с.
12. Зоценко, Н.Л. Сравнительная оценка эффективности армирования основания по данным штамповых испытаний и математического моделирования / Н.Л. Зоценко, Н.И. Лапин, Р.В. Петраш // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – №4. – С. 17– 20.
13. Мирсаяпов, И.Т. Экспериментальные исследования вертикально армированного грунтового массива / И.Т. Мирсаяпов, А.О. Попов // Научно-практические и теоретические проблемы геотехники: межвуз. тематич. сб. тр. – СПб.: СПбГАСУ, 2008. – С. 66 – 70.
14. Мирсаяпов И.Т. Определение несущей способности и осадок армированных вертикальными стержневыми элементами грунтовых оснований / И.Т. Мирсаяпов, А.О. Попов // Будівельні конструкції. Міжвідомчий н/т збірник, Київ, НДІБК, 2011, вип. 75, кн. 1. – С. 612-618.
15. Винников Ю.Л. Математичне моделювання деяких геотехнічних процесів при вирішенні практичних задач будівництва у складних інженерно-геологічних умовах Полтавщини / Ю.Л. Винников, О.В. Борт, О.О. Голов // Збірник наукових пр. (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – Вип. 9. – С. 35–40.
16. Зоценко М.Л. Порівняльна характеристика фундаментів будівель і споруд із паль та на армованій основі / М.Л. Зоценко, І.М. Сухоросов,

- Л.М. Зоценко // Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) / Держ. наук.-дослід. ін-т будівельних конструкцій Мінбуду України. – К. : НДІБК, 2007. – Вип. 66. – С. 405–409.
- 17.Малинин А.Г. Применение струйной цементации грунтов в подземном строительстве / А.Г. Малинин // Подземное пространство мира. – 2003. – №2. – С. 53 – 57.
18. Шенкман Р.И., Пономарев А.Б. Применение грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов в геологических условиях города Перми Российской федерации для возведения фундаментов зданий и сооружений // Збірник наукових пр. (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 4(34). – С. 307–316.
- 19.Гришин Д.В. Осадки штампа при изменении размеров области армирования песчаного основания [Текст] / Д. В. Гришин // Известия вузов. Строительство. - 2011. - **№ 11**. - С. 122-128 : ил. - Библиогр. в конце ст.
- 20.Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.1-10-2009 зі зміною №1 та №2. - [Чинний від 2012-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 161 с. – (Національні стандарти України).
- 21.Крисан, В. І. Дослідження напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, армованого ґрунтоцементними елементами, що виготовлені по струминно-змішувальній методиці: автореф. дис. на здобуття наук. ст. канд. техн. наук: 05.23.02 / В. І. Крисан. – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – 24 с.
- 22.Петраш, Р. В. Спільна робота ґрунту та елементів армування, які виготовлені за бурозмішувальною технологією автореф. дис. на здобуття наук. ст. канд. техн. наук: 05.23.02 / Р.В. Петраш. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 20 с.
- 23.Токин, А. Н. Способ изготовления цементогрунтовых свай / А. Н. Токин, Я.Я. Мотузов, А. И. Ветштейн. – М. : Стройиздат,1981. – С. 29 – 33.
- 24.Ильичев В.А. К расчету о применении технологии Jet grouting при

строительстве подземного сооружения для снижения осадок окружающих зданий / В.А. Ильичев, Ю.А. Готман // Научно-практ. и теоретические проблемы геотехники. Межвуз. тематич. сб. тр.– СПб.: СПбГАСУ, 2009. – Т. 2. – С. 20 – 24.

25. Jet grouting. [Электронный ресурс]: http://www.anker-pk.ru/poleznoe/zakreplenie_gruntov/sistemy_struinoj_cementacii.

26. Високонепірна ін'єкція. [Электронный ресурс]: <http://drillings.su/svai-grunt.html>.

27. Новицький О. П. Вплив пластифікуючих добавок на міцність ґрунтоцементу / Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. Вип. 4 (34) – с. 171 – 177.

28. Томаш Михальський. Применение технологии jet grouting в целях обеспечения устойчивости стен глубоких котлованов / Томаш Михальський // Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) / Держ. наук.–дослід. ін-т будівельних конструкцій Мінбуду України. – К. : НДІБК, 2007. – Вип. 66. – С. 81 – 87.

29. Использование золы-унос ТЭС в качестве добавки при изготовлении бетонных и железобетонных конструкций и изделий. - Режим доступа: http://www.cpi-web.ru/Archive/using_zola_7_05.htm

30. Очеретний В. П., Ковальський В. П., Бондар А. В. Використання відходів вапняку та промислових відходів у виробництві сухих будівельних сумішей.

31. Очеретний В. П., Ковальський В. П., Машницький М. П. Комплексна активна мінеральна добавка на основі відходів промисловості.

32. Использование золы-унос ТЭС в качестве добавки при изготовлении бетонных и железобетонных конструкций и изделий. - Режим доступа: http://www.cpi-web.ru/Archive/using_zola_7_05.htm

33. ГОСТ 31108-2003. Цементы общестроительные. Технические условия. – Режим доступа: <http://docs.cntd.ru/document/gost-31108-2003>

34. Зоценко М.Л., Борт О.В., Бідношия М.В., Петраш Р.В. До оцінки механічних властивостей ґрунтоцементу залежно від умісту його складових. //

36. наук. праць (галузеве машино буд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПНТУ, 2007. – Вип. 19. – С. 44-52.

35. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення: ДБН В.2.2-9-2009 [Чинний від 2010-10-01]. - К., Мінрегіонбуд України, 2010.- 69 с. – (Національні стандарти України).

36. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [Чинний від 2011-11-01]. – К., Мінрегіонбуд України, 2011. - 123 с. – (Національні стандарти України).

37. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2016 [Чинний від 2017-05-01]. – К., Мінрегіон України, 2017. - 30 с. – (Національні стандарти України).

38. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель: ДСТУ Б В.2.6-189:2013 [Чинний від 2013-01-01]. – К., Мінрегіон України, 2013. - 52 с. – (Національні стандарти України).

39. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009 [Чинний від 2009-12-01]. – К., Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с. – (Національні стандарти України).

40. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1.7-2002 [Чинний від 2003-01-05]. – К., Держбуд України, 2003. - 42 с. – (Національні стандарти України).

41. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В 1.1-12:2014 [Чинний від 2014-10-01]. - К.; Мінрегіон України, 2014. - 110 с. – (Національні стандарти України).

42. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2.-2:2006 [Чинний від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 59 с. – (Національні стандарти України).

43. Правила виконання робочої документації генеральних планів: ДСТУ Б. А.2.4.-6:2009 [Чинний від 2010-01-01]. – К., Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с. – (Національні стандарти України).

44. СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции/Минстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 1996. - 192 с.

45. СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 48 с.

46. Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [Чинний від 2007-01-01]. - К., Мінбуд України, 2006.- 15 с. – (Національні стандарти України).

47. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) НИИОСП им. Герсеванова.-М.:Стройиздат,1986.-415с.

48. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах. Частина II. Будинки і споруди на просідаючих грунтах: ДБН В.1.1-5-2000. - [Чинний від 2000-07-01]. – К.: Держбуд України, 2000. – 84 с. – (Національні стандарти України).

49. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) /НИИОСП им. Герсеванова.-М.: Стройиздат, 1986. - 567 с.

50. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 [Чинний від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Національні стандарти України).

51.Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [Чинний від 2011-06-01]. - К: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національні стандарти України).

52. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колоны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83)/Ленпромстройпроект, НИИЖБ Госстроя СССР, НИИОСП Госстроя СССР. – М.: ЦИТП, 1978. – 76 с.

53. Основания и фундаменты: Справочник/ [Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Госькова]; под ред. Г. И. Швецова. - М.: Высш.шк., 1991. – 383 с.

54. Сваи и свайные фундаменты: [спр. пособие]/ [Н. С. Метелюк, Г. Ф. Шишко, А. Б. Соловьева, В. В. Грузинцев].- К.: ”Будівельник”, 1977. - 256с.

55. Основания, фундаменты и подземные сооружения/[М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.]; под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. (Справочник проектировщика).

56. СНиП 3.02.03-84 Земляные сооружения. Основания и фундаменты/Госстрой СССР. -М.: Стройиздат, 1985. – 65 с.

57. СНиП III-4-80* Техника безопасности в строительстве /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 352 с.

58. СНиП III-10-75 Благоустройство территорий/ /Госстрой России.- М.: ГУП ЦПП, 1997. - 38 с.

59. Черненко В. К. Технология и организация монтажа строительных конструкций, справочнику./ Черненко В. К., Баранникова В. Ф. - Київ, “Будівельник”, 1988.- 250 с.

60. Белецкий Б.Ф. Строительные машины и оборудование. Справочное пособие для производителей-механизаторов, инженерно-технических работников строительных организаций, а также студентов строительных вузов, факультетов и техникумов./ Белецкий Б.Ф., Булгакова И.Г. – Ростов н/Д: “Феникс”, 2005. – 608 с. ISBN 5-222-06968-0.

61. Кузнецов Ю. П. Проектирование земляных и монтажных работ./ Кузнецов Ю. П., Прыкин Б. В., Резниченко П. Т. - Киев-Донецк: “Вища школа”, 1981. – 149 с.

62. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент: ДБН Г.1-5-96 [Чинний від 1996-01-09]. – К., Держкоммістобудування України, 1997. - 161 с. – (Національні стандарти України).

63. Норми продуктивності та витрат палива на перевезення вантажів автомобільним транспортом в АПК-К., 2002.

64. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів: ДБН Д.2.7-2000 [Чинний від 2001-01-01]. – К., Держбуд України, 2001. - 239 с. – (Національні стандарти України).

65. Дудар І.Н. Довідник нормативно-технічних даних для проектів виконання комплексу робіт по зведенню надземної частини будівель та споруд. Навчальний посібник/ Дудар І.Н., Потапова Т.Е., Прилипко Т.В. - .-Вінниця.: ВНТУ, 2006 -133 с.

66. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5-2016 [Чинний від 2016-01-01]. – К., Міненергобуд України, 2016.- 67 с. – (Національні стандарти України).

67. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва: ДБН А.2.2-3-2004 [Чинний від 2004-07-01]. - К: Держбуд України, 2004. – 35 с. – (Національні стандарти України).

68. Правила перевезення, складування та зберігання матеріалів, виробів, конструкцій і устаткування в будівництві: ДБН Г.1-4-95 [Чинний від 1996-01-01]. - К: Держкоммістобудування України, 1997.- 72 с. – (Національні стандарти України).

69. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Бетонні і залізобетонні конструкції монолітні. Бетонні роботи. Збірник 6: ДСТУ Б Д.2.2-6:2008 [Чинний від 2008-08-01]. - К: Мінрегіонбуд України, 2008. – 15 с. – (Національні стандарти України).

70. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи. Земляні роботи. Збірник 1: ДБН Д.2.4-1-2000 [Чинний від 2000-01-10]. - К: Держбуд України, 2000. – 15 с. – (Національні стандарти України).

71. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи. Фундаменти. Збірник 2: ДБН Д.2.4-2-2000 [Чинний від 2000-01-10]. - К: Держбуд України, 2000. – 17 с. – (Національні стандарти України).

72. Дикман Л.Г. Организация жилищно-гражданского строительства 2-е изд. – М.: «Стройиздат». 1990, - 495 с.

73. Соколов Г.К. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций: Учеб. Пособие/Моск. гос. строит. ун-т. М.:МГСУ, 2002. – 180 с.

74. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Дерев'яні конструкції. Збірник 10. ДБН Д.2.2-1-99. [Чинний від 1999-09-01]. - Київ, 1999. – (Національні стандарти України).

75. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.: ДБН А.3.2-2-2009 [Чинні від 2012-04-01]. К: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012. – 58с. - (Національні стандарти України).

76. Про затвердження Порядку видачі дозволів на виконання робіт підвищеної небезпеки та на експлуатацію (застосування) машин, механізмів, устаткування підвищеної небезпеки [Чинний від 01 квітня 2017 р. № 417 постановою Кабінету Міністрів України. Редакція від 01.04.2017,] - К: Держбуд України, 2017. – 28 с. – (Національні стандарти України).

77. С. А. Ушацький «Організація будівництва.» Підручник. - К.: Командор, 2007-521 с.

78. Розробка проекту виконання робіт для будівельного об'єкта. Навчальний посібник. /Укл. Сердюк В.Р. Ровенчак Т.Г. /-Вінниця: ВДТУ, 2002.-114с.

79. Постанова Кабінету Міністрів України «Про Порядок прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів» [Чинний від 07.06.2017 р. № 409]. - К: Держбуд України, 2017. – 35 с. – (Національні стандарти України).

80. "Визначення тривалості будівництва об'єктів": ДСТУ Б А.3.1-22:2013 [Чинний від 2014-01-01]. – К., Міненергобуд України, 2013.- 167 с. – (Національні стандарти України).

81. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни "Організація, планування будівництва" для студентів спеціальності 7.092101- "Промислове та цивільне будівництво"/ Уклад. В. Р. Сердюк, Т. Г. Ровенчак, О. В. Христинич. - Вінниця: ВДТУ. 2003-50 с.

Додаток Д

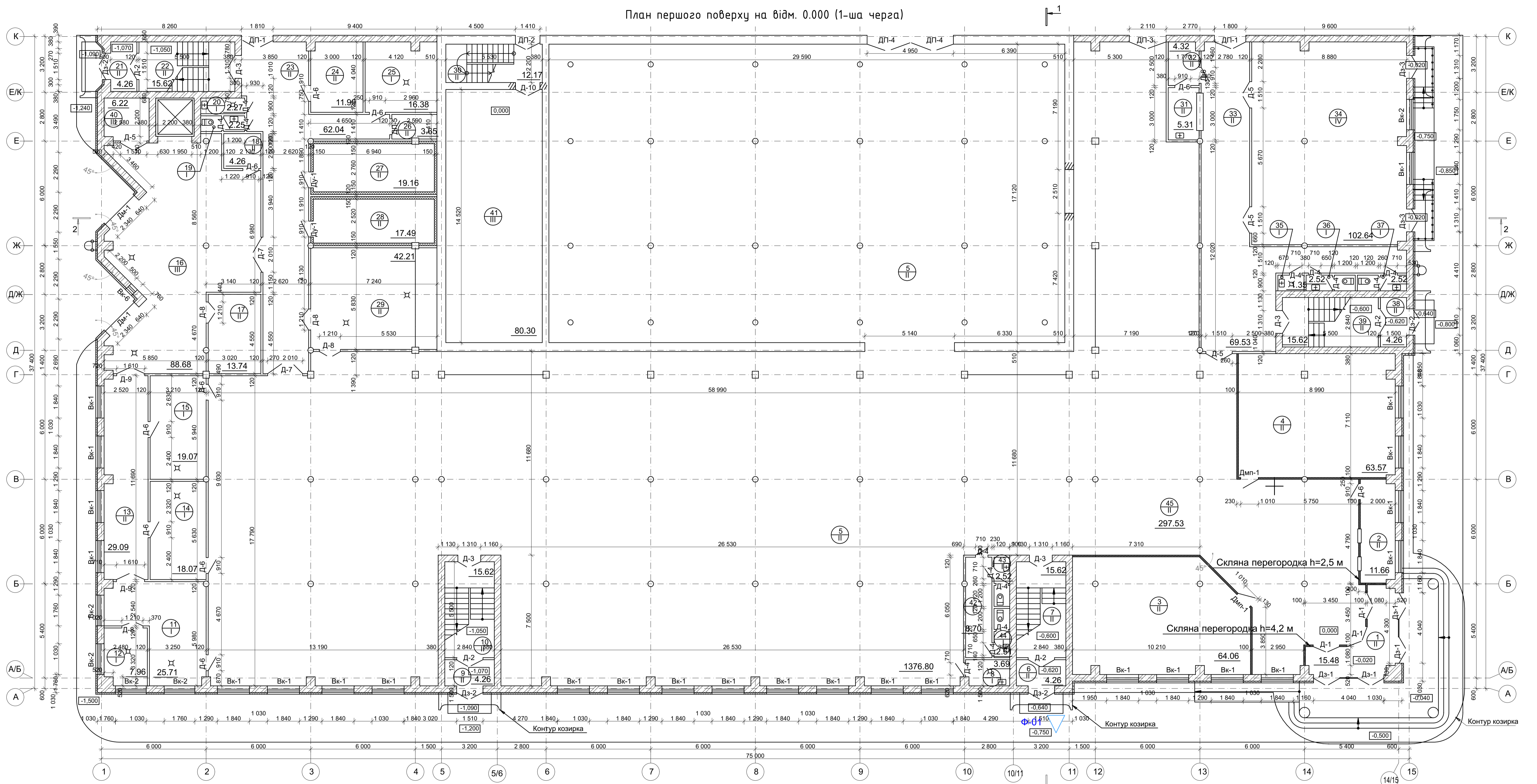
Калькуляція працевитрат та заробітної плати

№№	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Одиниця виміру	Обсяг робіт	Розцінка, грн.	Заробітна плата грн.	Витрати труда робітників, люд.-год, маш.-год на один.	Витрати труда робітників, люд.-год, маш.-год на обсяг
1	2	3	4	5	6	7	8	9
		<u>Б. Надземна частина</u>						
		<u>Відділ 1. В межах осей Д-Г та 6-11</u>						
1	РНЗ-23-1	Пробивання прорізів у цегляних стінах вручну	1 м3	3,12	<u>355,70</u> 310,46	969	<u>17,59</u> 0,7995	<u>54,88</u> 2,49
2	РНЗ-27-2	Улаштування монолітних залізобетонних перемичок	1 м3	2,18	<u>3996,68</u> 2703,10	5893	<u>139,12</u> -	<u>303,28</u> -
3	Е9-17-1	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 1,0 т	т	9,60336	<u>7883,21</u> 297,85	2860	<u>14,96</u> 10,493	<u>143,67</u> 100,77
4	ЕД6-66-7	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, до 300	100м3	0,28488	<u>100362,35</u> 5790,14	1649	<u>298</u> 164,92	<u>84,89</u> 46,98
5	Е9-25-1	Монтаж ригелів із кроком ферм до 12 м при висоті будівлі до 25 м	т	1,785	<u>8972,33</u> 427,74	764	<u>22,56</u> 8,2688	<u>40,27</u> 14,76
6	Е7-45-6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	0,72	<u>38069,87</u> 6850,19	4932	<u>332,05</u> 184,287	<u>239,08</u> 132,69
		Разом прямі витрати по відділу 1				17067		<u>866,07</u> 297,69
		<u>Відділ 2. Нова прибудова (I черга будівництва)</u>						

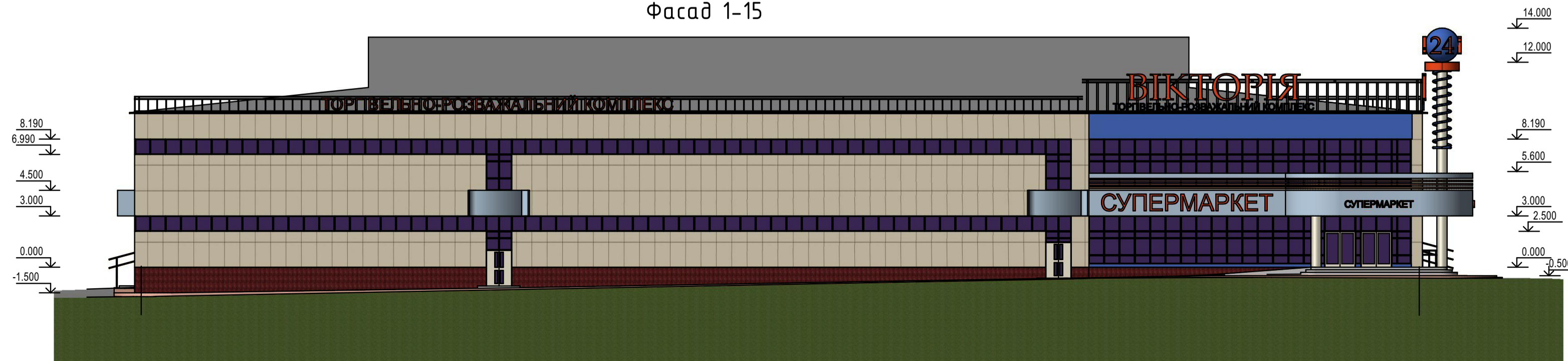
7	ЕД6-50-22	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування колон висотою до 6 м, периметр, м понад 1,2 до 1,6	100м3	0,23796	<u>35467,07</u> 18564,65	4418	<u>921,78</u> 58,5966	<u>219,35</u> 13,94
8	ЕД6-61-14	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах вручну, маса елемента, кг понад 50 до 100	т	1,32	<u>9746,25</u> 330,31	436	<u>16,59</u> 1,83	<u>21,9</u> 2,42
9	ЕД6-66-8	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, понад 300 до 500	100м3	0,23796	<u>94433,56</u> 4080,30	971	<u>210</u> 114,08	<u>49,97</u> 27,15
10	Е9-17-1	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 1,0 т	т	14,885	<u>7489,42</u> 297,85	4433	<u>14,96</u> 10,493	<u>222,68</u> 156,19
11	ЕД6-66-7	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, до 300	100м3	0,44547	<u>100362,35</u> 5790,14	2579	<u>298</u> 164,92	<u>132,75</u> 73,47
12	Е9-25-1	Монтаж ригелів із кроком ферм до 12 м- 18 м при висоті будівлі до 25 м	т	8,928	<u>7602,78</u> 427,74	3819	<u>22,56</u> 8,2688	<u>201,42</u> 73,82
13	Е7-47-2	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	100шт	0,04	<u>44109,36</u> 6921,11	277	<u>343,65</u> 288,3659	<u>13,75</u> 11,53
14	Е7-47-4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	100шт	0,06	<u>47125,81</u> 6277,92	377	<u>319</u> 279,4176	<u>19,14</u> 16,77
15	Е8-6-4	Мурування зовнішніх середньої складності стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	м3	855,239	<u>920,59</u> 151,22	129329	<u>7,33</u> 1,8495	<u>6268,9</u> 1581,76
16	Е8-7-6	Мурування перегородок неармованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху понад 4 м	100м2	8,4575	<u>12459,92</u> 2943,46	24894	<u>146,15</u> 23,0528	<u>1236,06</u> 194,97
17	Е7-44-10	Укладання перемичок масою до 0,3 т	100шт	2,07	<u>1739,36</u> 406,88	842	<u>21,46</u> 21,4632	<u>44,42</u> 44,43
18	Е8-25-2	Установлення перегородок зі скляних блоків при висоті поверху понад 4 м	100м2	0,1546	<u>19944,31</u> 3880,04	600	<u>183,28</u> 15,2716	<u>28,34</u> 2,36
19	РН5-9-1	Улаштування металопластикових перегородок	100 м2	1,3784	<u>11769,26</u> 3062,61	4222	<u>161,53</u> -	<u>222,65</u> -

20	E7-46-5	Укладання у каркасних будівлях панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю 7-9 балів]	100шт	3,03	<u>41735,08</u> 7818,86	23691	<u>397,3</u> 194,1886	<u>1203,82</u> 588,39
21	E9-22-1	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3 т	т	9,148	<u>8663,81</u> 697,73	6383	<u>36,8</u> 24,197	<u>336,65</u> 221,35
22	E9-25-1	Монтаж прогонів із кроком ферм до 12 м- 18 м при висоті будівлі до 25 м	т	1,3914	<u>7783,40</u> 427,74	595	<u>22,56</u> 8,2688	<u>31,39</u> 11,51
		Разом прямі витрати по відділу 2				207866		<u>10253,19</u> 3020,06
		Разом прямі витрати по надземній частині				224933		<u>11119,26</u> 3317,75
		Разом прямі витрати по кошторису				224933		<u>11119,26</u> 3317,75

План першого поверху на відм. 0.000 (1-ша черга)



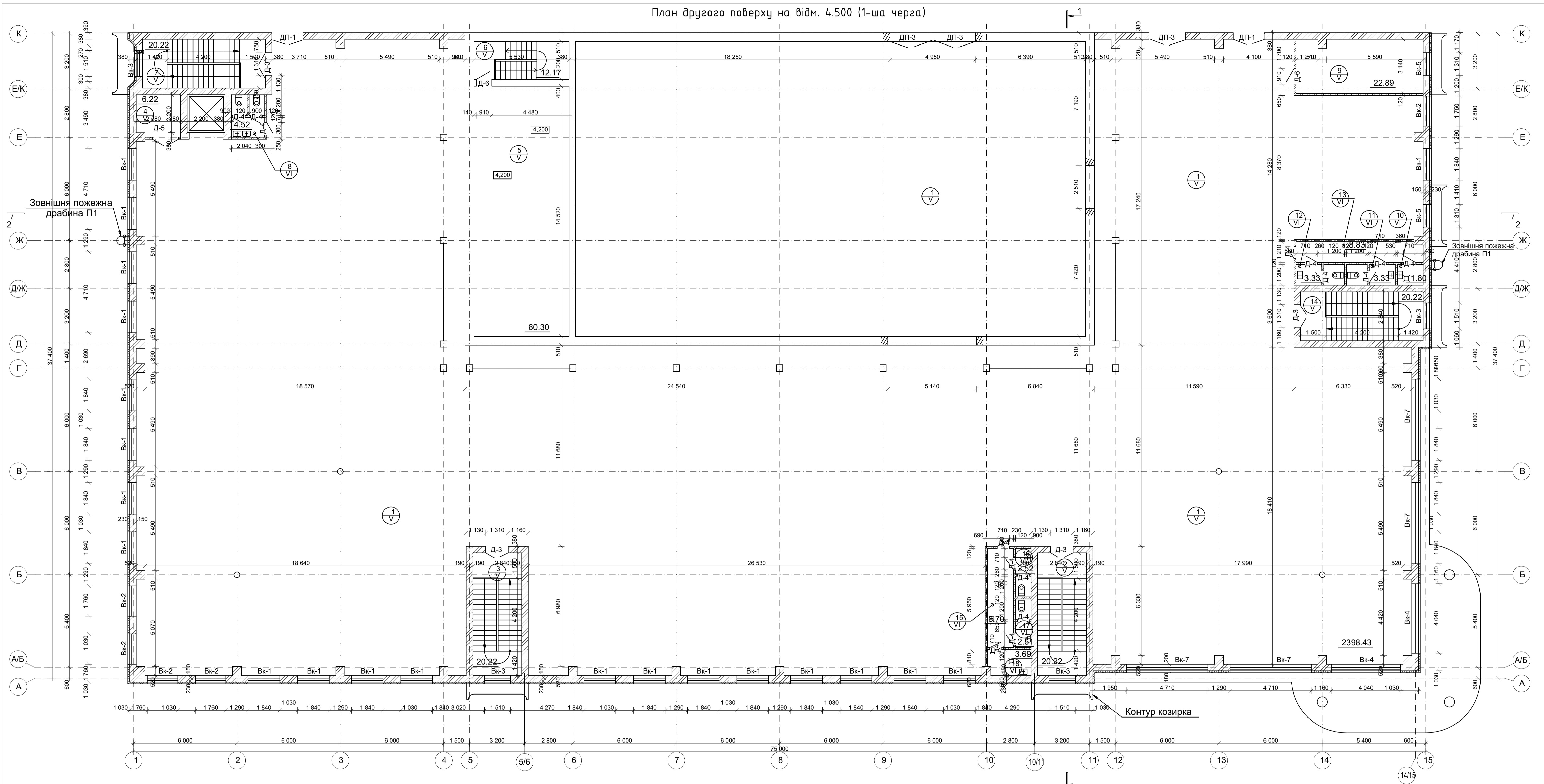
Фасад 1-15



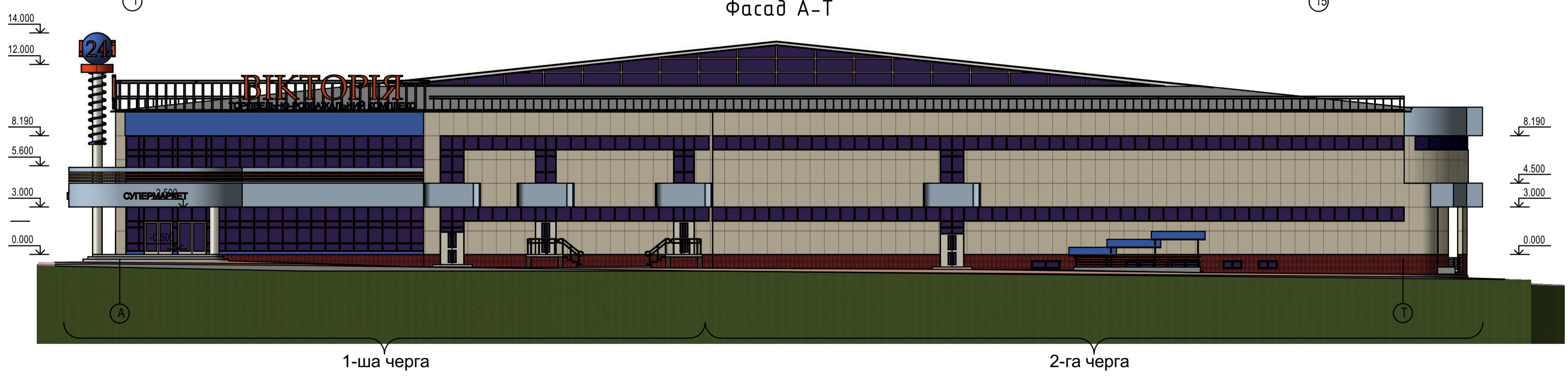
- Умовні позначення**
- Проріз, що пробивається
 - Цегляна стіна - існуюча
 - Цегляна стіна - проєктована
 - Цегляна перегородка
 - Цегляна перегородка з утепленням
 - Метало-пластиковая перегородка h=2,5 м
 - Металеві ребра жорсткості

08-08 МКР.0 - АБ			
Реконструкція Будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. Ч 1. Перша черга. Ч 2. Друга черга			
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.
Розробив	Дієнко О.С.	Підпис	Дата
Керівник	Друкований М.Ф.	Використання ґрунтоцентричних паль з добавками золи виносення для стовпчастих фундаментів	
Нормоконтроль	Друкований М.Ф.	План першого поверху на відм. 0.000 (1 черга), Фасад 1 - 15	
Опонець		Стадія	
Затвердив	Морун А.С.	Аркуш	Аркушів
		П	
ВНТУ, гр. Б - 18м			

План другого поверху на відм. 4.500 (1-ша черга)



Фасад А-Т

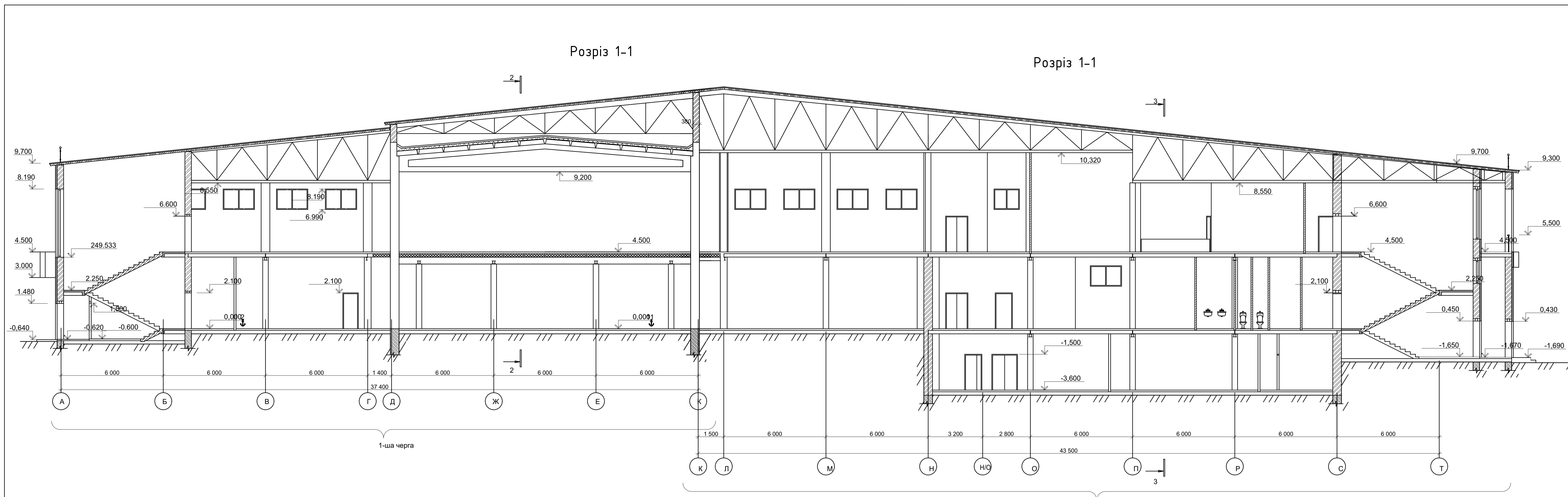


Умовні позначення

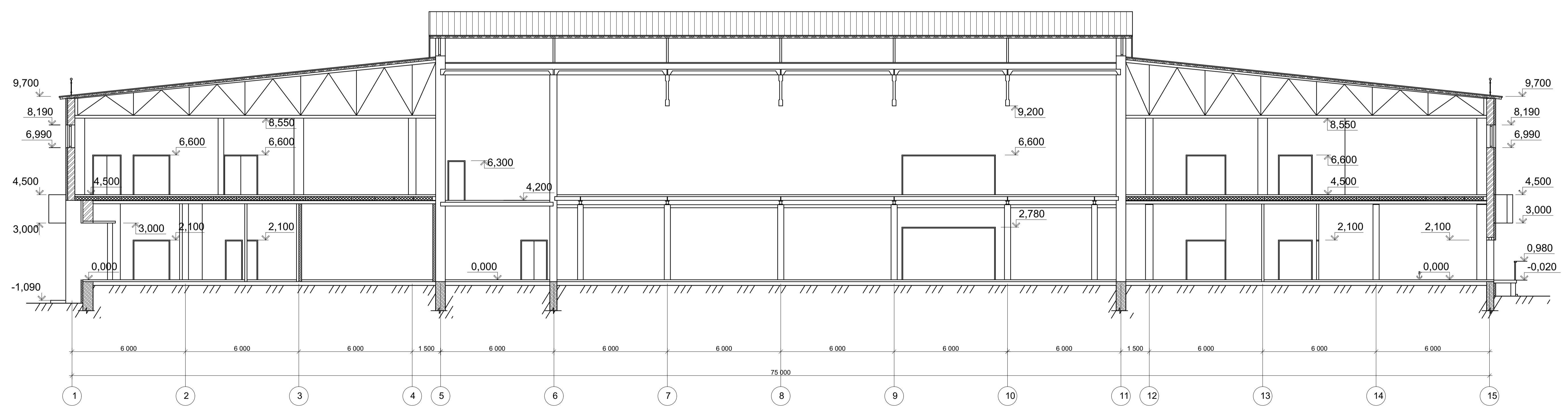
- Проріз, що пробивається
- Цегляна стіна - існуюча
- Цегляна стіна - проєктована
- Перегородки з блоків пінобетону
- Металеві ребра жорсткості

08-08 МКР.0 - АБ			
Реконструкція Будівлі Кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. Ч 1. Перша черга. Ч 2. Друга черга			
Зм	Кільк.	Лист	№ док.
Розробив	Дієнко О.Є.	Підпис	Дата
Керівник	Друкований М.Ф.	Використання ґрунтоцементних паль з добавками золи виносення для стовпчастих фундаментів	
Нормоконстр.	Друкований М.Ф.	План другого поверху на відм. 4.500 (1 черга), Фасад А - Т	
ОпONENT		ВНТУ, гр. Б - 18м	
Затвердив	Моргун А.С.		

Лист № 08
План № 08
Дата



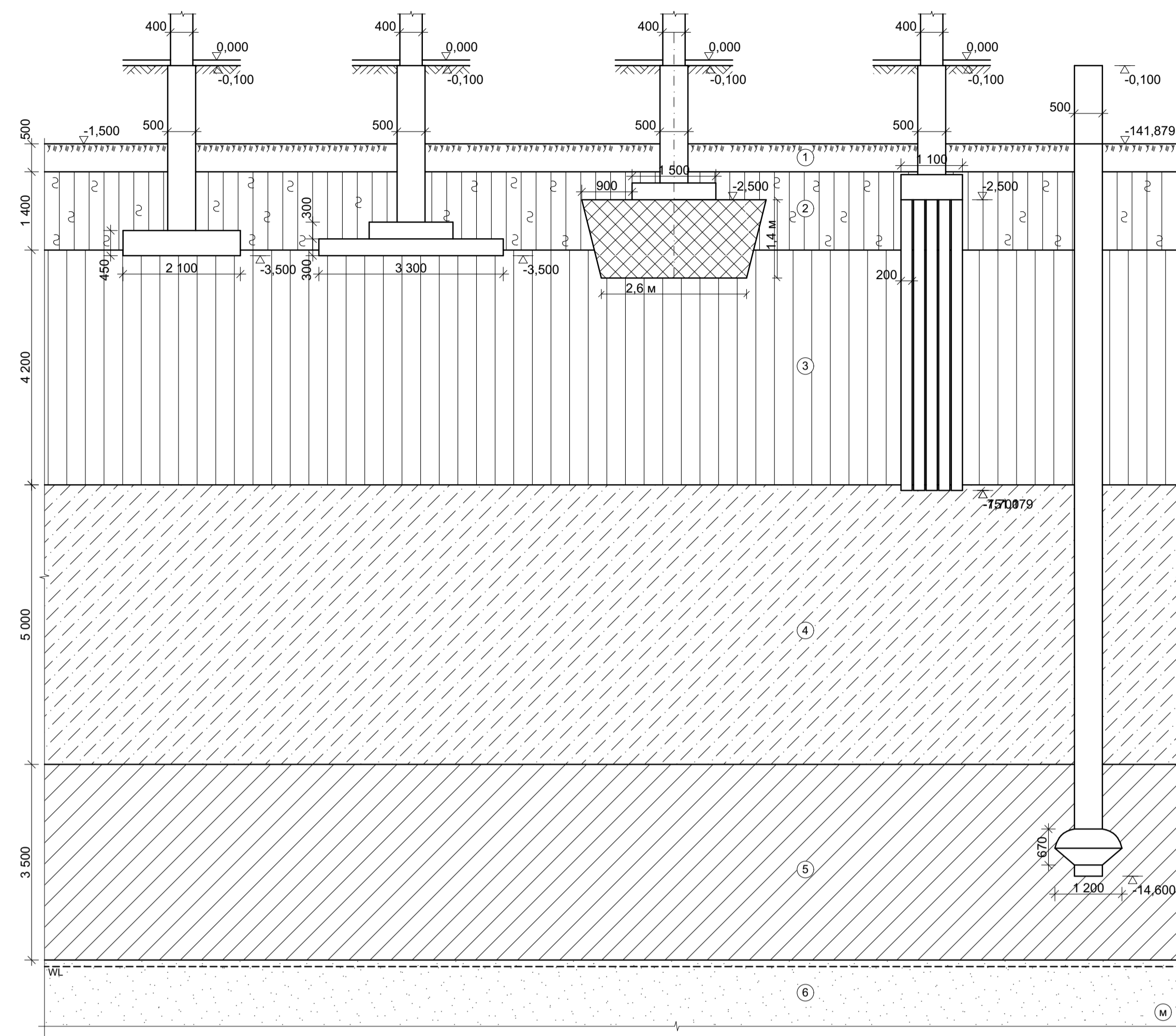
Розріз 2-2



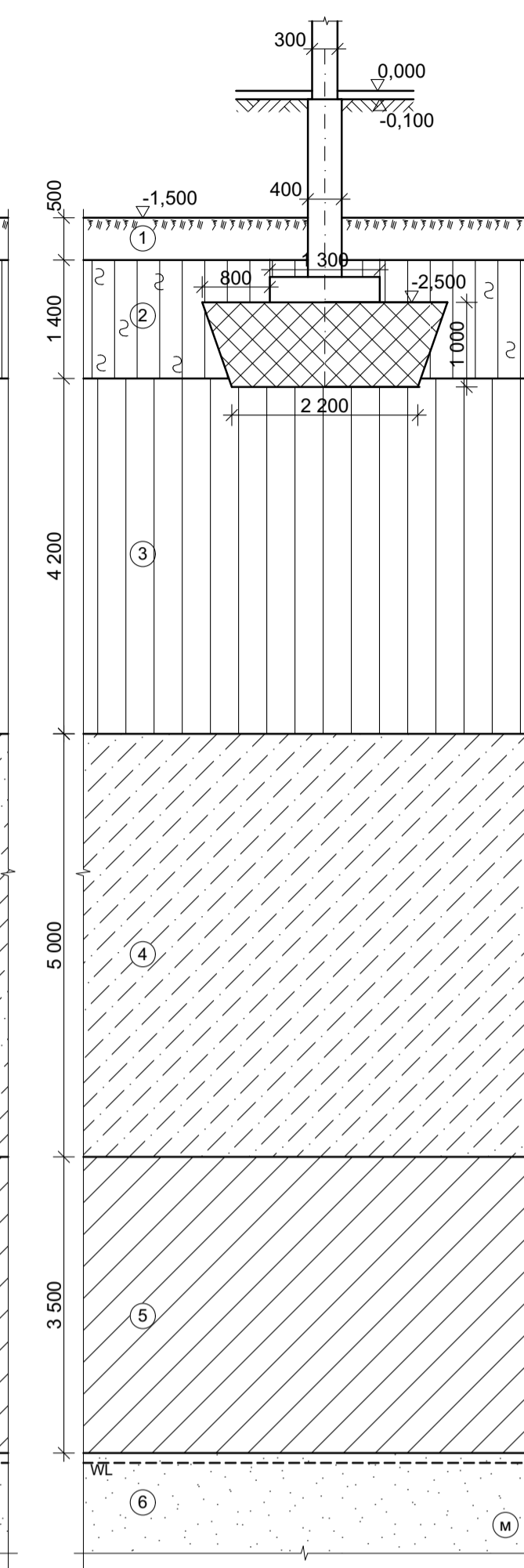
08-08 МКР.0 - АБ							
Реконструкція будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. Ч 1. Перша черга. Ч 2. Друга черга							
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		
Розробив	Діденко О.С.						
Керівник	Друкований М.Ф.						
Нормоконтр	Друкований М.Ф.						
ОпONENT							
Затвердив	Моргун А.С.						
Використання ґрунтоцементних паць з добавками золи виносення для стовпчастих фундаментів					Стадія	Аркуш	Аркушів
Розрізи 1-1, 2-2					П		
					ВНТУ, гр. Б - 18м		

Шкаф № 1
 Підпис: Іванів
 Ім'я: М.О.

Геологічний розріз з варіантами фундаментів по осі Г



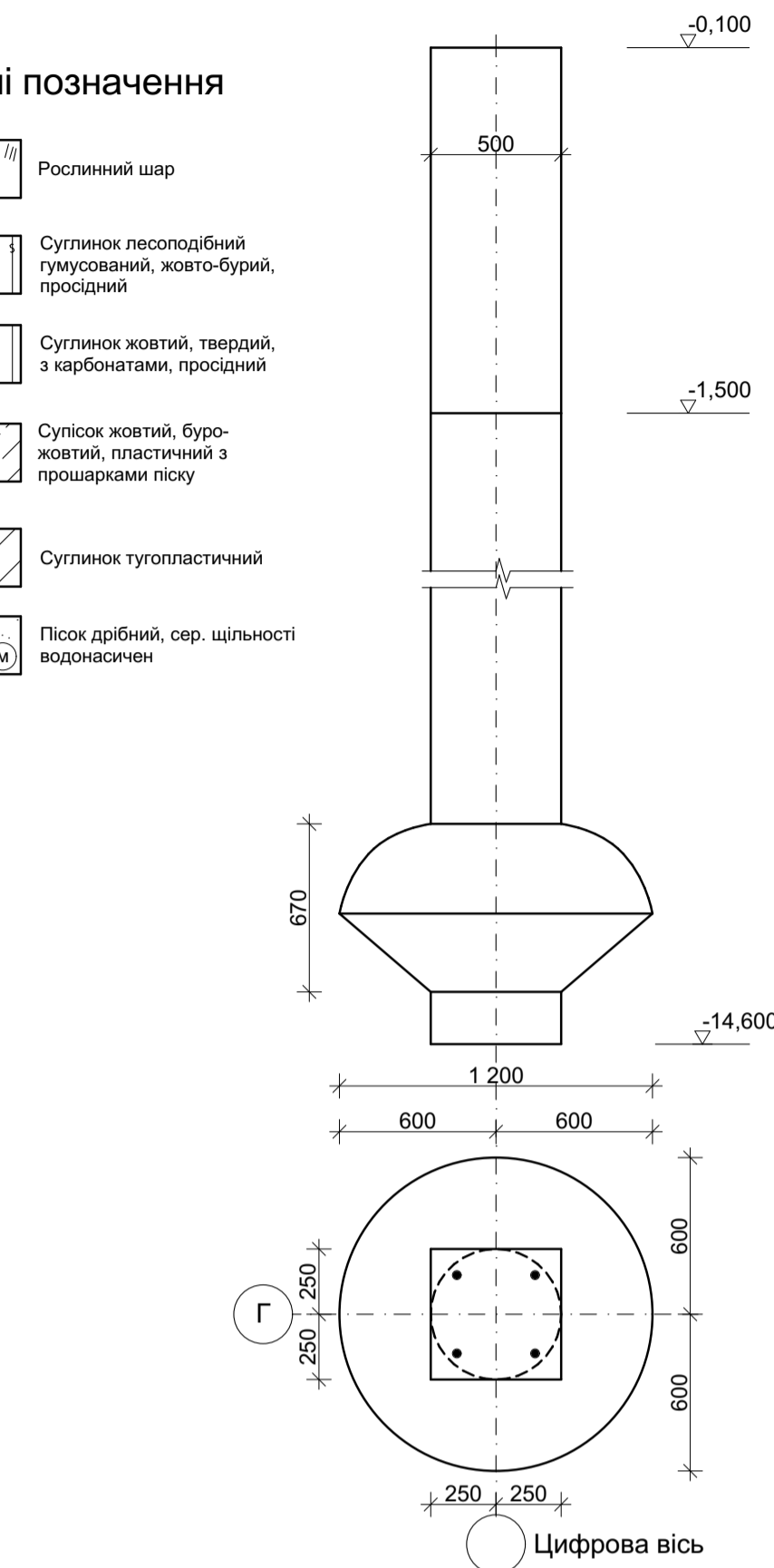
Геологічний розріз фундаментів по осям Б,В



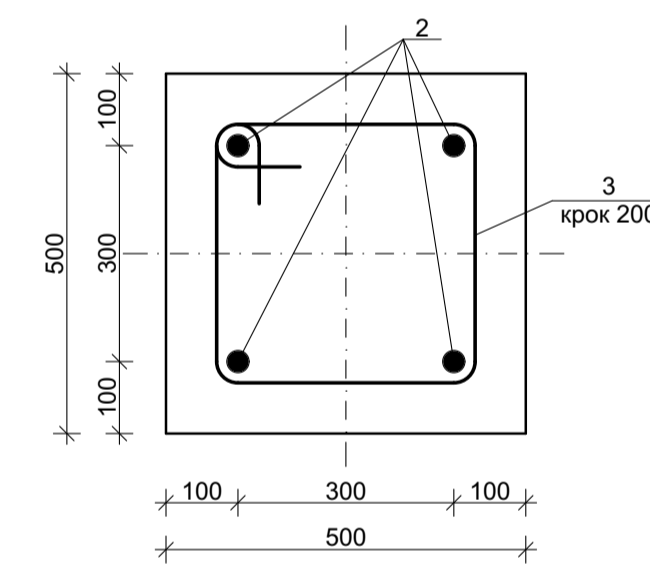
Фундамент з бурової палі з розширенням

Умовні позначення

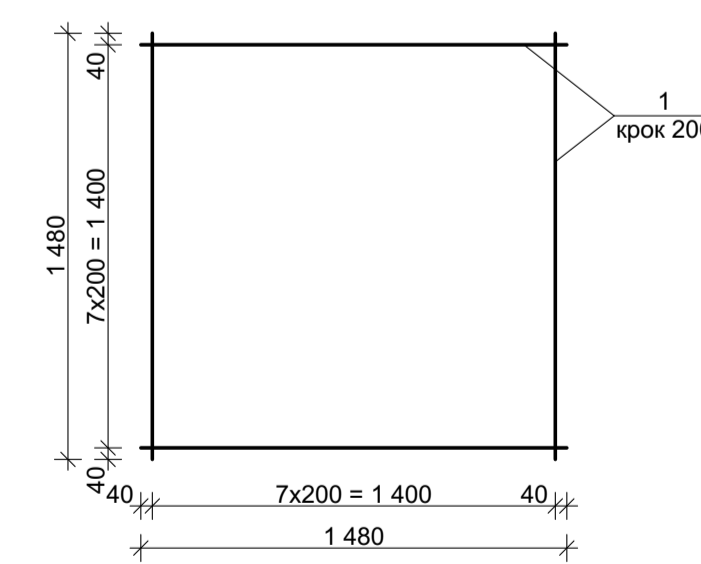
- 1 Рослинний шар
- 2 Суцільно лесоподібний гумусований, жовто-бурий, просіданий
- 3 Суцільно жовтий, твердий, з карбонатами, просіданий
- 4 Суцільно жовтий, бурожовтий, пластичний з прошарками піску
- 5 Суцільно тугопластичний
- 6 М Пісок дрібний, сер. щільності водонасичен



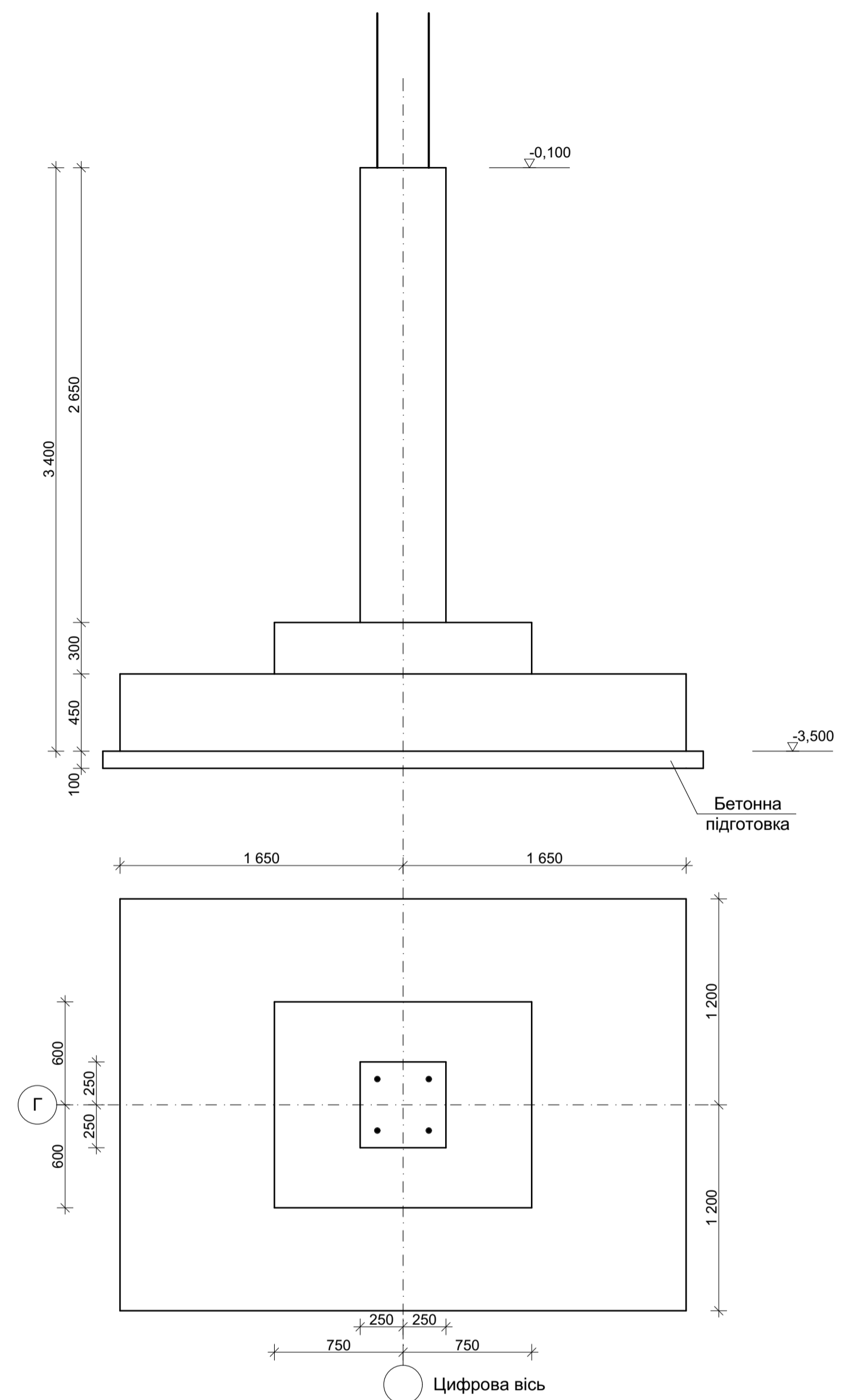
1 - 1



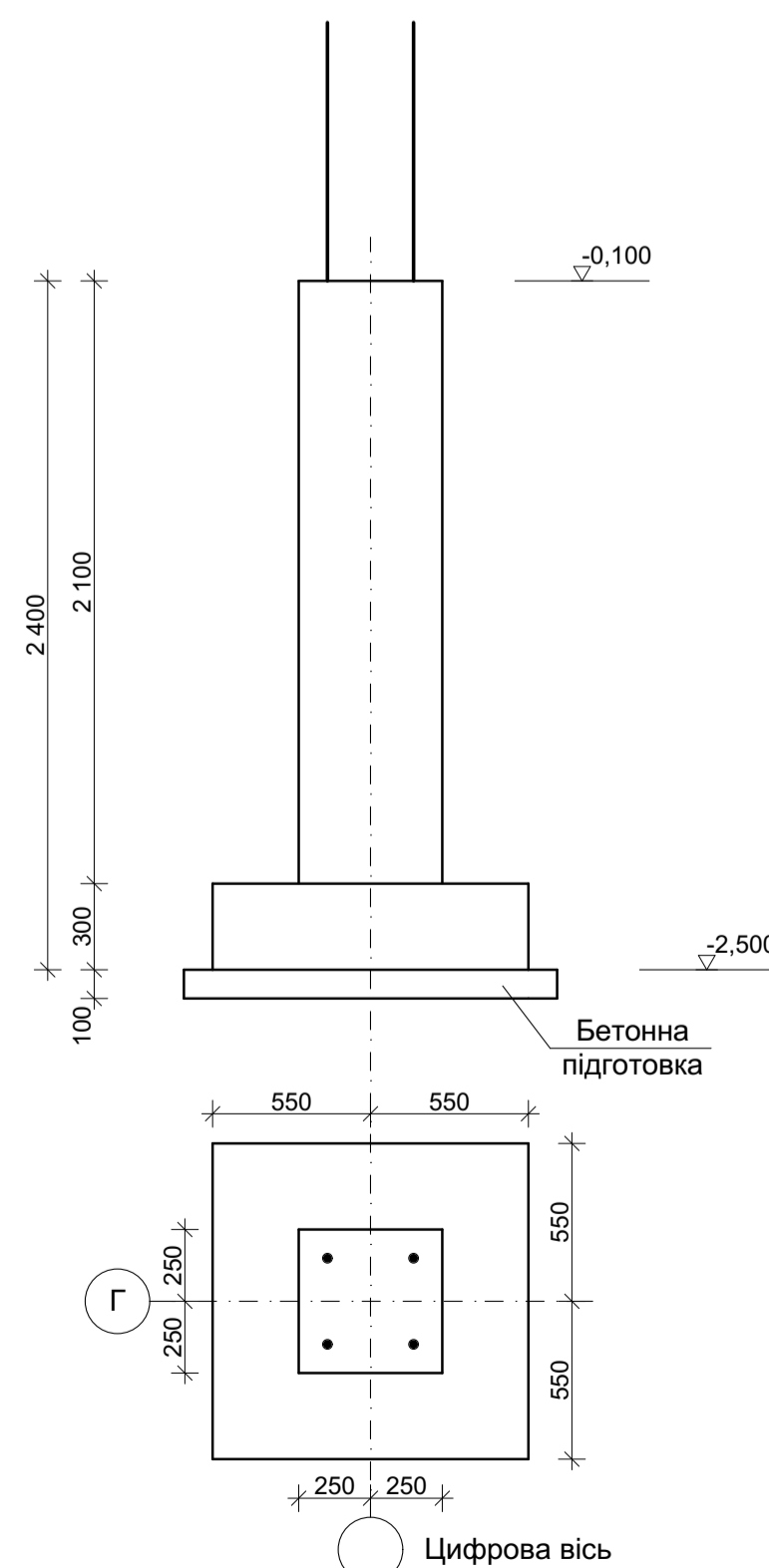
С - 1



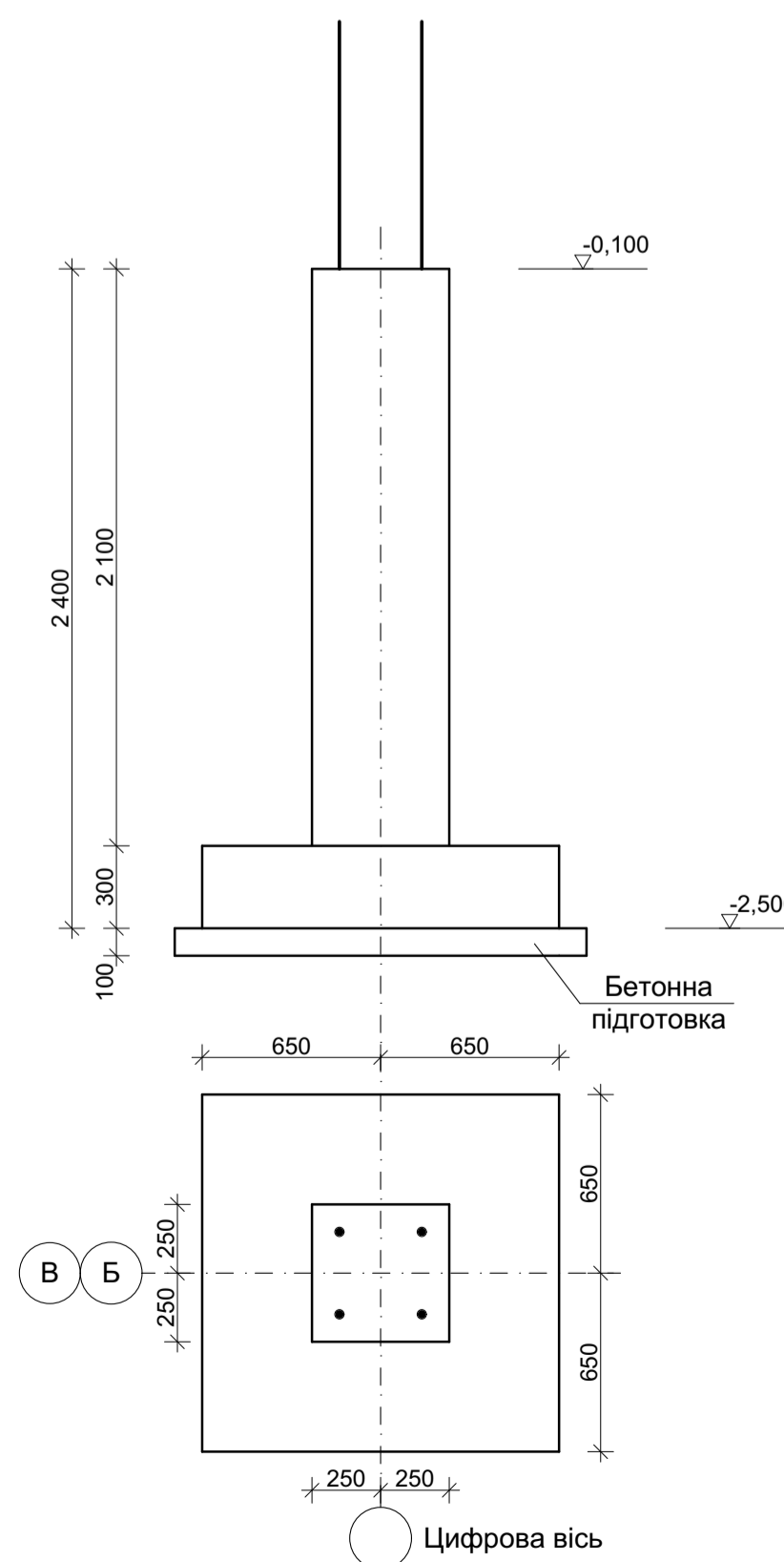
Фундамент мілко закладання на природній основі з умови недопущення просідань



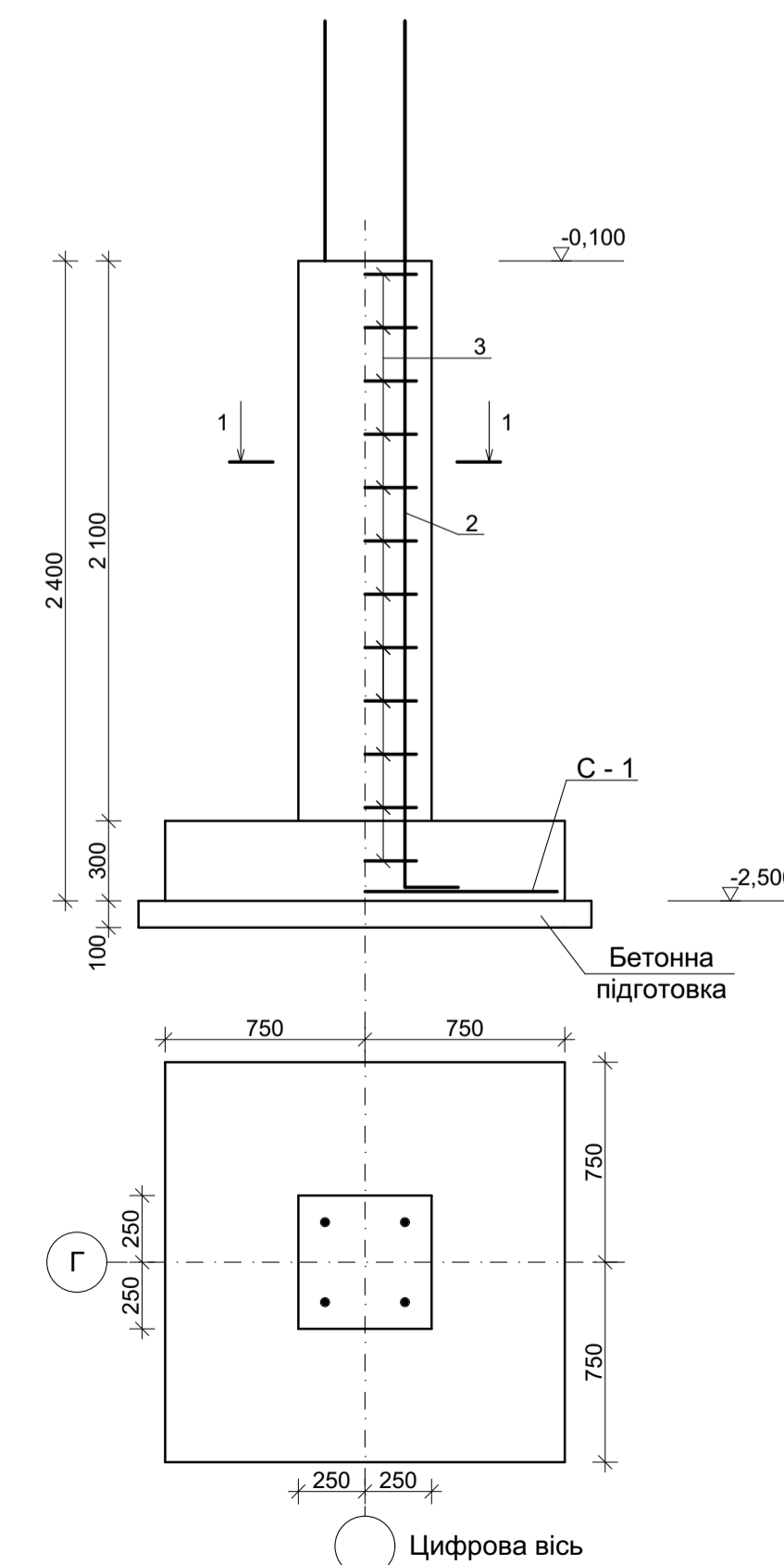
Фундамент на основі, підсилені ґрунтоцементними пальями



Фундамент мілко закладання на ґрунтовій подушці по осям Б,В



Фундамент мілко закладання на ґрунтовій подушці



Специфікація на 1 п.м

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од. кг	Примітки
Фундамент у варіанті мілко закладання на ґрунтовій подушці					
Складальні одиниці					
С - 1		Сітка С - 1	1	30,08	30,08
Деталі					
2		Ø14 А 400 С l = 3 460	4	4,39	17,56
3		Ø8 А 240 С l = 1 140	12	0,45	5,4
Матеріали					
		Бетон С 16/20			1,2 м3

Специфікація на арматурну сітку на 1 п.м

Марка виробу	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса од. кг.	Маса виробу. кг.
С - 1	1	Ø10 А 400 С l = 1 480	16	0,92	14,72

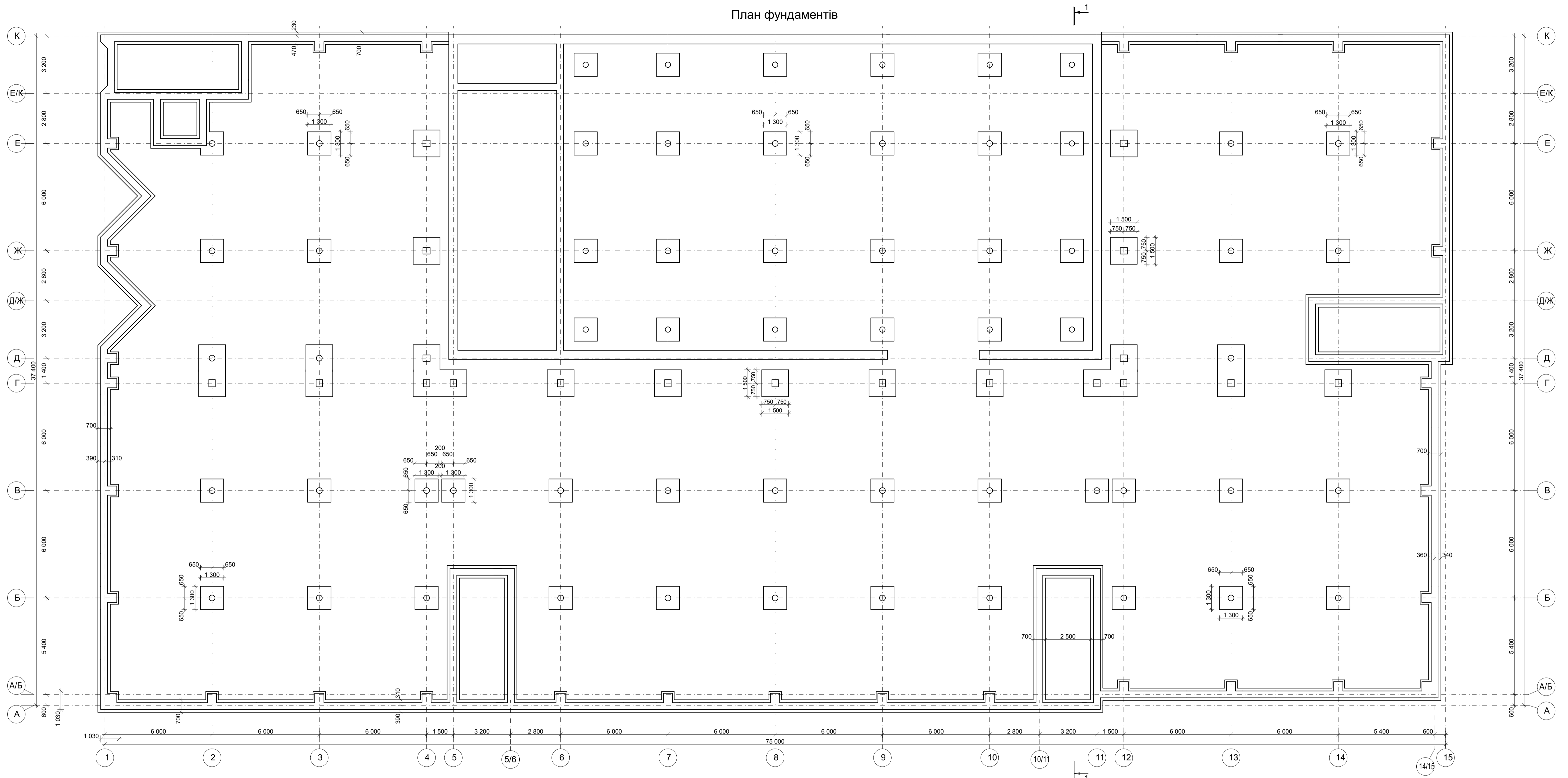
Відомість витрати сталі на 1 п. м, кг

Марка елемента	Вироби арматурні				Всього	
	Арматура класу А 400 С		А 240 С			
	ДСТУ 3760:2006		ДСТУ 3760:2006			
	Ø10	Ø14	Всього	Ø8	Всього	
Фундамент в варіанті мілко закладання на ґрунтовій подушці	14,72	17,56	32,28	5,4	5,4	37,68

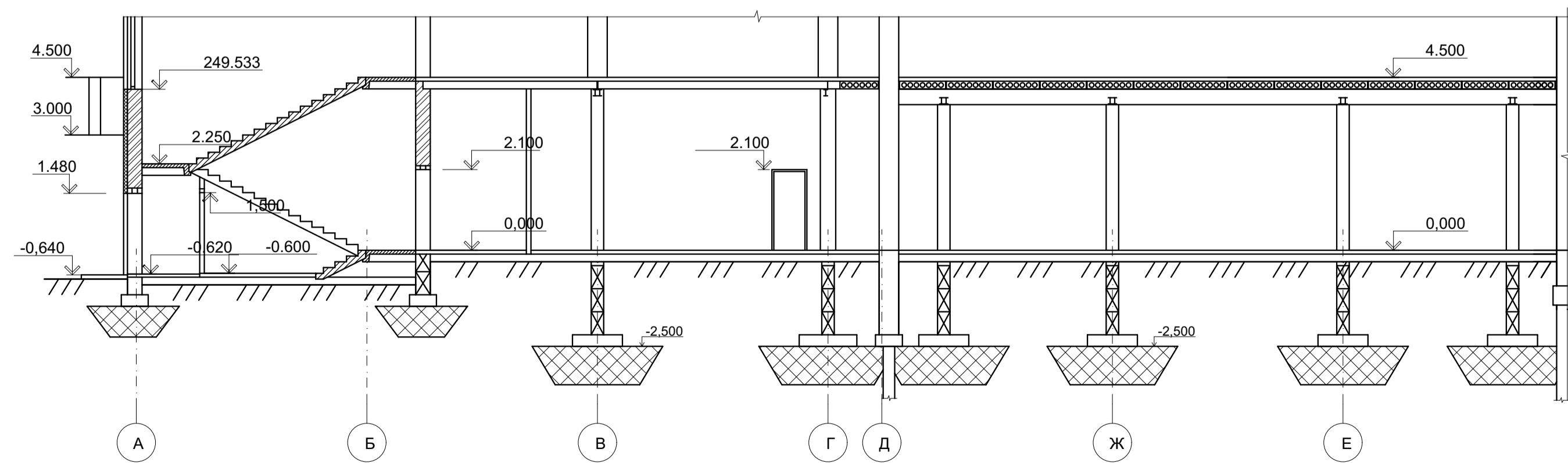
08-08 МКР.0 - КБ

08-08 МКР.0 - КБ					
Реконструкція будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. Ч 1. Перша черга. Ч 2. Друга черга					
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробник	Дієно О.Є.				
Керівник	Друкований М.Ф.				
Нормоконтр.	Друкований М.Ф.				
ОпONENT					
Затвердив	Моргун А.С.				
Використання ґрунтоцементних паль з добавками золи вивезення для стовпчастих фундаментів, розріз 1 - 1, сітка С - 1, специфікації					П
					ВНТУ, гр. Б - 18м

План фундаментів



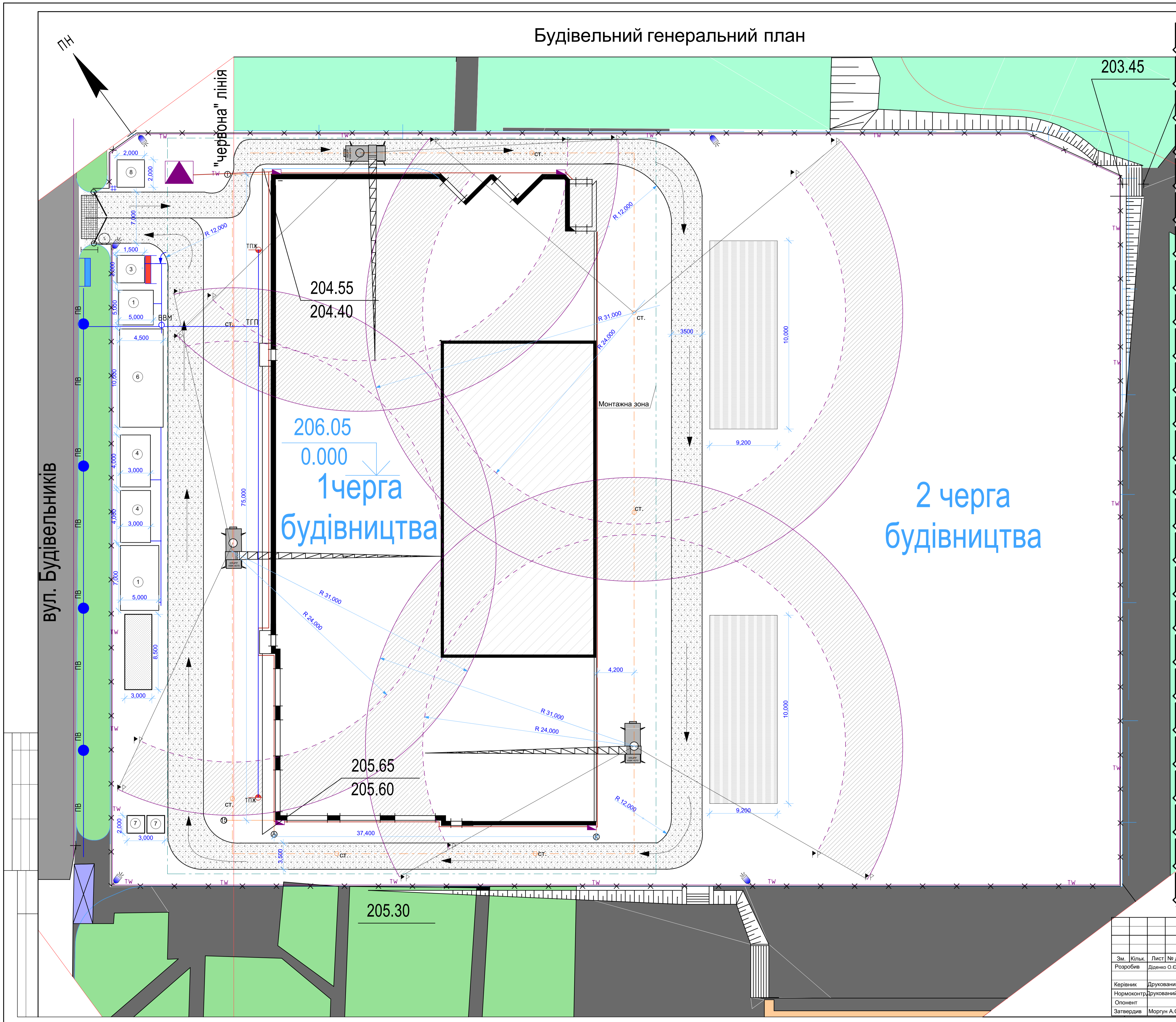
Розріз 1-1



Лист № 01
Дата: 14.08.2018

08-08 МКР.0 - КБ					
Реконструкція будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. Ч 1. Перша черга. Ч 2. Друга черга					
Зм.	Кільк.	Лист № док.	Підпис	Дата	
Розробив	Діденко О.С.				
Керівник	Друкований М.Ф.				
Нормоконтр	Друкований М.Ф.				
Опюмент					
Затвердив	Моргун А.С.				
Використання ґрунтоцементних паль з добавками золи виносення для стовпчастих фундаментів			Стадія	Аркуш	Аркушів
План фундаментів, розріз 1 - 1			П		
ВНТУ, гр. Б - 18м					

Будівельний генеральний план



Умовні позначення

	Огородження
	Вісь руху крану
	Напрямок руху автотранспорту
	Прожектор освітлення
	Табличка "Небезпечна зона. Працює кран"
	(5 км/год) "Обмеження максимальної швидкості"
	Схема руху автотранспорту
	Інформаційний щит
	Інформаційний щит на протипожежну тематику
	Тимчасова трансформаторна станція
	Розподільчий щит
	Постійна ЛЕП
	Тимчасова ЛЕП
	ПВ Постійна мережа водопроводу
	ВВМ Тимчасова виробнича мережа водопроводу з колодзями
	ТГП Тимчасова госп.-побутова мережа водопров.з колодзями
	Питний фонтанчик
	ТПЖ Тимчасова протипожежна мережа і гідранти
	Постійна дорога
	Відкритий та закритий склади
	Тимчасова дорога
	Площадка для очищення коліс

Експлікація тимчасових будівель і споруд

Найменування	Кл-ть	Корисна площа, м²	Розміри в плані, м	Тип будівлі
1 Контора виконавця робіт	1	25,0	5,0x5,0x3,0	Контейнерна
2 Гардеробні з умивальником	1	35,0	7,0x5,0x3,0	Контейнерна
3 Приміщення для обігріву та відпочинку робітників	1	4,5	1,5x3,0x3,0	Контейнерна
4 Душові	2	12,0	4,0x3,0x3,0	Контейнерна
5 Приміщення для сушіння одягу та взуття	1	4,5	1,5x3,0x3,0	Контейнерна
6 Приміщення для прийому їжі	1	45,0	4,5x10,0x3,0	Контейнерна
7 Туалет	2	6,0	3,0x2,0x3,0	Збірно-розбірна
8 Прохідна	1	4,0	2,0x2,0	Контейнерна

Техніко-економічні показники

Найменування	Од. вим.	Значення
Показник рівномірності будівельного потоку в часі	-	2,08
Показник компактності буденплану	-	0,75
Показник відношення площі тимчасових будівель до площі забудови	-	0,049
Показник використання території під склади	-	0,069
Директивний термін будівництва	днів	540
Фактичний термін будівництва	днів	524

08-08 МКР.0 - АБ			
Реконструкція будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс. Ч 1. Перша черга. Ч 2. Друга черга			
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.
Розробив	Дієнко О.Є.	Підпис	Дата
Керівник	Друкований М.Ф.	Підпис	Дата
Нормоконтр.	Друкований М.Ф.	Підпис	Дата
ОпONENT			
Затвердив	Моргун А.С.	Підпис	Дата
Використання ґрунтоцементних паль з добавками золи виносення для стовпчастих фундаментів		Стадія	Аркуші
Будівельний генеральний план (1 черга)		П	Аркуші
		ВНТУ, гр. Б - 18м	

вул. Будівельників

2 черга будівництва

1 черга будівництва

Додаток Е

Визначення тривалості виконання робіт

№№	Шифр нормативу	Найменування робіт	Одиниці виміру	Обсяг робіт	Трудовитрати		Трудовитрати				Кількість змін	Кількість робітників	Тривалість робіт, дн.
					на один	на обсяг	люд. зм.		маш. зм.				
					Люд.год Маш.год	Люд.год Маш.год	нормативні	прийняті	нормативні	прийняті			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		Розділ 1. Підготовчі роботи											
1	ПР1-4002	Зрізання рослинного шару бульдозером; група ґрунту 2	1000 м2	2,819	<u>-</u> 3,564	<u>-</u> 10,05	0	0	1,25625	1	2	1	0,5
2	Е1-145-2	Планування площ механізованим способом, група ґрунтів 2	1000м2	2,819	<u>-</u> 2,2633	<u>-</u> 6,38	0	0	0,7975	0,5	1	1	0,5
3	Е27-97-1	Улаштування тимчасових доріг	км	0,24	<u>890,19</u> 354,2144	<u>213,65</u> 85,01	26,7063	25	10,6263	10	2	5	2,5
4	Е22-8-5	Укладання тимчасового водопроводу та каналізації з гідравлічним випробуванням	1000м	0,086	<u>576</u> 94,8184	<u>49,54</u> 8,15	6,1925	5	1,01875	1	2	5	0,5
5	ЕН10-44-1 тех.ч. п.1.1.5 к=1,2	Улаштування огорожі глухої з установленням стовпів /при застосуванні лісоматеріалів із дуба, бука, граба, ясеня/	100м2	3,85	<u>313,968</u> 11,0846	<u>1208,78</u> 42,68	151,098	150	5,335	5	2	15	5
6	Е33-101-19 тех.ч. п.1.3.3.3 к=1,01	Установлення за допомогою механізмів дерев'яних одностоякових опор із просочених деталей на подвійних залізобетонних приставках для спільного підвішування проводів ВЛ 0,38 кВ, 0,20 кВ /при заготовленні	опора	5	<u>14,8975</u> 4,0254	<u>74,49</u> 20,13	9,31125	8	2,51625	2	2	4	1

14	ЕД6-50-6	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів площею понад 2 м2 для улаштування фундаментів загального призначення під колони, об'єм конструкцій, м3 до 10	100м3	1,872	<u>134,56</u>	<u>251,9</u>	31,4875	30	1,85	1,5	1	6	5
					7,9056	14,8							
15	ЕД6-61-13	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах вручну, маса елемента, кг понад 20 до 50	т	10,3	<u>18,08</u>	<u>186,22</u>	23,2775	21	2,35625	2	1	6	3,5
					1,83	18,85							
16	ЕД6-68-8	Укладання бетонної суміші в окремі конструкції вручну. Об'єм конструкції, м3, і спосіб ущільнення, понад 5, вібратором	100м3	1,872	<u>116,4</u>	<u>217,9</u>	27,2375	24	11,6475	6	1	6	4
					49,776	93,18							
-	-	-	-	-	-	-	-	82,0025	75	15,8538	9,5		
		Розділ 1. Нова прибудова (I черга будівництва)											
17	Е1-12-8 тех.ч. п.1.3.37 к=1,2 тех.ч. п.1.3.66 к=1,2	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2 /при розробці траншей/ /у межах вильоту стріли екскаватора/	1000м3	5,29936	<u>21,744</u>	<u>115,23</u>	14,4038	14	47,2588	14	2	1	7
					71,3421	378,07							
18	Е1-139-1	Улаштування ґрунтових подушок на осідаючих ґрунтах методом пошарового укочування	1000м3	0,52396	<u>3,06</u>	<u>1,6</u>	0,2	0	6,04875	6	2	2	3
					92,3609	48,39							
19	ЕД6-50-2	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів площею до 1 м2 для улаштування фундаментів загального призначення під колони, об'єм конструкцій, м3 понад 3	100м3	23,275	<u>252,98</u>	<u>5888,11</u>	736,014	696	29,4963	29	2	12	29
					10,1382	235,97							

20	ЕД6-62-3	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 8 до 12	т	108	<u>22,44</u>	<u>2423,52</u>	302,94	264	19,2163	11	2	12	11
					1,4234	153,73							
21	ЕД6-62-6	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 26	т	20	<u>14,27</u>	<u>285,4</u>	35,675	24	3,55	2	2	12	1
					1,42	28,4							
22	ЕД6-66-1	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкції, м3 до 10	100м3	23,275	<u>63,6</u>	<u>1480,29</u>	185,036	180	88,7838	75	2	12	7,5
					30,5164	710,27							
23	ЕД6-50-16	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування фундаментів стрічкових, шириною, мм понад 500 до 600	100м3	16,52	<u>348,23</u>	<u>5752,76</u>	719,095	696	28,795	28	2	12	29
					13,9446	230,36							
24	ЕД6-61-2 тех.ч п.3.2.1 к=0,93	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах за допомогою крана, діаметр арматури 16-32 мм, маса елемента, кг понад 300 до 600	т	90,86	<u>12,276</u>	<u>1115,4</u>	139,425	132	45,725	40	2	12	5,5
					4,026	365,8							
27	ЕД6-66-5	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Фундаменти стрічкові шириною, мм, до 600	100м3	16,52	<u>57</u>	<u>941,64</u>	117,705	108	53,7725	50	2	12	4,5
					26,04	430,18							
28	Е13-37-1	Обклеювання руберойдом або гідроізолом на нафтобітумі в 1 шар	м2	396,5	<u>1,34</u>	<u>531,31</u>	66,4138	60	0,65875	0	1	12	5
					0,0133	5,27							
29	Е41-4-8	Фарбувальна ізоляція	100м2	4,72	<u>60,55</u>	<u>285,8</u>	35,725	36	0	0	1	12	3

		вертикальної бетонної поверхні бітумною емульсією у два шари			-	-							
30	PH1-12-8	Засипка траншей та котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт при переміщенні ґрунту до 5 м, група ґрунту 2	100 м3	7,959	-	-	0	0	1,02375	1	1	1	1
					1,0296	8,19							
31	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	7,959	18,36	146,13	18,2663	11	5,09125	5	1	2	5,5
					5,1175	40,73							
32	E1-131-3	Ущільнення ґрунту причіпними кулачковими котками масою 8 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 20 см	1000м3	0,7959	-	-	0	0	4,77375	4	1	2	4
					47,9874	38,19							
		Разом прямі витрати по розділу 1			-	18967,19	2370,9	2221	334,194	265			
						2673,55							
		Разом прямі витрати по підземній частині			-	19623,21	2452,9	2615	350,048	275			
						2800,38							
		<u>Б. Надземна частина</u>											
		<u>Відділ 1. В межах осей Д-Г та 6-11</u>											
33	PH3-23-1	Пробивання прорізів у цегляних стінах вручну	1 м3	3,12	17,59	54,88	6,86	6	0,31125	0	1	6	1
					0,7995	2,49							
34	PH3-27-2	Улаштування монолітних залізобетонних перемичок	1 м3	2,18	139,12	303,28	37,91	36	0	0	2	6	3
					-	-							
35	E9-17-1	Монтаж колон багатоповерхових будівель висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 1,0 т	т	9,60336	14,96	143,67	17,9588	18	12,5963	12	2	6	1,5
					10,493	100,77							
36	ЕД6-66-7	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, до 300	100м3	0,28488	298	84,89	10,6113	12	5,8725	3	2	4	1,5
					164,92	46,98							
37	E9-25-1	Монтаж ригелів із кроком ферм	т	1,785	22,56	40,27	5,03375	4	1,845	1	2	4	0,5

		до 12 м при висоті будівлі до 25 м			8,2688	14,76							
38	E7-45-6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	0,72	<u>332,05</u> 184,287	<u>239,08</u> 132,69	29,885	28	16,5863	14	2	4	3,5
		Разом прями витрати по відділу 1			-	<u>866,07</u> 297,69	108,259	104	37,2113	30			
		<u>Відділ 2. Нова прибудова (I черга будівництва)</u>	-	-	-	-							
39	ЕД6-50-22	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування колон висотою до 6 м, периметр, м понад 1,2 до 1,6	100м3	0,23796	<u>921,78</u> 58,5966	<u>219,35</u> 13,94	27,4188	24	1,7425	1	2	6	2
40	ЕД6-61-14	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах вручну, маса елемента, кг понад 50 до 100	т	1,32	<u>16,59</u> 1,83	<u>21,9</u> 2,42	2,7375	3	0,3025	0	1	6	0,5
41	ЕД6-66-8	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, понад 300 до 500	100м3	0,23796	<u>210</u> 114,08	<u>49,97</u> 27,15	6,24625	6	3,39375	1	2	6	0,5
42	E9-17-1	Монтаж колон багатоповерхових будівель висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 1,0 т	т	14,885	<u>14,96</u> 10,493	<u>222,68</u> 156,19	27,835	24	19,5238	12	2	4	3
43	ЕД6-66-7	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, до 300	100м3	0,44547	<u>298</u> 164,92	<u>132,75</u> 73,47	16,5938	16	9,18375	4	2	4	2
44	E9-25-1	Монтаж ригелів із кроком ферм до 12 м- 18 м при висоті будівлі до 25 м	т	8,928	<u>22,56</u> 8,2688	<u>201,42</u> 73,82	25,1775	24	9,2275	4	2	6	2
45	E7-47-2	Установлення сходових	100шт	0,04	<u>343,65</u>	<u>13,75</u>	1,71875	2	1,44125	0,5	1	4	0,5

		площадок масою більше 1 т			288,3659	11,53							
46	E7-47-4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	100шт	0,06	<u>319</u>	<u>19,14</u>	2,3925	4	2,09625	1	1	4	1
					279,4176	16,77							
47	E8-6-4	Мурування зовнішніх середньої складності стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	м3	855,239	<u>7,33</u>	<u>6268,9</u>	783,613	768	197,72	64	2	12	32
					1,8495	1581,76							
48	E7-44-10	Укладання перемичок масою до 0,3 т	100шт	2,07	<u>21,46</u>	<u>44,42</u>	5,5525	4	5,55375	1	2	4	0,5
					21,4632	44,43							
49	E8-7-6	Мурування перегородок неармованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху понад 4 м	100м2	8,4575	<u>146,15</u>	<u>1236,06</u>	154,508	144	24,3713	24	2	12	6
					23,0528	194,97							
50	E8-25-2	Установлення перегородок зі скляних блоків при висоті поверху понад 4 м	100м2	0,1546	<u>183,28</u>	<u>28,34</u>	3,5425	4	0,295	1	2	4	0,5
					15,2716	2,36							
51	PH5-9-1	Улаштування металопластикових перегородок	100 м2	1,3784	<u>161,53</u>	<u>222,65</u>	27,8313	24	0	0	2	4	3
					-	-							
52	E7-46-5	Укладання у каркасних будівлях панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2	100шт	3,03	<u>397,3</u>	<u>1203,82</u>	150,478	148	73,5488	72	2	4	18,5
					194,1886	588,39							
53	E9-22-1	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3 т	т	9,148	<u>36,8</u>	<u>336,65</u>	42,0813	42	27,6688	7	2	6	3,5
					24,197	221,35							
54	E9-25-1	Монтаж прогонів із кроком ферм до 12 м-18 м при висоті будівлі до 25 м	т	1,3914	<u>22,56</u>	<u>31,39</u>	3,92375	3	1,43875	0,5	1	6	0,5
					8,2688	11,51							
			РАЗОМ				1281,65	1240	377,508	193			
		Розділ 1. Покрівля											
54	PH8-30-3	Улаштування покриття з листової сталі скатів з настінними жолобами та звисами	100м2	28,05	<u>91,89</u>	<u>2577,51</u>	322,189	312	2,18125	2	1	12	26
					0,6222	17,45							

		Разом прямі витрати по розділу 1			-	<u>2577,51</u> 17,45	322,189	312	2,18125	2			
		Розділ 2. Двері та вікна											
55	ЕН10-18-2	Установлення віконних блоків зі спареними рамами у кам'яних стінах житлових і громадських будівель при площі прорізу більше 2 м2	100м2	2,3107	<u>184,23</u> 18,3732	<u>425,7</u> 42,45	53,2125	45	5,30625	5	1	9	5
56	ЕН10-26-2	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу більше 3 м2	100м2	13,2895	<u>124,82</u> 34,404	<u>1658,8</u> 457,21	207,35	192	57,1513	42	1	6	32
		Разом прямі витрати по розділу 2			-	<u>2084,5</u> 499,66	260,563	237	62,4575	47			
		Розділ 3. Підлоги											
57	ЕН11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебневих шарів	м3	701,25	<u>4,78</u> 1,3014	<u>3351,98</u> 912,61	418,998	408	114,076	96	1	12	34
58	ЕН11-2-9	Улаштування підстилаючих бетонних шарів	м3	37,728	<u>5,58</u> 0,0139	<u>210,52</u> 0,52	26,315	24	0,065	2	1	12	2
59	ЕН11-8-3	Улаштування теплоізоляції засипної керамзитової	м3	701,25	<u>5,42</u> 0,6801	<u>3800,78</u> 476,92	475,098	474	59,615	58	1	12	39,5
60	ЕН11-4-5	Улаштування гідроізоляції обмазувальної бітумною мастикою в один шар товщиною 2 мм	100м2	49,587	<u>31,7</u> 0,0777	<u>1571,91</u> 3,85	196,489	192	0,48125	16	1	12	16
61	ЕН11-28-2	Улаштування покриттів із плиток керамічних багатокольорових на цементному розчині	100м2	49,587	<u>160,39</u> 1,2489	<u>7953,26</u> 61,93	994,158	960	7,74125	7	1	24	40
62	ЕН11-36-2	Улаштування покриттів з паркету мозаїчного по готовій основі на мастиці клеючій каучуковій	100м2	0,8868	<u>112,39</u> 0,333	<u>99,67</u> 0,3	12,4588	12	0,0375	0	1	12	1

63	EH11-15-1	Улаштування покриттів бетонних товщиною 30 мм бетон важкий В 7,5 [М 100] крупність заповнювача 10-20 мм	100м2	1,8864	<u>57,04</u>	<u>107,6</u>	13,45	12	0,36625	0	1	12	1
					1,554	2,93							
Разом прямі витрати по розділу 3					-	<u>17095,72</u>	2136,97	2082	182,383	179			
						<u>1459,06</u>							
Розділ 4. Опорядження внутрішнє та зовнішнє													
64	EH15-46-11	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стель механізованим способом	100м2	51,4589	<u>192,03</u>	<u>9881,65</u>	1235,21	1224	53,34	51	1	24	51
					8,2925	426,72							
65	EH15-182-2	Шпаклювання стель мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100м2	51,4589	<u>100,42</u>	<u>5167,5</u>	645,938	636	0,285	0	1	24	26,5
					0,0444	2,28							
66	EH15-151-3	Фарбування водними розчинами стель всередині приміщень, вапняне по штукатурці	100м2	51,4589	<u>14,91</u>	<u>767,25</u>	95,9063	84	0,07125	0	1	24	3,5
					0,0111	0,57							
67	EH15-179-7	Високоякісне фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м2	53,8131	<u>103,12</u>	<u>5549,21</u>	693,651	684	0,14875	0	1	24	28,5
					0,0222	1,19							
68	EH15-46-9	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін механізованим способом	100м2	53,8131	<u>147</u>	<u>7910,53</u>	988,816	984	55,7813	41	1	24	41
					8,2925	446,25							
69	EH11-7-1	Затирання поверхні гідроізоляції піском	100м2	6,7694	<u>13,94</u>	<u>94,37</u>	11,7963	12	0,13625	0	1	24	0,5
					0,161	1,09							
70	EH15-179-7	Високоякісне фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м2	6,7694	<u>103,12</u>	<u>698,06</u>	87,2575	84	0,01875	0	1	24	3,5
					0,0222	0,15							
71	EH15-	Облицювання керамічними	100м2	12,566	<u>273,258</u>	<u>3433,76</u>	429,22	420	0,565	0,05	1	24	17,5

	24-1 тех.ч. п.3.3.10 к=0,9	глазурованими плитками поверхонь стін із карнизними, плінтусними та кутовими плиткам по цеглі та бетону у громадських будівлях у приміщеннях висотою більше 4 м ізготових риштувань			0,3597	4,52								
72	ЕН15- 46-6	Поліпшенене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону колон вручну	100м2	4,3936	<u>112,42</u> 2,6322	<u>493,93</u> 11,56	61,7413	60	1,445	1	1	24	2,5	
73	ЕН15- 179-5	Поліпшене фарбування колон полівінілацетатними водоємільсійними сумішами по збірних конструкціях, підготовлених під фарбування	100м2	4,3936	<u>38,11</u> 0,0111	<u>167,44</u> 0,05	20,93	12	0,00625	0	1	24	0,5	
74	ЕН15- 37-3	Високоякісне штукатурення фасаду цементно-вапняним розчином по каменю стін із прорізними рустами механізованим способом	100м2	14,0175	<u>245,49</u> 5,13	<u>3441,16</u> 71,91	430,145	420	8,98875	8	1	24	17,5	
75	ЕН15- 180-2	Декоративне олійне оздоблення поверхонь під мрамур	100м2	14,0175	<u>224,4</u> 0,3441	<u>3145,53</u> 4,82	393,191	384	0,6025	0,5	1	24	16	
76	ЕН15- 183-1	Декоративне штукатурення фасадів	100м2	2,996	<u>231,35</u> -	<u>693,12</u> -	86,64	84	0	0	1	24	3,5	
		Разом прямі витрати по розділу 4			-	<u>41443,51</u> 971,11	5180,44	5088	121,389	101,55				
		Розділ 5. Вимощення												
77	ЕН11-2- 4	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебневих шарів	м3	89,88	<u>4,78</u> 1,3014	<u>429,63</u> 116,97	53,7038	49,5	14,6213	12	1	9	5,5	
78	ЕН11- 19-3	Улаштування асфальтобетонних жорстких покриттів товщиною 25 мм	100м2	3,37	<u>32,86</u> 3,0818	<u>110,74</u> 10,39	13,8425	13,5	1,29875	1,5	1	9	1,5	
		Разом прямі витрати по розділу 5			-	<u>540,37</u>	67,5463	63	15,92	13,5				

				127,36							
		Разом прямі витрати по відділу 2	-	<u>73950,38</u>	9243,8	9022	756,284	536,05			
				6050,27							
		Разом прямі витрати по надземній частині	-	<u>74816,45</u>	9352,06	9126	793,495	566,05			
				6347,96							
		Разом прямі витрати по кошторису	-	<u>98699,72</u>	12337,5	11931	1166,28	860,55			
				9330,26							

Додаток Ж

Розрахунок і проектування тимчасових будівель

Назва будівлі	Кількість працюючих	Норма площ на одну людину, м ²	Формула підрахунку	Розрахункова площа, м ²	Розміри, м	Кількість, шт.	Корисна площа, м ²	Шифр тип. проекту	Тип будівлі
1		2	3	4	5	6	7	8	9
Виконробська	4	5,0	$S_1 = 5 \cdot (4 + 1) = 25 \text{ м}^2$	25,0	5,0×5,0×3,0	1	25,0	4078-1.00 СД	Конт.
Гардеробні з умивальниками	50	0,7	$S_2 = 50 \cdot 0,7 = 35 \text{ м}^2$	35,0	7,0×5,0×3,0	2	35,0	ГОСС Д - 6	Конт.
Душові	25	0,54 від 40%	$S_3 = 0,54 \cdot (22+3) = 11,88 \text{ м}^2$	11,88	4,0×3,0×3,0	2	12,0	31315	Конт.
Приміщення для прийому їжі	55	0,8	$S_4 = 0,8 \cdot 55 = 44 \text{ м}^2$	44,0	4,5×10,0× 3,0	1	45,0	Г К -10	Конт.
Сушилка	22	0,2 від 40%	$S_5 = 0,2 \cdot 22 = 4,4 \text{ м}^2$	4,4	3,0×1,5×3,0	1	4,5	31315	Конт.
Туалет	55	0,1	$S_6 = 0,1 \cdot 55 = 5,5 \text{ м}^2 > 2,16 \text{ м}^2$,	5,5	3,0×2,0×3,0	2	6,0	494-4-13	Збірна
Приміщення для захисту від сонячної радіації	55	1/10	$S_8 = 1 \cdot 55 / 10 = 5,5 \text{ м}^2$	5,5	3,0×2,0×3,0	2	6,0	31315	Конт.

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

У випусковій кваліфікаційній роботі досліджуються можливості використання ґрунто-цементних паль з добавкою мінеральних компонентів для стовпчастих фундаментів житлових будинків. На будівельно-монтажний персонал в процесі влаштування фундаментів впливають небезпечні та шкідливі виробничі фактори. 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.

На персонал будівельної фірми, який здійснює влаштування фундаментів з паль, згідно ГОСТ 12.0.003-74, діють наступні небезпечні та шкідливі виробничі фактори:

1) фізичні:

- 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;

2) психофізіологічні :

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

6.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта

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

Будівельні майданчики та виробничі ділянки повинні бути огорожені згідно з ГОСТ 23407.

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 просвіті – 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.

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

грунту; 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 палейних машин повинна бути визначена в радіусі не менше ніж 15 м від гирла свердловини або місця забивання палі. Пересування палейних 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 0.00-1.07.

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 відвідний 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.

6.1.2 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).

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 КЗ 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 ГОСТ 12.2.003, в якому визначені вимоги до основних елементів конструкції, органів управління і засобів захисту, які входять в конструкцію виробничого обладнання любого виду і призначення.

6.2 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.

6.2.1 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 6.1.

Таблиця 6.1 – Нормування мікроклімату в робочій зоні ЕС

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.

6.2.2 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.

Таблиця 6.2 – Можливі забруднювачі повітря можуть і 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.

6.2.3 Виробниче освітлення

Природне освітлення

Природне освітлення поділяється на: бокове (одно- або двохстороннє), що здійснюється через світлові отвори (вікна) в зовнішніх стінах; верхнє, здійснюване через ліхтарі та отвори в дахах і перекриттях; комбіноване — поєднання верхнього та бокового 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)

Прийняте роздільне нормування КПО для бічного і верхнього освітлення. Ті місця, що освітлюється тільки бічним світлом, нормується мінімальне значення КПО в межах робочої зони, що повинно бути забезпечене в точках, найбільше віддалених від вікна. Нормовані значення КПО для будинків визначаються за формулою:

$$e_n = e_H \cdot m_n \quad (6.1)$$

де e_n - значення КПО для будинків;

m_n - коефіцієнт сонячності клімату - 0,85, вікна зорієнтовані на захід.

Нормування освітленості представлено в таблиці 6.3.

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.

Таблиця 6.3 – Нормування освітленості

Характеристика зорової роботи	Найменший об'єкт розрізнення, мм	Розділ зорової роботи	Підрозділ роботи	Контраст об'єкту розрізнення з фоном
Середньої точності	Більше 0,5 до 1	IV	а	малий
Характеристика фону	Освітленість, лк		КЕО E_n %	
	Штучне освітлення		Природне освітлення	Сумісне освітлення
	Комбіноване	Загальне		
малий	750	300	2	1

На робочих місцях встановлюються світильники місцевого освітлення ($e=2\%$). В місцях де постійно працюють робітники застосовують світлодіодні лампи. Освітлення сучасних електромеханічних та ремонтно-механічних цехів реалізують за допомогою прожекторів із світлодіодними лампами. Освітленість

робочих місць при застосуванні світлодіодних ламп повинна бути не менше 10 лк. Черговий та оперативний персонал повинен бути забезпечений додатковими акумуляторними ліхтарями.

6.2.4 Виробничий шум

Відповідно до ГОСТ 12.1.003-83. 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 $L_A = 201g(P_A/P_0)$, 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.

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.

6.2.5 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.

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

$$L_v = 20 \cdot gV / 5 \cdot 10^{-8} \quad (6.2)$$

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.

6.2.6 Психофізіологічні фактори

а) Класи умов праці за показниками важкості праці Па:

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 м'язів 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).

6.3 Б в НС

Оцінка безпеки перебування людей в приміщенні першого поверху
розважально-торгівельного комплексу

...1 Дія іонізуючих випромінювань на організм людини

Згідно з одними поглядами, іонізація атомів і молекул, що виникає під дією випромінювання, веде до розірвання зв'язків у білкових молекулах, що призводить до загибелі клітин і поразки всього організму. Згідно з іншими уявленнями, у формуванні біологічних наслідків іонізуючих випромінювань відіграють роль продукти радіолізу води, яка, як відомо, становить до 70% маси організму людини. При іонізації води утворюються вільні радикали H^+ та OH^- , а в присутності кисню — пероксидні сполуки, що є сильними окислювачами. Останні вступають у хімічну взаємодію з молекулами білків та ферментів, руйнуючи їх, в результаті чого утворюються сполуки, не властиві живому організму. Це призводить до порушення обмінних процесів, пригніблення ферментних і окремих функціональних систем, тобто порушення життєдіяльності всього організму.

Вплив радіоактивного випромінювання на організм людини можна уявити в дуже спрощеному вигляді таким чином. Припустімо, що в організмі людини відбувається нормальний процес травлення, їжа, що надходить, розкладається на більш прості сполуки, які потім надходять через мембрану усередину кожної клітини і будуть використані як будівельний матеріал для відтворення собі подібних, для відшкодування енергетичних витрат на транспортування речовин і їхню переробку. Під час потрапляння випромінювання на мембрану відразу ж порушуються молекулярні зв'язки, атоми перетворюються в іони. Крізь зруйновану мембрану в клітину починають

надходити сторонні (токсичні) речовини, робота її порушується. Якщо доза випромінювання невелика, відбувається рекомбінація електронів, тобто повернення їх на свої місця. Молекулярні зв'язки відновлюються, і клітина продовжує виконувати свої функції. Якщо ж доза опромінення висока або дуже багато разів повторюється, то електрони не встигають рекомбінувати; молекулярні зв'язки не відновлюються; виходить з ладу велика кількість клітин; робота органів розладнується; нормальна життєдіяльність організму стає неможливою.

...2 Розрахунок коефіцієнта протирадіаційного захисту приміщення першого поверху

Оскільки приміщення, для якого проводитимемо розрахунок, знаходиться на першому поверсі будівлі, коефіцієнт протирадіаційного захисту розраховуватимемо за формулою

$$K_3 = \frac{0,65 \times K_1 \times K_{CT}}{(1 - K_{Ш})(K_0 \times K_{CT} + 1)K_M}$$

Початкові дані:

1. Несучі стіни будинку з цегли (51 см), маса $1\text{ м}^2 - 664\text{ кг}$;
2. Несучі стіни будинку з цегли (38 см), маса $1\text{ м}^2 - 494\text{ кг}$;
3. Перегородки цегли (12 см), маса $1\text{ м}^2 - 156\text{ кг}$;
4. Маса 1 м^2 міжповерхового перекриття – 690 кг/м^2 .
5. Площа віконних прорізів: ВК1 – $2,9\text{ м}^2$; ВК2 – $2,6\text{ м}^2$; ВК6 – $0,8\text{ м}^2$.
6. Площа дверних прорізів: Дм-1 – $4,9\text{ м}^2$, Дз-2 – $3,2\text{ м}^2$, Дз-3 – $2,75\text{ м}^2$; Дп-4 – $5,2\text{ м}^2$; Д-4 – $1,7\text{ м}^2$; Д-5 – $3,2\text{ м}^2$; Д-7 – $4,2\text{ м}^2$.
7. Висота підвіконників – $0,9\text{ м}$;
8. Площа підлоги для розрахунку приміщення – $1376,8\text{ м}^2$;
9. Висота приміщення – 4 м ;
10. Плоскі кути:
Кут $\alpha_1 = 60^\circ$. Проти кута розташовані:
 - стіна з цегли (38 см) площею 68 м^2 ;
 - стіна з цегли (51 см) площею 68 м^2 ;

- стіна з цегли (12 см) площею 68 м^2 з прорізом площею $10,35 \text{ м}^2$;
- стіна з цегли (38 см) площею 68 м^2 з прорізом площею $13,8 \text{ м}^2$.

Кут $\alpha_2 = 120^\circ$. Проти кута розташовані:

- стіна з цегли (51 см) площею $118,4 \text{ м}^2$ з прорізом площею $10,4 \text{ м}^2$.

Кут $\alpha_3 = 60^\circ$. Проти кута розташовані:

- стіна з цегли (51 см) площею 68 м^2 з прорізом площею 10 м^2 ;
- стіна з цегли (12 см) площею 68 м^2 з прорізом площею $1,9 \text{ м}^2$;
- стіна з цегли (12 см) площею 68 м^2 з прорізом площею $6,4 \text{ м}^2$;
- стіна з цегли (38 см) площею 68 м^2 з прорізом площею $14,65 \text{ м}^2$.

Кут $\alpha_4 = 120^\circ$. Проти кута розташовані:

- стіна з цегли (51 см) площею $118,4 \text{ м}^2$ з прорізом площею $20,4 \text{ м}^2$;
- стіна з цегли (38 см) площею $118,4 \text{ м}^2$ з прорізом площею $29,6 \text{ м}^2$.

Визначаємо зведені маси стін і перегородок, розташованих проти плоских кутів.

Кут $\alpha_1 = 60^\circ$.

Зведена маса стіни з цегли (38 см) площею 68 м^2

$$G_{38} = 494 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Зведена маса стіни з цегли (51 см) площею 68 м^2

$$G_{51} = 664 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Зведена маса стіни з цегли (12 см) площею 68 м^2 з прорізом площею $10,35 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{10,35}{68} = 0,15, \quad G_{38} = 494(1 - 0,15) = 419,7 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Зведена маса стіни з цегли (38 см) площею 68 м^2 з прорізом площею $13,8 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{13,8}{68} = 0,2, \quad G_{38} = 494(1 - 0,2) = 395,2 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_1

$$G_{\Sigma}^1 = 494 + 664 + 419,7 + 395,2 = 1972,9 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Кут $\alpha_2=120^\circ$.

Зведена маса стіни з цегли (51 см) площею 118,4 м² з прорізом площею 10,4 м²

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{10,4}{118,4} = 0,09, \quad G_{\text{зг}} = 664(1 - 0,09) = 604,2 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_2

$$G_{\Sigma}^2 = 604,2 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Кут $\alpha_3=60^\circ$.

Зведена маса стіни з цегли (51 см) площею 68 м² з прорізом площею 10 м²

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{10}{68} = 0,15, \quad G_{\text{зг}} = 664(1 - 0,15) = 564,4 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Зведена маса стіни з цегли (12 см) площею 68 м² з прорізом площею 1,9 м²

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{1,9}{68} = 0,03, \quad G_{\text{зг}} = 156(1 - 0,03) = 151,3 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Зведена маса стіни з цегли (12 см) площею 68 м² з прорізом площею 6,4 м²

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{6,4}{68} = 0,09, \quad G_{\text{зг}} = 156(1 - 0,09) = 142 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Зведена маса стіни з цегли (38 см) площею 68 м² з прорізом площею 14,65 м²

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{14,65}{68} = 0,21, \quad G_{\text{зг}} = 494(1 - 0,21) = 390,3 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_3

$$G_{\Sigma}^3 = 564,4 + 151,3 + 142 + 390,3 = 1248 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Кут $\alpha_4=120^\circ$.

Зведена маса стіни з цегли (51 см) площею 118,4 м² з прорізом площею 20,4 м²

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{20,4}{118,4} = 0,17, \quad G_{\text{зг}} = 664(1 - 0,17) = 551,1 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Зведена маса стіни з цегли (38 см) площею 118,4 м² з прорізом площею 29,6 м²

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{29,6}{118,4} = 0,25, \quad G_{\text{зг}} = 494(1 - 0,25) = 370,5 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_4

$$G_{\Sigma}^4 = 551,1 + 370,5 = 921,6 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Отже за результатом розрахунків сумарні зведені маси стін і перегородок складають

$$G_{\Sigma}^1 = 1685,8 \text{ (кг/м}^2\text{)}; \quad G_{\Sigma}^2 = 604,2 \text{ (кг/м}^2\text{)};$$

$$G_{\Sigma}^3 = 1248 \text{ (кг/м}^2\text{)}; \quad G_{\Sigma}^4 = 921,6 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Перший і третій плоскі кути приміщення, проти яких розташовані стіни і перегородки сумарною масою більше 1000 кг/м², при визначенні коефіцієнта K_1 , що враховує долю радіації після послаблення зовнішніми і внутрішніми стінами, виключаються, тоді

$$K_1 = \frac{360}{36 + \sum \alpha_i} = \frac{360}{36 + 240} = 1,3.$$

За мінімальною сумарною масою стін $G_{\Sigma}^2 = 604,2 \text{ (кг/м}^2\text{)}$ визначаємо [] коефіцієнт $K_{\text{ст}}=65$.

За шириною будівлі визначаємо коефіцієнт, який враховує долю розсіювання випромінювання $K_{\text{ш}}=0,14$ (висота приміщення складає 4 м) [].

Коефіцієнт K_0 , що враховує зниження поглинальної здатності зовнішніх стін за рахунок наявності в них віконних і дверних прорізів та проникнення в приміщення вторинного випромінювання, з врахуванням висоти від підлоги до вікон 0,8 м розрахуємо

$$K_0 = 0,8 \frac{S_0}{S_{\text{п}}} = 0,8 \frac{10,4}{1376,8} = 0,006,$$

де $S_0 = 10,4 \text{ м}^2$ – площа зовнішніх розрізів в стінах приміщення; $S_{\text{п}} = 1376,8 \text{ м}^2$ – площа підлоги приміщення.

Коефіцієнт, що враховує зниження дози радіації в будівлі, розташованій в районі забудови, від екранувальної дії сусідніх споруд $K_M=0,55$ [].

Отже коефіцієнт протирадіаційного захисту приміщення

$$K_3 = \frac{0,65 \times K_1 \times K_{CT}}{(1 - K_{III})(K_0 \times K_{CT} + 1)K_M} = \frac{0,65 \times 1,3 \times 65}{(1 - 0,14)(0,006 \times 65 + 1)0,55} = 84,5.$$

Розрахований коефіцієнт радіаційного захисту приміщення вказує на можливість тривалого перебування людей в даному приміщенні в разі виникнення радіаційного забруднення за умови наявності фільтровентиляційної системи та можливості його герметизації.

РОЗДІЛ 2

ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

2.1 Архітектурно-будівельні рішення

2.1.1 Загальні дані

Проект реконструкції будівлі кінотеатру в торговельно-розважальний комплекс розроблено відповідно до завдання на проектування, затвердженого кафедрою БМГА, діючих державних будівельних норм і правил.

Першою чергою передбачається реконструкція існуючого залу кінотеатру під торговельні зали, а також влаштування двох поверхів прибудови шириною 19.50 м в осях з трьох сторін залів та приміщень різного призначення, що взаємопов'язані між собою.

Стіни і покриття існуючої будівлі кінотеатру зберігаються, всередині влаштовується додаткове перекриття на додаткових колонах та фундаментах.

Проектована будівля торговельно-розважального комплексу – напівкаркасна споруда, проектується в місті Ладизин Вінницької області. Клімат помірний.

Ділянка під будівництво комплексу розташована по вул. Будівельників, 15. З усіх сторін будівля оточена зеленими насадженнями, з півдня розміщений існуючий спортивний комплекс.

Площа забудови:

- перша черга – 2819 м²;
- друга черга – 3288 м².

Рельєф ділянки похилий, із зниженням до сходу, коливання відміток поверхні в межах 202,0 – 207,0 м. Територія будівництва не затоплюється.

Будівля розташована в I кліматичному районі [2] з такими характеристиками природних умов:

- температурна зона - I [3];
- характеристичне снігове навантаження [8], кПа - 1.40;
- характеристичне вітрове навантаження [8], кПа - 0.50;

- розрахункова зимова температура [2] - -21 °С;
- тривалість періоду опалення, дні [2] - 189;
- сейсмічність району за [7] - менше 6 балів.

Будівля торговельно-розважального комплексу відноситься до споруд класу СС2 [5] за ступенем відповідальності, за ступенем вогнестійкості - до – II класу [6].

Проект розроблений на виконання робіт в літніх умовах, при виконанні робіт в зимових умовах керуватись [10].

2.1.2 Генеральний план

Ділянка під будівництво торговельно-розважального комплексу розташована по вул. Будівельників в м. Ладжин Вінницької області. З усіх сторін будівля оточена зеленими насадженнями, з півдня розміщений існуючий спортивний комплекс.

Роботи по благоустрою заплановано виконати після закінчення робіт по організації рельєфу і очищення території від будівельного сміття відповідно до [9]. Благоустрій території забезпечується влаштуванням:

- асфальтобетонного покриття проїздів;
- покриття тротуарів бетонною декоративною плиткою;
- влаштування квітників, газонів;
- посадка кущів.

Організацію рельєфу ділянки вирішено методом проектних горизонталей з врахуванням природних умов, влаштуванням стоку поверхневих вод, розміщенням під їзних шляхів.

Організацію рельєфу вирішено на генплані в масштабі 1:500. По організації рельєфу проектом передбачено створення зручних входів в будівлю, під їздів і підходів до неї.

Чорні відмітки визначають згідно з топографічним планом інтерполяцією між чорними горизонталями:

$$H_x = H_A + (H_A - H_B) \cdot (l / L). \quad (2.1)$$

де: H_B - відмітка , нижче лежачої горизонталі;

H_A - відмітка , вище лежачої горизонталі ;

L - відстань між горизонталями ;

l – відстань від шуканої точки до горизонталі.

$$H_1 = 203,0 \text{ м};$$

$$H_2 = 203,50 + 0,5 \cdot 7,2 / 14,3 = 203,75 \text{ (м)};$$

$$H_3 = 204,00 + 0,5 \cdot 12,0 / 15,9 = 204,40 \text{ (м)};$$

$$H_4 = 205,00 \text{ (м)};$$

$$H_5 = 205,00 + 0,5 \cdot 10,6 / 21,38 = 205,25 \text{ (м)};$$

$$H_6 = 205,50 + 0,5 \cdot 5,6 / 25,7 = 205,60 \text{ (м)};$$

Розрахунок червоних позначок.

Для забезпечення належного водовідведення та організації зручних майданчиків перед та за будівлею приймаємо

$$H_{\text{черв.1}} = 203,0 + 0,7 = 203,70 \text{ (м)}.$$

$$H_{\text{черв.2}} = 203,75 + 1,0 = 204,75 \text{ (м)}.$$

Наступні червоні :

$$H_{\text{черв.}} = H_{\text{черв.попер.}} \pm i \cdot d \quad (2.2)$$

де: $i = 0,003$;

d - довжина , ширина будинку.

$$H_{\text{черв.3}} = 204,75 - 0,005 \cdot 38,0 = 204,55 \text{ (м)};$$

$$H_{\text{черв.4}} = 203,7 + 0,013 \cdot 75,0 = 204,70 \text{ (м)};$$

$$H_{\text{черв.5}} = 204,7 + 0,010 \cdot 43,5 = 205,15 \text{ (м)};$$

$$H_{\text{черв.6}} = 205,15 + 0,013 \cdot 38,0 = 205,65 \text{ (м)};$$

Позначка на місцевості чистої підлоги першого поверху :

$$H \pm 0,000 = 206,05 \text{ (м)}.$$

Для створення нахилів для відводу поверхневих вод, прив'язки з відмітками існуючих під'їздів на території ділянки передбачена підсипка або незначне зрізання ґрунту. Відвід поверхневих вод здійснюється по водовідводному потоку на проїзду частину.

Майданчик будівництва забезпечено основними інженерними мережами – водопроводом, каналізацією, електричними мережами, газопроводами, які реконструюються для потреб нового будівництва.

Проектом передбачено пандус, що враховує потреби інвалідів та інших маломобільних груп населення згідно з вимогами ДБН В.2.2-9-99.

У таблиці 2.1 наведено техніко-економічні показники генерального плану.

Таблиця 2.1 - Техніко-економічні показники генерального плану

Площа території	Один. вим.	Кількість
Площа ділянки	м ²	16860,0
Площа забудови	м ²	6107,0
Коефіцієнт забудови	%	36
Площа дорожнього покриття	м ²	4471,0

2.1.3 Архітектурно-планувальні рішення першої черги будівництва

Першою чергою передбачається реконструкція існуючого залу кінотеатру під торговельні зали, а також влаштування 2-х поверхів прибудови шириною 19.50 м в осях з трьох сторін залів та приміщень різного призначення, що взаємопов'язані між собою та відповідають загальному призначенню об'єкта.

Для створення другого поверху в осях Д-К, 6-11 в приміщенні колишнього залу кінотеатру улаштовуються додаткові фундаменти та колони без демонтажу існуючого покриття.

Головний вхід має кутове рішення і зорієнтований на дві сторони: центральний майдан міста та вул. Будівельників, для забезпечення зручного доступу відвідувачів до об'єкту.

На першому поверсі розташовано кінотеатр на 100 місць зорієнтований на майдан, торговий зал самообслуговування продовольчими товарами, хлібопекарня, приміщення підготовки м'ясопродуктів, холодильні камери,

загрузочні, операторські, вантажний ліфт, венткамера, електрощитова, санвузли, буфет, інвентарні кладові, вестибюльні та підсобні приміщення.

На другому поверсі розташовуються торговельні зали для роздрібно́ї торгівлі товарами повсякденного попиту, пов'язані просторими зручними проходами для відвідувачів.

Зв'язок між поверхами забезпечується 4-ма сходовими клітинами, що відіграють одночасно і роль евакуаційних шляхів.

У таблиці 2.2 наведена експлікація приміщень першої черги будівництва.

Таблиця 2.2 - Експлікація приміщень першої черги будівництва

№№ приміщень	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщення
Перший поверх першої черги			
1	Тамбур	15,48	
2	Місце чергового адміністратора	11,66	
3	Торгове приміщення	64,06	
4	Торгове приміщення	63,57	
5	Торговий зал (продовольчі товари)	1376,80	
6	Тамбур	4,26	
7	Сходова клітина	15,62	
8	Комора прибирального інвентаря	3,69	
9	Тамбур	4,26	
10	Сходова клітина	15,62	
11	М'ясний цех	25,71	
12	Моечна	7,96	
13	Коридор	19,09	
14	Фасовочна	18,07	
15	Фасовочна	19,07	

Продовження таблиці 2.2

№№ приміщень	Найменування	Площа, м ²	Категорія приміщення
16	Прийом товару, загрузочна	88,68	
17	Операторська	13,74	
18	Операторська	4,26	
19	Санвузол	2,25	
20	Комора прибирального інвентаря	2,27	
21	Тамбур	4,26	
22	Сходова клітина	15,62	
23	Коридор	62,04	
24	Гардероб персоналу	11,99	
25	Тепловий пункт	16,38	

26	Електрощитова	3,65	
27	Холодильна камера	19,16	
28	Холодильна камера	17,49	
29	Хлібопекарний цех	42,21	
30	Сходова клітина	12,17	
31	Буфет	5,31	
32	Підсобне приміщення буфету	4,32	
33	Фойє	69,53	
34	Зал кінотеатру на 100 місць	102,64	
35	Комора прибирального інвентаря	1,35	
36	Санвузол	2,52	
37	Санвузол	2,52	
38	Тамбур	4,26	
39	Сходова клітина	15,62	
40	Технічне приміщення	6,22	
41	Технічне приміщення	80,30	
42	Коридор	8,70	
43	Санвузол	2,52	
44	Санвузол	2,51	
45	Вестибюль	297,53	
Загальна площа 1 поверху		2596,72	
Другий поверх першої черги			
1	Торговий зал	2398,43	
2	Сходова клітина	20,22	
3	Сходова клітина	20,22	
4	Технічна приміщення	6,22	
5	Технічне приміщення	80,30	
6	Сходова клітина	12,17	
7	Сходова клітина	20,22	
8	Санвузол	4,52	
9	Венткамера	22,89	
10	Комора прибирального інвентаря	1,80	
11	Санвузол	3,33	
12	Санвузол	3,33	
13	Коридор	8,83	
14	Сходова клітина	20,22	
15	Коридор	8,70	
16	Санвузол	2,52	
17	Санвузол	2,51	
18	Комора прибирального інвентаря	3,69	
Загальна площа 2 поверху		2639,60	

Техніко-економічні показники першої черги будівництва

Загальна площа - 5161.67 м²

Корисна площа - 5040.18 м²

Торговельна площа - 3989.36 м²

Площа забудови - 2819.00 м²

Будівельний об'єм - 32517.68 м³

2.1.4 Архітектурно-конструктивні рішення першої черги будівництва

Архітектурно-конструктивні рішення будівлі торговельно-розважального комплексу визначені технологічними схемами виробництва, вимогами об'ємно-планувального рішення будинку.

Будівля запроектована по конструктивній схемі з неповним каркасом.

Несучими конструкціями є цегляні стіни, монолітні залізобетонні колони та перекриття зі збірних залізобетонних панелей по металевих балках. Основними несучими елементами покриття є металеві ферми.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується за допомогою спільної роботи вертикальних несучих елементів будівлі та дисків перекриття та покриття, встановленням по осі Г металевих зв'язків між колонами.

Будівля першої черги не має підвалу. Над другим поверхом суміщене покриття по металевих фермах з утепленням.

Фундаменти – монолітні мілкого закладання на ґрунтовій подушці. Стрічкові під несучі стіни та стовпчасті під колони.

Колони. Монолітні залізобетонні квадратного перерізу з розмірами в плані 400×400 мм в осях «Г», «4» та «12» в осях Г-Е. Металеві з труби круглого перерізу діаметром 300 мм для решти осей. Колони квадратного перерізу сприймають навантаження від перекриття та покриття, колони круглого перерізу – переважно навантаження лише від перекриття.

Стіни. Несучі та самонесучі з повнотілої керамічної цегли товщиною 510 та 380 мм. В місцях спирання металевих ферм покриття на зовнішні стіни в них влаштовані пілястри.

Перегородки. З керамічної повнотілої цегли товщиною 120 мм та металопластику.

Перекриття. Збірні залізобетонні плити товщиною 220 мм по металевих балках з прокатних профілів.

Покриття. Металеві ферми, металеві прогони, профільований настил з утеплювачем.

Водовідведення з покрівлі запроєктоване зовнішнє організоване.

Сходи будівлі – збірні залізобетонні марші та площадки.

Специфікація елементів заповнення прорізів наведена в таблиці додатку Б.

У таблиці 2.3 наведена експлікація підлоги.

Таблиця 2.3 – Експлікація підлоги

Номер приміщення по плану	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги	Площа, м ²
1-ий поверх 1-ша черга				
8, 11, 12, 14, 15, 19, 20, 25, 35, 36, 37, 42, 43, 44	I	406 2.244-1.6-166	Керамічна плитка	115.52
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 13, 17, 18, 21, 22, 23, 24, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 38, 39, 45	II	400 2.244-1.6-165	Керамічна плитка	2203.58
16, 40, 41	III	740 2.244-1.6-220	Бетонна	188.64
34	IV	331 2.244-1.6-151	Паркет штучний	88.68
2-ий поверх 1-ша черга				
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 14,	V	446 2.244-1.6-171	Керамічна плитка	2600.37
8, 10, 11, 12, 13, 15, 16, 17, 18	VI	370 2.244-1.6-160	Керамічна плитка	39.23

2.1.5 Теплотехнічний розрахунок для огорожень зовнішніх стін

Об'єкт проектується у місті Ладизин Вінницької області, згідно карти-схеми температурних зон України м. Вінниця відноситься до першої температурної зони. Нормативне значення опору теплопередачі стіни для даної температурної зони $R_H = 3,3 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C}/\text{Вт}$ [3].

Попередньо визначивши конструкцію стіни, розраховуємо товщину шару утеплювача. Конструкція зовнішньої стіни показана на рисунку 2.1.

- 1-Зовнішня цегляна стіна товщиною 510 мм з цегли глиняної звичайної.
- 2 – Пінополістирол екструдований.
- 3- Зовнішній шар з клейових сумішей та розчинів на основі цементу 20 мм.
- 4- Внутрішній шар з клейових сумішей та розчинів на основі цементу 15 мм.

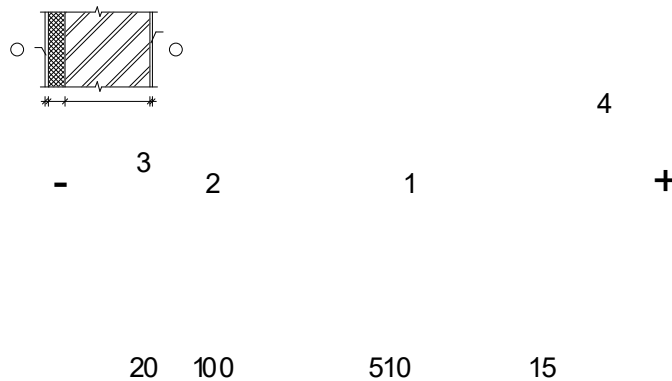


Рисунок 2.1 – Конструкція зовнішньої стіни

Термічний опір R , $\text{м}^2 \text{ }^\circ\text{C}/\text{Вт}$ однорідної одношарової конструкції розраховуємо за формулою:

$$R = \delta/\lambda \quad (2.3);$$

де R - термічний опір однорідної конструкції, $\text{м}^2 \text{ }^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

δ - товщина шару однорідної конструкції, м.

λ - коефіцієнт теплопровідності, $\text{Вт}/\text{м }^\circ\text{C}$ [4].

Теплотехнічні характеристики матеріалів:

- кладка з цегли глиняної звичайної $\lambda_1 = 0,81 \frac{\text{Вт}}{\text{м }^\circ\text{C}}$;

- пінополістирольні плити $\lambda_2 = 0,037 \frac{\text{вт}}{\text{м}^0\text{С}}$;

- штукатурка $\lambda_3 = 0,81 \frac{\text{вт}}{\text{м}^0\text{С}}$.

Для задоволення нормативних вимог до термічного опору огороження повинна виконуватись умова

$$R_o \leq R_e + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_3, \quad (2.4)$$

де R_e , R_3 – опори теплосприймання і тепловіддачі на контакті огороження відповідно із внутрішнім і зовнішнім середовищем.

При цьому опір теплосприймання $R_e = 0,115 \frac{\text{м}^2 \cdot ^0\text{С}}{\text{вт}}$.

Опір тепловіддачі $R_3 = 0,043 \frac{\text{м}^2 \cdot ^0\text{С}}{\text{вт}}$.

Потрібна товщина утеплювача з пінополістирольних плит

$$R = 0,115 + \frac{0,51}{0,81} + \frac{0,035}{0,81} + \frac{\delta_2}{0,037} + 0,043 = (0,821 + \frac{\delta_2}{0,037}) \frac{\text{м}^2 \cdot ^0\text{С}}{\text{вт}} > R_0 = 3,3 \frac{\text{м}^2 \cdot ^0\text{С}}{\text{вт}}$$

$$\delta_3 = (3,3 - 0,821) 0,037 = 0,092 \text{ (м)}.$$

Приймаємо шар утеплювача з пінополістирольних плит товщиною 100 мм.

2.1.6 Зовнішнє оздоблення

Фасади комплексу оздоблені кольоровою теразитовою штукатуркою з метою отримання середньозернистої фактури поверхні.

Зовнішній вигляд поверхні цоколю вирішується за допомогою кам'яної штукатурки.

Штукатурення декоративними розчинами виконується у два-три шари. Призначення першого шару, виконаного із звичайного штукатурного розчину – вирівняти поверхню. Другий шар – ґрунтовий (підготовчий) є основою для третього – декоративного шару.

Поверхні огорожень козирків, відкоси вікон та дверей фарбуються емалями КО-174 за 2 рази.

Навколо будівлі влаштовується вимощення з асфальтобетону по щебеневій основі шириною 1500 мм.

2.1.7 Внутрішнє оздоблення

Внутрішнім опорядженням приміщень передбачено високоякісну штукатурку стін та перегородок з подальшим пофарбуванням водоемульсійними фарбами світлих кольорів, по тону наближених до кремових.

В санвузлах, інвентарних кладових, цехах підготовки м'ясопродуктів та хлібопекарському, холодильних камерах - облицювання стін керамічною глазурованою плиткою світлих кольорів на всю висоту.

Колони обробляються протипожежним розчином з подальшим пофарбуванням водоемульсійними фарбами.

Віконні та дверні блоки передбачено металопластикові двокамерні.

Поверхні стін сходових кліток штукатуряться з подальшим фарбуванням. Сходові площадки та марші проектується з покриттям керамічною плиткою.

Оздоблення чаші басейну виконується за спеціальною технологією оштукатурювання. Застосовуємо штукатурення по сітці з нанесенням антикорозійного покриття. Штукатурні суміші мають бути водостійкими, мати добру адгезію з бетоном.

Для облицювання басейну використовуємо плитку для басейнів (протиковзну, з високою стійкістю до стирання, впливу ультрафіолетових променів, хлору та інших хімічних речовин). Укладка плитки на водостійкий клей.

Стелі затираються цементним розчином фірми "CERESIT" і фарбуються водоемульсійною фарбою.

У додатку В наведено відомість опорядження приміщень.

2.1.8 Пожежна безпека

Конструктивні елементи будівлі згідно з ДБН В.1.1.7-2002 “Пожежна безпека об’єктів будівництва” [6] забезпечують II ступень вогнестійкості.

Шляхи евакуації запроектовані з врахуванням вимог [6] у відношенні ширини, вогнестійкості огорожувальних конструкцій, напрямків відчинення дверей. Ширина і довжина шляхів евакуації прийнята в нормах необхідного часу евакуації людей. Евакуаційні виходи проектом передбачені безпосередньо назовні через тамбури.

Оздоблення виконане з негорючих матеріалів. Система теплоізоляції стін передбачена з використанням утеплювача з екструдованого пінополістиролу з мінераловатними включеннями навколо віконних прорізів.

Протипожежне водопостачання передбачено від існуючих пожежних гідрантів. Внутрішнє пожежегасіння здійснюється за допомогою переносних вогнегасників та пожежних кранів з витратою води одного струменя 2,6 л/с. На вводі водопроводу встановлено засувку з електроприводом, що вмикається від кнопок, розміщених біля пожежних кранів на поверхах. На генплані передбачені необхідні під’їзди та проїзди для пожежних машин.

Застосування будівельних конструкцій та матеріалів при виконанні будівельно-монтажних робіт виконувати за умов наявності документального підтвердження параметрів їх вогнестійкості, горючості, розповсюдження вогню на поверхні. Застосування будівельних конструкцій та матеріалів без визначених показників пожежної безпеки забороняється.

Ширина проходів, направлення відкривання дверей відповідають вимогам ДБН В.1.-7-2002.

Проектом передбачається сигналізація загазованості, застосування електроустаткування і електропроводки відповідно до ПУЕ – 2001 і ДБН В 2.5.-23-2003.

Конструкції будинку повинні забезпечувати необхідний ступінь вогнестійкості у відповідності до ДБН В.1.1-7-2002 “Пожежна безпека об’єктів будівництва”(див. табл. 2.4).

Таблиця 2.4 - Необхідний ступінь вогнестійкості

Ступень вогнестійкості будівель	Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій(хв.) і максимальні межі поширення вогню(см.)				
	Стіни			Сходинокві майданчики, сходи, марші сходиноквих кліток	Перекриття
	Несучі	Самонесучі	Зовнішні ненесучі		
II	RE1120 МО	RE160 МО	E15 МО	RE 60 МО	RE145 МО
	Цегляні б=510м м	Цегляні б=510мм б=380мм	Цегляні б=510м м	Збірні залізобетонні та металеві	Збірні залізобетонні

Металеві несучі балки , захищені шаром штукатурки т. 2см - R 90 МО; протипожежні двері – з межею вогнестійкості 36 хвилин.

Сходові марші і шляхи евакуації запроектовані з врахуванням вимог ДБН В.2.2-9-2009 «Громадські будівлі та споруди» і ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» у відношенні ширини, схилів, вогнестійкості огорожувальних конструкцій, напрямків відчинення дверей та ін.

Кожен поверх забезпечений не менш як двома розосередженими шляхами евакуаціями.

В усіх технічних приміщеннях, коморах і підсобних приміщеннях передбачені протипожежні двері II типу.

Для оздоблення приміщень горючі матеріали не застосовані.

Трубопроводи в місцях перетину внутрішніх стін та перегородок потрібно прокладати в гільзах із негорючих матеріалів. Краї гільз повинні бути на одному рівні з поверхнею стін та перегородок. Закладання зазорів і отворів в місцях перетину перекриттів необхідно передбачити негорючими матеріалами, забезпечуючи нормативну межу вогнестійкості.

Передбачити на випадок пожежі вимикання всього вентиляційного обладнання, повітряних завіс та кондиціонерів.

При перетинанні повітропроводами протипожежних перегородок встановлюють зворотні вогнезатримуючі клапани, що запобігають розповсюдженню пожежі.

Повітропроводи, що проходять через технічний поверх запроектовані в вогнетривкому виконанні з вогнезахисним покриттям з межею вогнетривкості 0,5 год.

Пожежна безпека забезпечується наступними проектними рішеннями:

1. Застосування електроустаткування і електропроводки відповідно до ПУЕ-2001 р. і ДБН В 2.5-23-2005.
2. Захистом електромереж від струмів короткого замикання, перевантаження пристроєм ПЗВ і автоматичними вимикачами.
3. Застосування світильників закритого виконання.
4. Застосування кабелів і проводів з ізоляцією, яка не розповсюджує горіння;
5. Заземлення усіх не струмоведучих частин електроустаткування на нульовий захисний провід електромережі.
6. Сигналізацією до вибухонебезпечних концентрацій паливного газу.
7. При спрацюванні пожежної сигналізації і передаванні сигналу «Пожежа» від приладу ПС проектом передбачено:
 - відключення щитів вентиляції «ЩОВ»;
 - включення дзвінкової сигналізації, мовної сигналізації «Пожежа»;

Проектом передбачене укомплектування електрощитової наборами захисних засобів.

2.2 Основи та фундаменти

2.2.1 Підготовка даних для проектування основ та фундаментів

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчику

Інженерно-геологічна будова майданчику показана на розрізі рисунку 2.2.

Ґрунти інженерно-геологічних елементів №2, №3 – просадкові. Тип ґрунтових умов за просадковістю – перший.

Рельєф ділянки спокійний. Рівень ґрунтових вод - 15,5 – 16,0 м.

Таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів представлені у таблицях 2.5, 2.6.



Рисунок 2.2 – Інженерно-геологічний розріз по поперечнику будівлі.

Таблиця 2.5 (варіант 18) – Фізико-механічні характеристики ґрунтів (Рівень ґрунтових вод - 15,5 – 16,0 м)

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	Питома вага	Вологість	Питома вага частинок ґрунту	Питома вага сухого ґрунту	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Вологість на межі текучості	Вологість на межі пластичності	Число пластичності	Показник текучості	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього	Модуль деформації
			γ , кН/м ³	w	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r	w _L	w _P	I _P	I _L	c, кПа	ϕ , град.	E, МПа
1	Рослинний шар	0,4-0,6	18,0	0,16	Для природної основи фундаментів не рекомендується										
2	Суглинок лесоподібний гумусований, жовто-бурий, просідний	1,3-1,5	18,2	0,11	Прорізається фундаментами										
3	Суглинок жовтий, твердий, з карбонатами, просідний	3,8-4,2	17,2	0,11	26,8	15,5	0,73	0,40	0,21	0,11	0,09	0	12	15	8
4	Супісок жовтий, бурожовтий, пластичний з прошарками піску	4,7-5,3	17,9	0,14	27,0	15,7	0,72	0,52	0,19	0,13	0,06	0,17	12	22	12
5	Суглинок тугопластичн.	3,3-3,7	18,9	0,19	26,8	15,8	0,69	0,74	0,27	0,16	0,11	0,27	23	21	10
6	Пісок дрібний, сер. щільності водонасичен.	4,3-4,7	18,2	0,20	26,6	16,1	0,65	0,85	-	-	-	-	2	32	28

Продовження таблиці 2.5 - Розрахункові значення характеристик ґрунтів

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	Розрахункові значення γ_{II} з урахуванням прогнозу можливих змін (у процесі будівництва і експлуатації) інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов і властивостей ґрунтів					
		$\frac{\gamma_{II}}{\gamma_I}$	w_{sat}	I_L	$\frac{c_{II}}{c_I}$	$\frac{\varphi_{II}}{\varphi_I}$	E
1	Рослинний шар						
2	Суглинок лесоподібний гумусований, жовто-бурий, просідний						
3	Суглинок жовтий, твердий, з карбонатами, просідний	$\frac{17,1}{17,0}$	0,25	>1	$\frac{12}{8}$	$\frac{15}{13}$	6
4	Супісок жовтий, буро-жовтий, пластичний з прошарками піску	$\frac{17,8}{17,7}$	0,25	>1	$\frac{10}{9}$	$\frac{20}{18}$	7
5	Суглинок тугопластичний	$\frac{18,8}{18,7}$	0,23	0,27	$\frac{23}{15}$	$\frac{21}{14}$	10
6	Пісок дрібний, сер. щільності водонасичен.	$\frac{18,1}{18,0}$	0,20	-	$\frac{2}{1}$	$\frac{32}{29}$	28

Таблиця 2.6 - Визначення типу ґрунтових умов за просадковістю

№ ІГЕ	Глибина відбирання, м	Питома вага при $S_r = 0,8$	Природний тиск в середині шару, кПа	Відносна просадковість, ϵ_{sl} , при p , кПа							Початковий просадковий тиск, p_{sl} , кПа
				Природний	50	100	150	200	250	300	
2	2,0	19,1	37,7	0,003	0,004	0,007	0,013	0,017	0,021	0,023	125
3	3,0	19,2	56,8	0,003	0,003	0,006	0,011	0,015	0,019	0,021	140
3	4,0	19,2	76,0	0,004	0,003	0,005	0,010	0,014	0,016	0,020	150
3	5,0	19,2	95,2	0,001	0,002	0,004	0,009	0,013	0,015	0,019	160

Визначення навантажень на фундаменти

Збір навантажень виконуємо для фундаментів під колону, що знаходиться по осі Г, яка сприймає навантаження від ферми покриття, і для колон по осях Б та В, які сприймають навантаження від перекриття першого поверху. Результати розрахунків представлені у таблицях 2.7 та 2.8. Навантаження збирались на рівні обрізу фундаментів.

Вага 1 м² конструкції перекриття - 3,2 кН.

Вага 1 м² конструкції підлоги:

• керамічна плитка	0,02·28		0,56 кН;
• цементно-піщана стяжка		19x0,03	0,57 кН;
• 2 шари гідроізолю			0,05 кН;
• цементно-піщана стяжка		19x0,02	0,38 кН кН;
• звукоізоляція, мінвата	1,5x0,02		<u>0,03 кН.</u>
	Разом		1,59 кН.

Вага 1 м² конструкції даху (металочерепиця):

• металочерепиця –	0,05 кН/м ² ;
• дерев'яна крокв'яна система з обрешіткою –	0,8 кН/м ² ;
• утеплювач мін. плити (250 мм) –	0,25·0,5 = 0,125 кН/м ² ;
• металеві конструкції покриття	0,45 кН/м ² ;
• конструкція підвісної стелі	- <u>0,5 кН/м²</u>
Разом	1,925 кН.

Вага перегородок 0,5 кН/м².

Таблиця 2.7 – Навантаження на фундамент по осі Г. Вантажна площа $A_{\text{вант, покр}} = 10,4 \times 6,0 = 62,4$ (м²); $A_{\text{вант, перекр}} = 4,4 \times 6,0 = 26,4$ (м²)

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
1 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колони $0,4 \cdot 0,4 \cdot 8,55 \cdot 25,0$	34,2	1,1	37,6
2. Вага перекриття $3,2 \cdot 26,4$	84,5	1,1	92,9
3. Вага конструкції покриття $1,925 \cdot 62,4 / \cos 7^\circ$ кН	121,0	1,3	157,3
4. Вага конструкції підлоги $1,59 \cdot 26,4$	41,0	1,3	54,6
Всього	280,7		342,4
2 Змінні вертикальні навантаження			
1. Перегородки $0,5 \cdot 26,4$	13,3	1,3	17,2
2. Корисне $4,0 \cdot 26,4$	105,6	1,2	126,7
3. Сніг $1,4 \cdot 64,2 (\gamma_{fe} = 0,49)$	44,0	1,14	102,5
Всього	162,9		246,4

Складемо найбільш несприятливе поєднання навантажень. Несприятливе навантаження складається з суми всіх навантажень.

З урахуванням коефіцієнтів сполучень, а також враховуючи коефіцієнти надійності за призначенням, маємо вертикальні сили для фундаментів по осі Г:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (280,7 + 13,3 \cdot 0,95 + 0,9 \cdot (105,6 + 44,0)) \cdot 0,975 = 417,3 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (342,4 + 0,95 \cdot 17,2 + 0,9 \cdot (102,5 + 126,4)) \cdot 1,1 = 621,2 \text{ (кН)}.$$

Таблиця 2.8 – Навантаження на фундамент по осях Б, В. Вантажна площа $A_{\text{вант, перекр}} = 6,0 \times 6,0 = 36,0 \text{ (м}^2\text{)}$

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
1 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колони $0,25 \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 4,1 \cdot 25,0$	7,2	1,1	8,0
2. Вага перекриття $3,2 \cdot 36,0$	115,2	1,1	126,7
3. Вага конструкції підлоги $1,59 \cdot 36,0$	57,2	1,3	74,4
Всього	179,6		209,1
2 Змінні вертикальні навантаження			
1. Перегородки $0,5 \cdot 36,0$	18,0	1,3	23,4
2. Корисне $4,0 \cdot 36,0$	144,0	1,2	172,8
Всього	162,0		196,2

Складемо найбільш несприятливе поєднання навантажень. Несприятливе навантаження складається з суми всіх навантажень.

З урахуванням коефіцієнтів сполучень, а також враховуючи коефіцієнти надійності за призначенням, маємо вертикальні сили для фундаментів по осях Б, В:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (179,6 + 18,0 \cdot 0,95 + 0,9 \cdot 144,0) \cdot 0,975 = 318,1 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (209,1 + 0,95 \cdot 23,4 + 0,9 \cdot 172,8) \cdot 1,1 = 425,5 \text{ (кН)}.$$

2.2.2 Проектування фундаменту мілкового закладання на природній основі з допущенням просідання

Визначення глибини закладання фундаментів

В даному варіанті головними факторами, що впливають на глибину закладання, є заглиблення в несучий шар ґрунту і глибина промерзання.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для Вінницької області визначається за формулою [2, 16]:

$$d_{\text{fn}} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \times \sqrt{(5,1 + 3,8 + 2,9)} = 0,79 \text{ (м):}$$

$$d_f = 1,1 d_{\text{fn}} = 1,1 \times 0,79 = 0,87 \text{ (м).}$$

Оскільки шари ІГЕ №1, 2 непридатні в якості природної основи, то спираємо підшву фундаменту на ІГЕ №3 – суглинок твердий просідний. При цьому найменша глибина закладання складає $d=2,0$ м, що забезпечує одночасно і заглиблення нижче глибини сезонного промерзання. Положення фундаменту у ґрунті показане на рисунку 2.3.

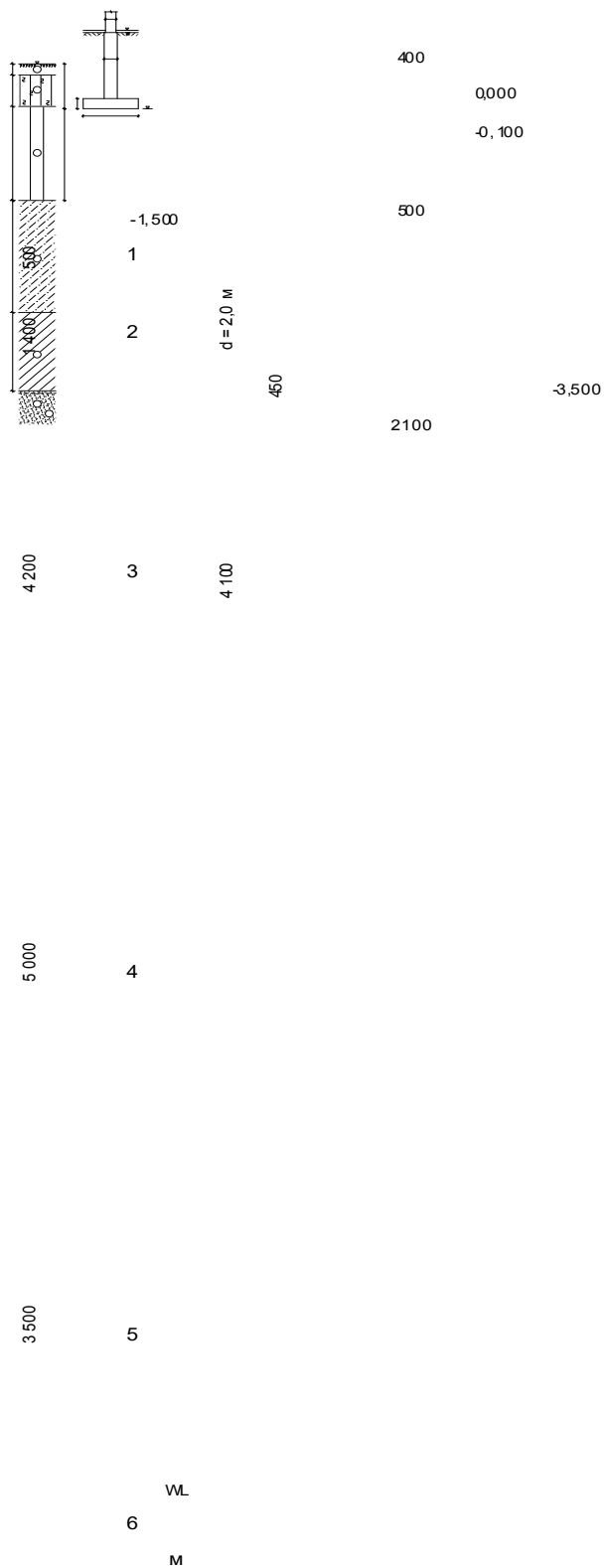


Рисунок 2.3 – Положення фундаменту по осі Г у ґрунті

Визначення розмірів підшви фундаменту по осі Г

Розміри підшви фундаменту повинні задовольняти граничні нерівності [16]:

$$P_{сер} \leq R; \quad (2.5)$$

$$S + S_{sl} \leq S_w \quad (2.6)$$

де $P_{сер}$ – тиск під подошвою фундаменту, кПа;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

S – значення осідання основи для ґрунтів природної вологості, м;

S_u – гранично допустиме значення осідання для фундаментів заданої споруди [16];

S_{st} – сумарна величина просідання основи при замочуванні, м.

Потрібна площа фундаменту в першому наближенні:

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mт} \cdot d}, \quad (2.7)$$

де N_e – розрахункове навантаження; d – глибина закладання фундаменту від підлоги [16].

Умовний розрахунковий опір просадкового суглинку ІГЕ №3 у замоченому стані при $\gamma_d = 15,5$ кН/м³ за табл. Е.4 [16] $R_0 = 200$ кПа.

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mт} \cdot d} = \frac{417,3}{200 - 20 \cdot 3,5} = 3,21 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Потрібна ширина подошви квадратного фундаменту $b = \sqrt{3,21} = 1,79$ м. Приймаємо $b = l = 1,8$ м.

Розрахунковий опір ґрунту визначається за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot C_{II}), \quad (2.8)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи, залежно від виду ґрунту; k – коефіцієнт надійності; M_y , M_c , M_q – безрозмірні коефіцієнти, які визначаються за таблицями; k_z – коефіцієнт, який приймається в залежності від b ; b – ширина подошви фундаменту [16].

Питома вага ґрунту вище подошви фундаменту:

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,0 \cdot 0,5 + 18,2 \cdot 1,4 + 17,1 \cdot 0,1}{2,0} = 18,1 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Фактичне значення розрахункового опору ґрунту в умовах погіршення властивостей при замочуванні ($\gamma_{sb,3} = (26,8 - 10,0)/(1 + 0,73) = 9,7$ кН/м³)

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,32 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 9,7 + 2,3 \cdot 2,0 \cdot 18,1 + 4,84 \cdot 12) = 161,6 \text{ (кПа)}$$

Робимо перевірку граничних умов для фундаменту шириною 1,8 м по ряду Г

$$p_{сер} = \frac{417,3}{1,8^2} + 20 \cdot 3,5 = 198,8 \text{ (кПа)} > R=161,6 \text{ кПа.}$$

Гранична нерівність (2.1) не виконується.

Збільшимо ширину подошви фундаменту до $b=2,1$ м.

Фактичне значення розрахункового опору ґрунту

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,32 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 9,7 + 2,3 \cdot 2,0 \cdot 18,1 + 4,84 \cdot 12) = 162,6 \text{ (кПа)}$$

Робимо перевірку граничних умов для фундаменту розмірами $2,1 \times 2,1$ м по ряду Г

$$p_{сер} = \frac{417,3}{2,1^2} + 20 \cdot 3,5 = 164,6 \text{ (кПа)} \approx R=162,6 \text{ кПа.}$$

Визначення осідання основи при природній вологості

Для розрахунку осідань, згідно з [16], обираємо модель лінійно-деформованого півпростору і метод пошарового підсумовування.

Тиск в рівні подошви фундаменту $p = 164,6$ кПа.

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту від рівня природного рельєфу.

$$\sigma_{zg,0} = 18,0 \cdot 0,5 + 18,2 \cdot 1,4 + 17,1 \cdot 0,1 = 36,2 \text{ (кПа);}$$

$$\sigma_{zg,0} = 18,5 \times 3,5 = 64,8 \text{ (кПа).}$$

Товщина i -го шару ґрунту $h_i = 0,2b = 0,2 \cdot 2,1 = 0,42$ (м). Співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b = 2,1/2,1 = 1$. Співвідношення сторін котловану $\eta = l_k/b_k = 76/20 = 3,8$. l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану. Приймаємо розмір котловану 76×20 м.

Межа стисливої товщі основи приймається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}'$,

де $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м. Оскільки глибина котловану $d = 2,0$ м < 5 м, осідання фундаменту знаходимо за формулою

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i}) h_i}{E_i}. \quad (2.9)$$

Далі розрахунок осідання ґрунту зводимо до таблиці 2.9.

На рис. 2.4 показана розрахункова схема розрахунку осідання.

На глибині $z = 3,78 \text{ м} > b/2 = 1,05 \text{ м}$ від підшови фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається, $\sigma_{zp,i} = 21,49 \text{ кПа} < 0,2\sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 129,44 = 25,89 \text{ (кПа)}$. $\Sigma S_i = 0.0171002 \text{ м} = 1,71 \text{ см}$.

Визначення просідання основи при замочуванні

Для визначення зон виникнення просідань будуюмо епюри додаткового тиску від навантаження фундаменту та від власної ваги ґрунту в умовах повного водонасичення.

Величина просідання в межах зони виникнення просідань

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (2.10)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносна просадочність i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару;

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт, що враховує вид напруженого стану ґрунту;

n – кількість шарів, на які розділена зона просідання h_{sl} у відповідності до літологічного перерізу і горизонтів визначення $\varepsilon_{sl,i}$.

Коефіцієнти $k_{sl,i}$ у формулі (3.6) для зони виникнення просідань від навантаження фундаменту $h_{sl,p}$ при $b \leq 3 \text{ м}$ обчислюються за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 (p - p_{sl,i}) / p_0, \quad (3.7)$$

де p – середній тиск під підшовою фундаменту, кПа;

$p_{sl,i}$ – початковий тиск просідання ґрунту i -го шару, кПа;

p_0 – тиск, що дорівнює 100 кПа;

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшови фундаменту від рівня природного рельєфу з урахуванням насичення ґрунту водою.

$$\sigma_{zg,0} = 18,9 \cdot 0,5 + 19,1 \cdot 1,4 + 19,2 \cdot 0,1 = 38,1 \text{ (кПа)}.$$

Підрахуємо просідання фундаменту у табличній формі. Результати розрахунку представлені у таблиці 3.6. Положення зони виникнення просідань наведено на рисунку 3.4.

Сумарна величина осідання та просідання

$$s + s_{sl} = 1,71 + 1,22 = 2,93 \text{ (см)} < S_u = 10 \text{ см}.$$

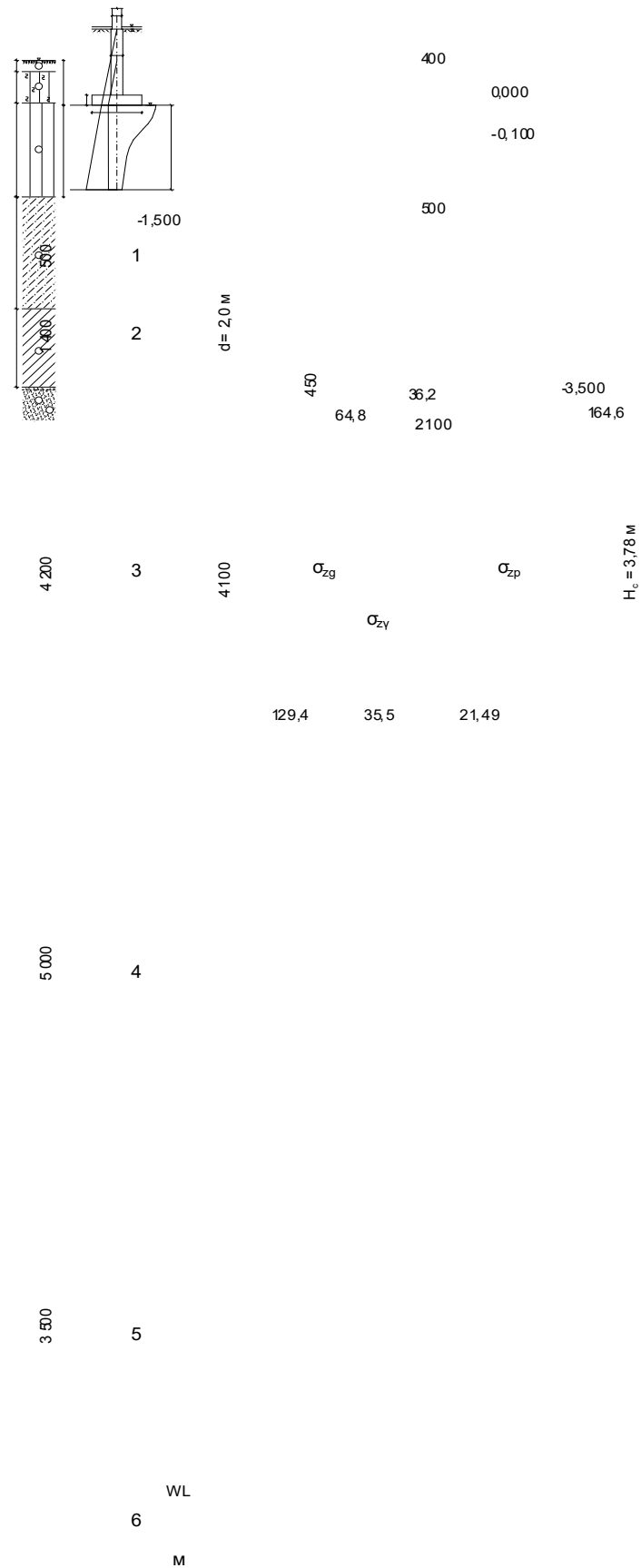


Рисунок 2.4 - Розрахункова схема розрахунку осідання фундаменту мілкового закладання на природній основі

При виникненні локального просідання лише під однією колоною відносна нерівномірність просідань $\Delta s/L=1,22/600=0,00203 > 0,002$.

Отже фундамент на природній основі з допущенням просідань не задовольняє граничні нерівності і не може бути рекомендований.

2.2.3 Проектування фундаменту мілкого закладання на природній основі з недопущенням просідання

Для забезпечення неможливості виникнення просідань від навантаження фундаменту в верхній зоні $h_{sl,p}$ (рис. 2.5) розміри підшви фундаментів повинні задовольняти граничні нерівності (2.4), але при цьому за величину розрахункового опору основи приймають величину, що дорівнює початковому просадковому тиску $R = p_{st}$.

Потрібна площа підшви фундаменту при глибині закладання 2,0 м ($p_{st} = 125$ кПа)

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{m1} \cdot d} = \frac{417,3}{125 - 20 \cdot 3,5} = 7,59 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо $b = 2,4$ м; $l = 3,3$ м.

Схема розміщення фундаменту у ґрунті наведена на рисунку 2.6.

Таблиця 2.9 – Розрахунок осідання фундаменту мілкого закладання на природній основі

b =	2.1	l =	2.1	(для ленточного ввести 10*b)						0.01710				
bk =	75	lk =	20	(для ленточного ввести 10*b)						S = 02				
		p =	164. 6	$\sigma_{z\gamma} =$ 36.20		σ_{zg0} = 64.80								
Z	γ	2Z/by	α	σ_{zp}	σ_{zg}	2Z/bk	α_k	$\sigma_{z\gamma}$	$\sigma_{zp}(cp)$	$\sigma_{z\gamma}(cp)$	E	h	S	k
0.00		0	1	164.6	64.8	0	1	36.2						
0.42	17.1	0.4	0.96	158.0815	71.982	0.011	0.99997	36.2	161.3	36.2	8000	0.42	0.005256	2.196
0.84	17.1	0.8	0.8	131.6342	79.164	0.022	0.99975	36.19	144.9	36.19	8000	0.42	0.004564	1.663
1.26	17.1	1.2	0.606	99.82066	86.346	0.034	0.99916	36.17	115.7	36.18	8000	0.42	0.003341	1.156
1.68	17.1	1.6	0.449	73.94529	93.528	0.045	0.99804	36.13	86.88	36.15	8000	0.42	0.002131	0.791
2.1	17.1	2	0.336	55.32333	100.71	0.056	0.99625	36.06	64.63	36.1	8000	0.42	0.001199	0.549
2.52	17.1	2.4	0.257	42.26823	107.892	0.067	0.99366	35.97	48.8	36.02	8000	0.42	0.000537	0.392
2.94	17.1	2.8	0.201	33.04083	115.074	0.078	0.99018	35.84	37.65	35.91	8000	0.42	7.34E-05	0.287
3.36	17.1	3.2	0.16	26.38935	122.256	0.09	0.98576	35.68	29.72	35.76	8000	0.42	0	0.216
3.78	17.1	3.6	0.131	21.48577	129.438	0.101	0.98036	35.49	23.94	35.59	8000	0.42	0	0.166

Таблиця 2.10 – Розрахунок просідання шару ґрунту під подошвою фундаменту

Глибина від подошви фундаменту, м	γ_{sat} , кН/м ³	σ_{zg} , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	α_k	$\sigma_{z\gamma,i}$, кПа	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg}$, кПа	p_{sl} , кПа	σ_{icep} , кПа	$k_{sl,i}$	$\epsilon_{sl,i}$	h_i , м	$S_{sl,i}$, м
0	19,2	38,1	0	1	38.1	164.6	164,6	125					
1,0	19,2	57,3	0.027	0.999	38.08	119.23	138,5	140	151,6	1,019	0,012	1,0	0,0122
2,0	19,2	76,5	0.053	0.997	37.98	59.18	97,7	150					
3,0	19,2	95,7	0.08	0.989	37.7	31.96	90,0	160					
4,1	19,2	116,8	0.109	0.975	37.17	18.58	98,2	160					
												Σ	0,0122

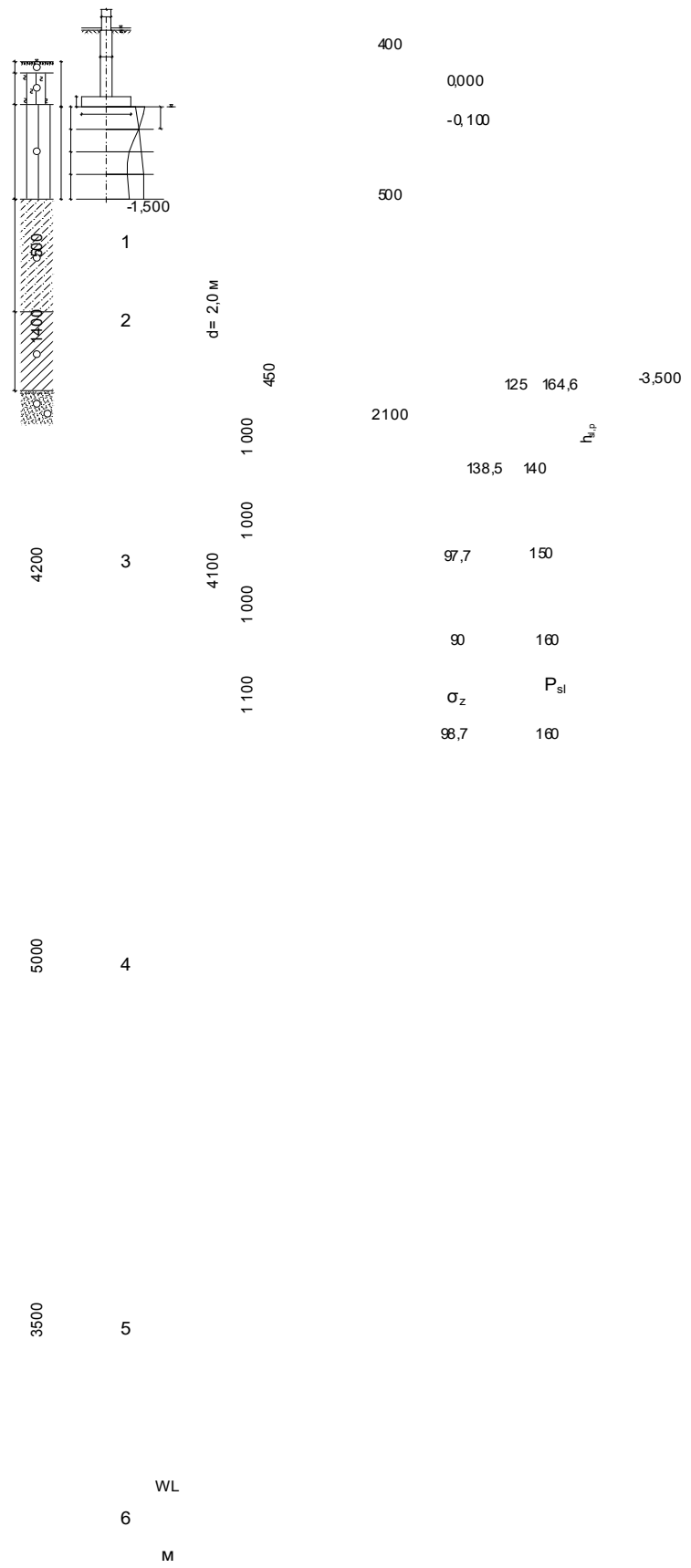


Рисунок 2.5 – Визначення зон виникнення просідань для фундаменту на природній основі

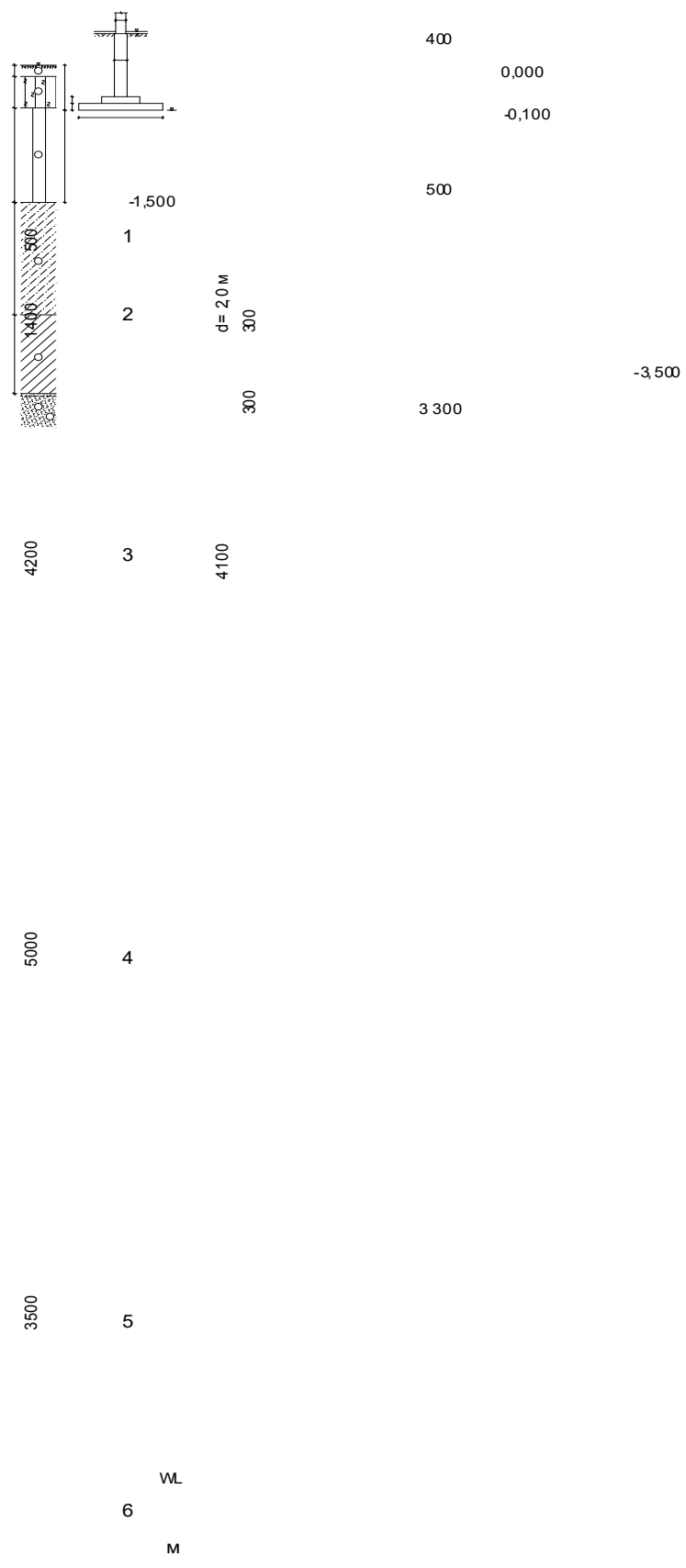


Рисунок 2.6 - Положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті за умови недопущення просідань

2.2.4 Проектування фундаменту мілкого закладання на штучній основі

Приймаємо як варіант створення штучної основи улаштування ґрунтової подушки з метою уникнення динамічних впливів на існуючу споруду. Приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,0$ м виходячи з забезпечення глибини промерзання та прорізання рослинного шару. При цьому відмітка підоснови фундаменту $-2,500$ м.

Задаємось значеннями характеристик міцності ущільненого лесового ґрунту c_{II} та φ_{II} за таблицею 10.6 довідника [25].

При ступені ущільнення $k_{com} = 0,93$ і досягненні питомою вагою сухого ґрунту $\gamma_d = 16$ кН/м³ у стані водонасичення $c_{II} = 25$ кПа; $\varphi_{II} = 24^0$.

Умовний розрахунковий опір лесового суглинку після ущільнення за табл. Е.4 [16] $R_0 = 250$ кПа.

Потрібна площа підоснови фундаменту в першому наближенні

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mт} \cdot d} = \frac{417,3}{250 - 20 \cdot 2,5} = 2,09 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо $b = 1 = 1,5$ м.

Фактичне значення розрахункового опору ґрунту після ущільнення

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,0 \cdot 0,5 + 18,2 \cdot 0,5}{1,0} = 18,1 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,72 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 9,7 + 3,87 \cdot 1,0 \cdot 18,1 + 6,45 \cdot 25) = 266,0 \text{ (кПа)}.$$

Робимо перевірку граничних умов для фундаменту шириною 1,5 м по ряду Г

$$p_{сер} = \frac{417,3}{1,5^2} + 20 \cdot 2,5 = 235,5 \text{ (кПа)} < R = 266,0 \text{ кПа}.$$

Гранична нерівність (3.1) виконується.

Визначимо потужність зони виникнення просідань. Результати наведені у таблиці 2.11 та на рисунку 2.7.

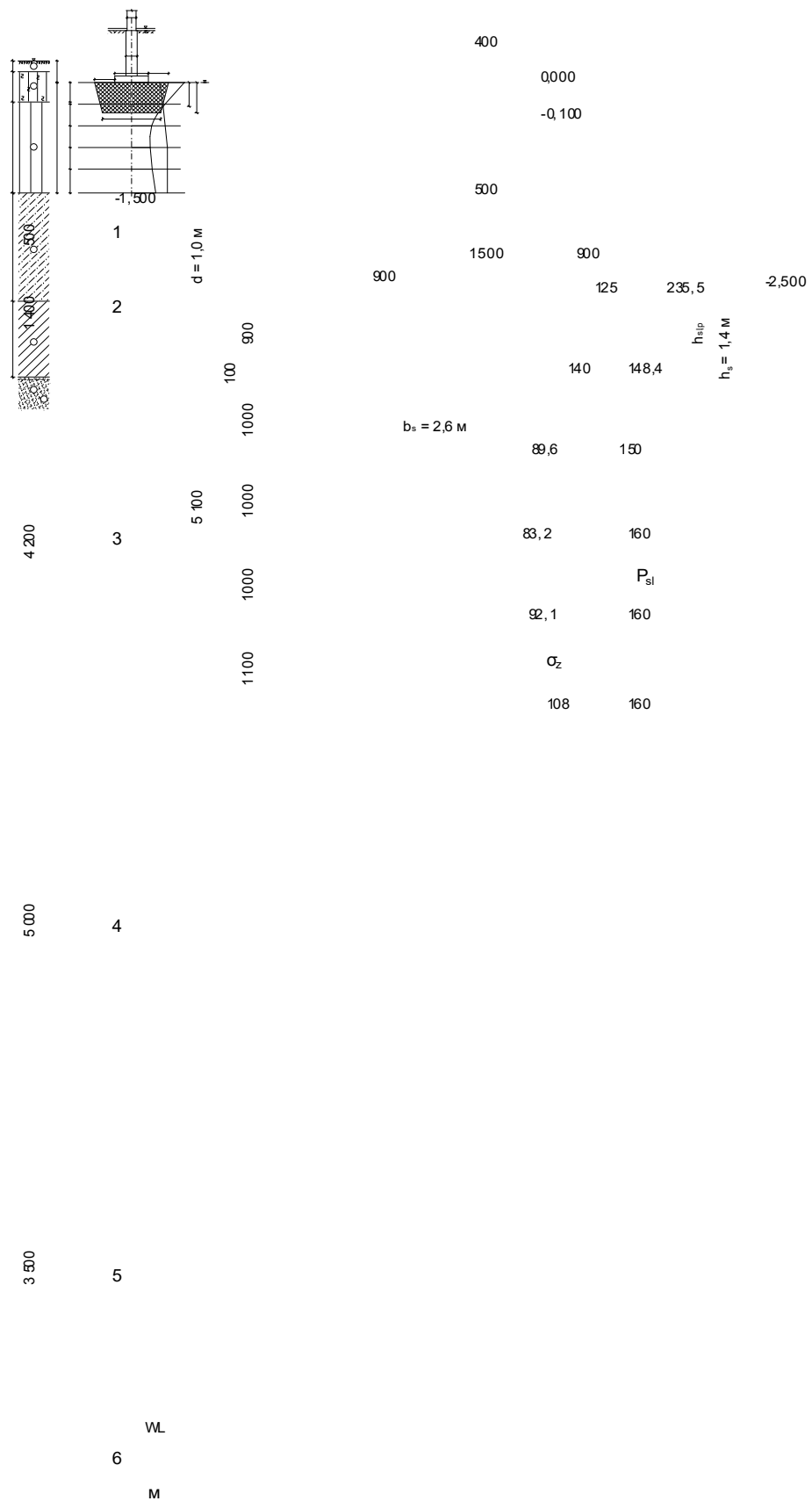


Рисунок 2.7 - Визначення зони просідання шару ґрунту під підшоною фундаменту при $b = 1,5 \text{ м}$

Таблиця 2.11 – Визначення зони просідання шару ґрунту під подошвою фундаменту при $b = 1,5$ м

Глибина від подошви фундаменту, м	γ_{sat} , кН/м ³	σ_{zg} , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	α_k	$\sigma_{zy,i}$, кПа	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{\text{zp}} - \sigma_{\text{zy}} + \sigma_{\text{zg}}$, кПа	p_{sl} , кПа
0	19,1	19,0	0	1	19	235.5	235.5	125
1,0	19,1	38,1	0.027	0.999	18.99	129.26	148,4	125
2,0	19,2	57,3	0.053	0.997	18.94	51.19	89,6	140
3,0	19,2	76,5	0.08	0.990	18.8	25.45	83,2	150
4,0	19,2	95,7	0.107	0.977	18.57	14.94	92,1	160
5,1	19,2	116,8	0.136	0.957	18.19	9.39	108,0	160

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту від рівня природного рельєфу з урахуванням насичення ґрунту водою.

$$\sigma_{\text{zg},0} = 18,9 \cdot 0,5 + 19,1 \cdot 0,5 = 19,0 \text{ (кПа)}.$$

Приймаємо товщину зони ущільнення $h_s = 1,4$ м.

При ущільненні з метою ліквідації просадкових властивостей ґрунтів ширина b_s ґрунтової подушки понизу приймається рівною

$$b_s = b(1 + 2k_h), \quad (3.8)$$

де b - ширина подошви фундаменту; $k_h = 0,35$ – при тискові під подошвою $p = 250\text{-}350$ кПа [17].

Ширина b_s ґрунтової подушки понизу

$$b_s = b(1 + 2k_h) = 1,5(1 + 2 \cdot 0,35) = 2,55 \text{ (м)}.$$

Приймаємо ширину ґрунтової подушки понизу $2,6$ м. $h_s = 1,4$ м. Схема розміщення фундаменту на штучній основі у ґрунті наведена на рисунку 3.6.

2.2.5 Проектування фундаменту з бурових паль з розширенням

Приймаємо бурові палі діаметром $0,5$ м довжиною $13,1$ м з спіранням на ІГЕ №5 – суглинок тугопластичний. Діаметр розширення $1,2$ м. Положення паль у ґрунті показано на рисунку 2.8. Приймаємо палі, улаштовані бурінням насухо.

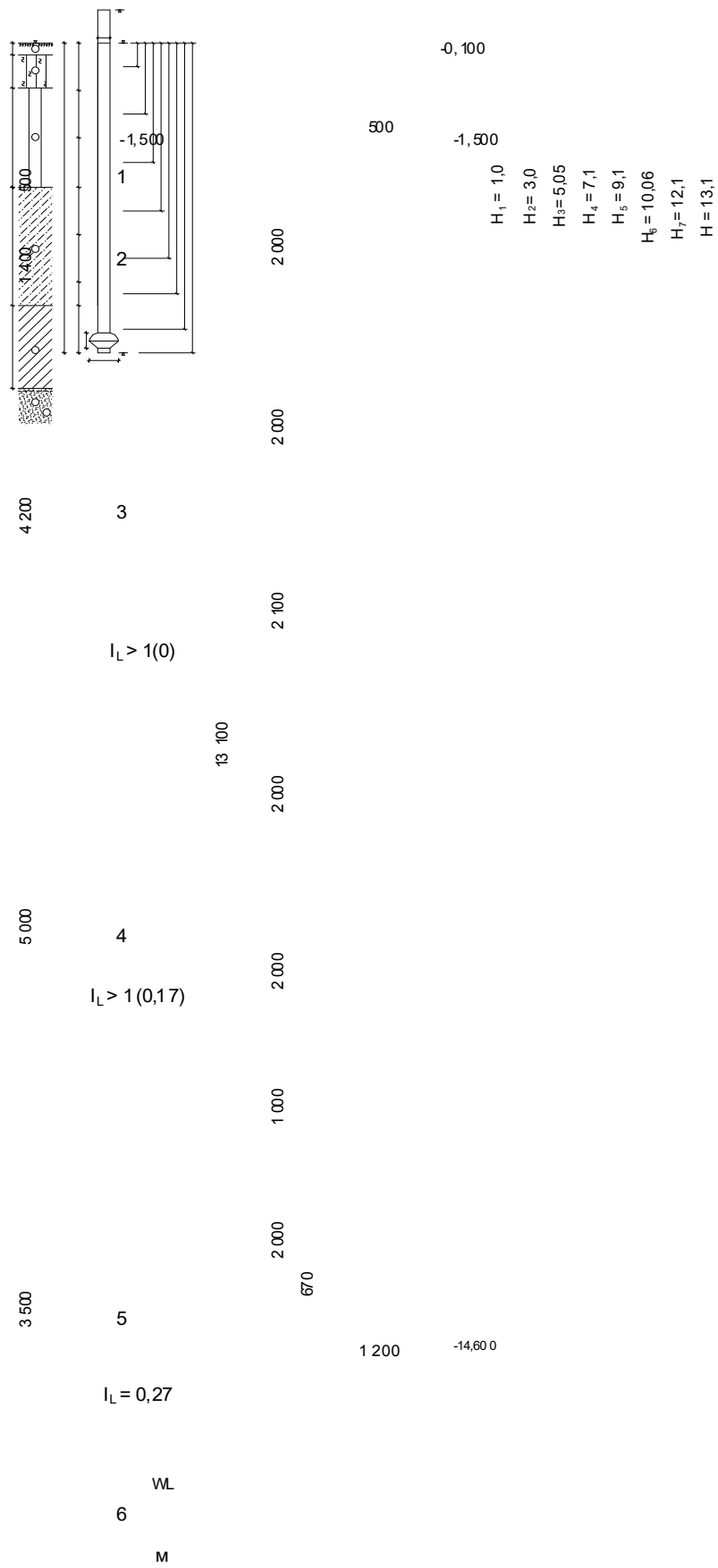


Рисунок 2.8 – Розміщення бурової палі у ґрунті

Несучу здатність палі визначаємо за формулою [16]

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.11)$$

де $\gamma_c = 1$, $\gamma_{cR} = 1$, $\gamma_{cf} = 0,7$ [16, табл. Н.2.3];

$R = 1280$ кПа, [16, табл. Н.3.3];

$A = \pi \cdot 1,2^2 / 4 = 1,13$ (м²);

$u = \pi \cdot 0,5 = 1,57$ (м);

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі розділимо ґрунтову товщу на шари товщиною не більше 2 м (рисунок 3.7). Обчислення виконуємо в таблиці 2.12.

Таблиця 2.12 – Визначення несучої здатності бурової палі по боковій поверхні

Н _i , м	Вид ґрунту	f _i , м	γ _{cf}	h _i , м	γ _{cf} · f _i · h _i , кН/м
1,0	I _L > 1	2	0,7	2	2,8
3,0	I _L > 1	5	0,7	2	7,0
5,05	I _L > 1	6	0,7	2,1	8,8
7,1	I _L > 1	6	0,7	2	8,4
9,1	I _L > 1	6	0,7	2	8,4
10,6	I _L > 1	6	0,7	1	4,2
12,1	I _L = 0,27	55	0,7	2	77,0

$$\sum \gamma_{cf} f_i h_i = 116,6$$

$$F_d = 1(1 \cdot 1280 \cdot 1,13 + 1,57 \cdot 116,6) = 1630 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження, яке може бути передане на палю з умов несучої спроможності ґрунту:

$$N = F_d / \gamma_k = 1630 / 1,4 = 1164,3 \text{ (кН)}.$$

Необхідна кількість палей у куці:

$$n = N_m / N = 621,2 \cdot 1,2 / 1164,3 = 0,64 \text{ (шт.)}$$

Приймаємо одну палю під колону. Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги палі.

$$\text{Вага палі } G_{\text{палі}} = (0,25 \pi 0,5^2 \cdot 13,1 + 0,439) \cdot 25,0 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 91,0 \text{ (кН)}.$$

Вага ростверку

$$G_p = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 11,4 \text{ (кН)}.$$

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю

$$N = \frac{N_m + G_p + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{621,2 + 91,0 + 11,4}{1} =$$

$$= 723,7 \text{ кН} < F_d / \gamma_k = 1164,3 \text{ (кН)}.$$

Отже, несуча здатність паль при обраній їх довжині забезпечена.

2.2.6 Розрахунок фундаменту у варіанті на армованій основі

Спосіб армування основ буронабивними елементами передбачає улаштування в ґрунті міцних елементів, що працюють сумісно з масивом і конструктивно не зв'язані з фундаментом. Для армування основи використовуємо ґрунтоцементні палі діаметром 200 мм, довжиною 5,2 м, які прорізають просалкові шари ПГЕ №2 та 3 [16].

Схема армування показана на рисунку 2.9, 2.10.

Розміщуємо армуючі елементи згідно з рисунком 3.9. Кількість елементів на фундамент 8 шт. Приймаємо розміри фундаменту $b \times l = 1,1 \times 1,1$ м.

Повний тиск по підшві

$$p_{\text{сер.}} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{м}} d = \frac{417,3}{1,1 \cdot 1,1} + 20 \times 2,5 = 394,9 \text{ (кПа)}.$$

Згідно з табл. Р.1 [16] для першого наближення розрахунковий опір ґрунту основи, підсиленої ґрунтоцементними палями, може бути прийнятий $R = 2$ МПа, що забезпечує нормальну роботу при прийнятих розмірах.

Перевіримо тиск під підшвою підсиленого масиву, розглянувши його як умовний фундамент, зображений на рис. 2.9.

Розміри умовного фундаменту

$$\varphi_{\text{м}} = 15^\circ;$$

$$b_{\text{ум}} = l_{\text{ум}} = 1,1 + 5,2 \cdot 2 \cdot \text{tg}(15/4)^\circ = 1,78 \text{ (м)}.$$

Об'єм умовного фундаменту

$$V_{\text{ум.}} = l_{\text{ум.}} \cdot b_{\text{ум.}} \cdot d_{\text{ум.}} = 1,78 \cdot 1,78 \cdot 7,7 = 24,4 \text{ (м}^3\text{)}.$$

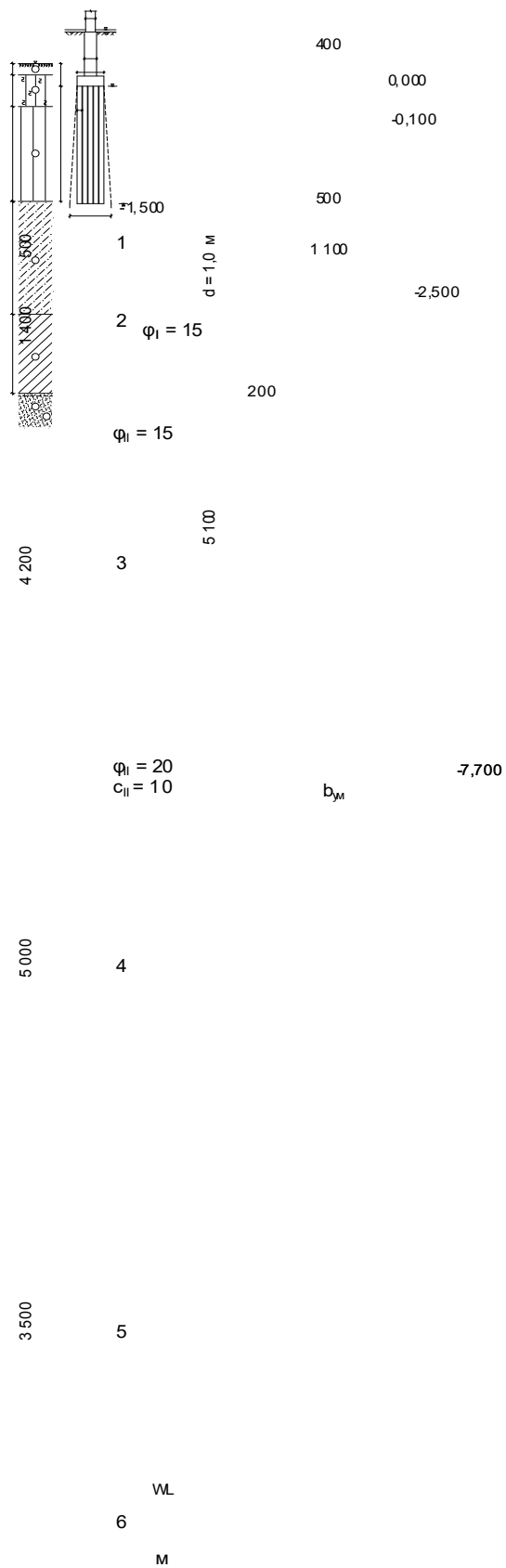


Рисунок 2.9 – Схема армування основи

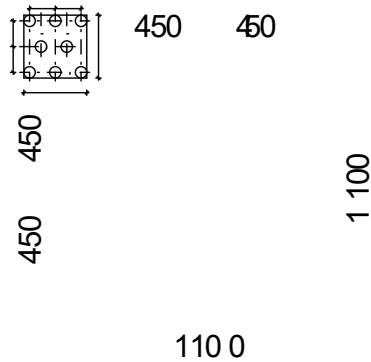


Рисунок 2.10 – Розміщення ґрунтоцементних паль в плані

Вага умовного фундаменту

$$G = 24,4 \cdot 20 = 488,8 \text{ (кН)};$$

Вага умовного фундаменту

$$G = 24,4 \cdot 20 = 488,8 \text{ (кН)};$$

Тиск по підшві умовного фундаменту

$$p = \frac{N_e + G_p + G_{сп.} + G_{паль}}{A_{ум.}} = \frac{417,3 + 488,8}{1,78 \cdot 1,78} = 286,0 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II} \right] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,51 \times 1,0 \times 1,78 \times 9,9 + 3,06 \times 6,2 \times 17,1 + 5,66 \times 10) =$$

$$= 390,0 \text{ (кПа)} > p = 286,0 \text{ кПа}.$$

2.2.7 Техніко-економічна оцінка варіантів

Підрахунок об'ємів робіт

Земляні роботи виконуються таким чином: відкопування котловану з вертикальними стінками до рівня підшви фундаменту.

Глибину котловану приймаємо на 0,1 м більше глибини закладання з метою улаштування бетонної підготовки. Обсяги робіт визначаємо для одного фундаменту по осі Г.

На тис. 2.11 – 2.14 наведені конструктивні рішення варіантів фундаментів.

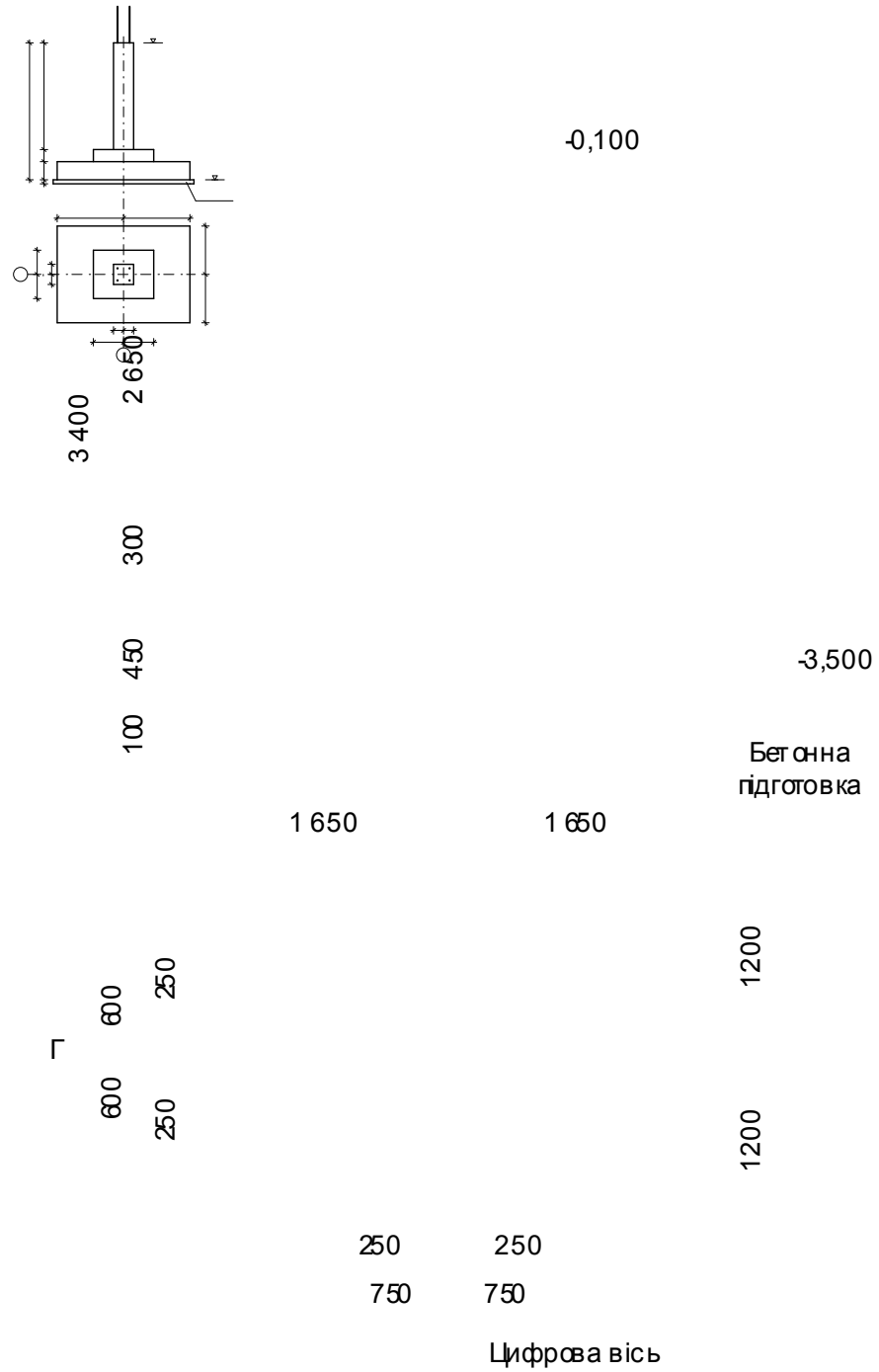


Рисунок 2.11 – Конструктивне рішення фундаменту на природній основі з недопущенням просідань



Рисунок 2.12 – Конструктивне рішення фундаменту на ґрунтовій подушці

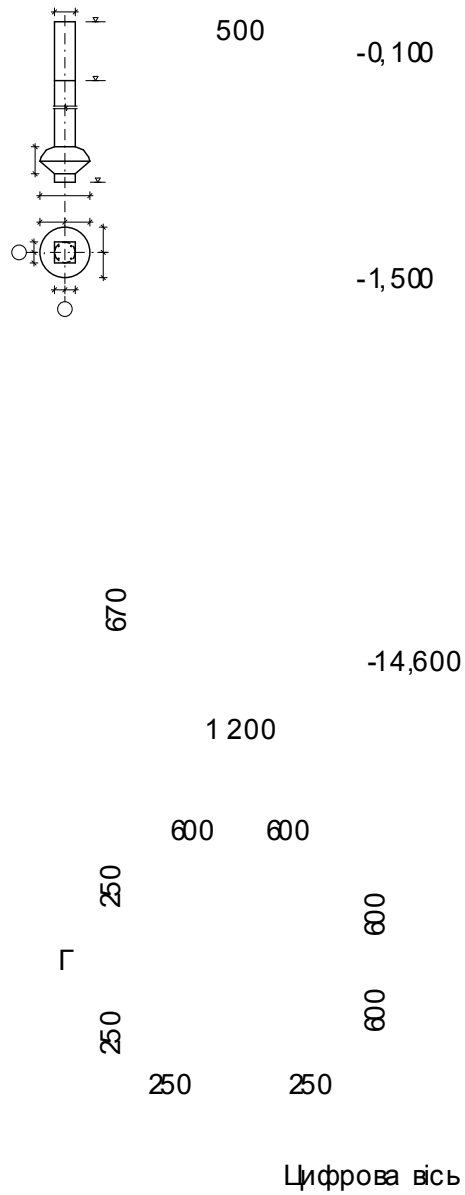


Рисунок 2.13 – Конструктивне рішення фундаменту з бурової палі з розширенням



Рисунок 2.14 – Конструктивне рішення фундаменту на основі, підсиленій ґрунтоцементними палями

Результати розрахунків наведені у таблиці 2.13.

Таблиця 2.13 - Обсяги основних робіт на фундамент по осі Г

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
1. Фундамент мілкового закладання на природній основі з умови недопущення просідань			
Відкопування котловану	1 000м ³	$V_3=4,7 \times 3,5 \times 2,1 = 34,5 \text{ м}^3$	0,0345
Улаштування бетонної підготовки	3 м	$V_{б.п.}=(2,4+0,2) \times (3,3+0,2) \times 0,1 = 0,91 \text{ м}^3$	0,91
Улаштування монолітного стовпчастого фундаменту висотою 3,4 м	3 м	$V_6=2,4 \times 3,3 \times 0,45 + 1,5 \times 1,2 \times 0,3 + 0,5 \times 0,5 \times 2,65 = 4,77 \text{ м}^3$	4,77

Продовження таблиці 2.13

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
Кількість арматури фундаменту, приведеної до класу А-І	кг	$G_a=4,77 \times 0,007 \times 7850 = 262$	262
Зворотна засипка ґрунту	1000м ³	$V_{зас.} = V_з - V_б - V_{б.п.} = 34,5 + 26,4 \times 1,5 - 0,91 - 4,77 = 68,4$ м ³	0,0684
Ущільнення ґрунту у пазухах котловану	100м ³	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 68,4$ м ³	0,684
2. Фундамент мілкового закладання на ґрунтовій подушці			
Відкопування котловану	1000м ³	$V_з = 3,7 \times 3,3 \times 2,4 = 29,3$ м ³	0,0293
Пошарове ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками	м ³	$3,7 \times 3,3 \times 1,4 = 17,1$ м ³	17,1
Улаштування бетонної підготовки	3 м	$V_{б.п.} = (1,5 + 0,2)^2 \times 0,1 = 0,289$ м ³	0,289
Улаштування монолітного стовпчастого фундаменту висотою 2,4 м	3 м	$V_б = 1,5 \times 1,5 \times 0,3 + 0,5 \times 0,5 \times 2,1 = 1,2$ м ³	1,2
Кількість арматури фундаменту, приведеної до класу А-І	г	$G_a = 1,2 \times 0,007 \times 7850 = 66,0$	66,0
Зворотна засипка ґрунту	1000м ³	$V_{зас.} = V_з - V_б - V_{б.п.} = 29,3 - 17,1 - 0,289 - 1,2 = 50,3$ м ³	0,0503
Ущільнення ґрунту у пазухах котловану	100м ³	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 50,3$ м ³	0,503
3. Фундамент з бурової палі з розширенням			
Улаштування бурової палі з розширенням бурінням насухо (діаметр 500 мм)	3 м	$0,25 \cdot \pi \cdot 13,1 + 0,439 = 3,0$ м ³	3,0
Улаштування монолітного залізобетонного ростверку	3 м	$V_б = 0,5 \times 0,5 \times 1,4 = 0,35$ м ³	0,35
Кількість арматури ростверку та паль, приведеної до класу А-І	г	$G_a = (0,35 + 0,4) \times 0,007 \times 7850 = 73,0$	73,0
Зворотна засипка ґрунту	1000м ³	$V_{зас.} = V_з - V_б - V_{б.п.} = 26,4 \times 1,5 - 0,35 = 39,3$ м ³	0,00393
Ущільнення ґрунту у пазухах котловану	100м ³	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 39,3$ м ³	0,0393

Продовження таблиці 2.13

Найменування роботи	Один. вимір.	Формула підрахунку	Кількість
4. Фундамент на основі, підсиленій ґрунтоцементними палями			
Відкопування котловану	1 000м ³	$V_3=3,4 \times 3,4 \times 1,1=12,7 \text{ м}^3$	0,0127
Улаштування ґрунтоцементних паль діаметром 200 мм у кількості 8 шт.	3 м	$0,25 \pi 0,2^2 \cdot 5,2 \cdot 8$	1,3
Улаштування бетонної підготовки	3 м	$V_{б.п.}=(1,1+0,2)^2 \times 0,1=0,169 \text{ м}^3$	0,169
Улаштування монолітного стовпчастого фундаменту висотою 2,4 м	3 м	$V_6=1,1 \times 1,1 \times 0,3 + 0,5 \times 0,5 \times 2,1$	0,888
Кількість арматури фундаменту, приведеної до класу А-І	г к	$G_a=0,888 \times 0,007 \times 7850 = 49,0$	4,90
Зворотна засипка ґрунту	1 000м ³	$V_{зас.}=V_3-V_6-V_{б.п.}=12,7+26,4 \times 1,5-0,169-0,888 = 51,2 \text{ м}^3$	0,0512
Ущільнення ґрунту у пазухах котловану	1 00м ³	$V_{ущіл.}=V_{зас.}=51,2 \text{ м}^3$	0,512

Складання кошторисного розрахунку і порівняння варіантів

Кошторисний розрахунок улаштування фундаментів за запропонованими варіантами виконуємо за допомогою програмного комплексу АВК. Результати розрахунку представлені у додатку Г. Зведемо у загальну таблицю 2.14 одержані вартість і трудомісткість по кожному з запропонованих варіантів.

Таблиця 2.14 - Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Тип фундаменту	Кошторисна вартість		Трудомісткість	
	Тис. грн.	%	Тис.люд./год	%
Фундамент мілкового закладання на природній основі з умови недопущення просідань	11,648	313	0,046	184
Фундамент мілкового закладання на ґрунтовій подушці	3,718	100	0,025	100
Фундамент з бурової палі з розширенням	9,534	256	0,102	408
Фундамент на основі, підсиленій ґрунтоцементними палями	8,121	218	0,062	248

Фундамент мілкого закладання на ґрунтовій подушці економічніший за вартістю та трудомісткістю.

2.2.8 Розрахунок міцності тіла фундаменту кращого варіанту

Розрахунок на продавлювання

Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність наведена на рисунку 2.15.

Характеристики бетону та арматури зведені в таблицю 2.15.

Розрахунок тіла фундаменту за міцністю відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів, тому значення навантажень приймаємо розрахунковими граничними: $N_m = 621,2$ кН.

Таблиця 2.15 – Розрахункові характеристики бетону та арматури [20, 21]

Бетон C20/25		Арматура			
		A400C		A240C	
$f_{ck,prism}$, МПа	18,5	f_{yk} , МПа	400	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	14,5	f_{yd} , МПа	363,6	f_{yd} , МПа	228,6
f_{ctd} , МПа	1,0	f_{ywd} , МПа	285	f_{ywd} , МПа	170
E_{cm} , МПа	$30 \cdot 10^3$	ϵ_{ud}	0,025	ϵ_{ud}	0,025
$\epsilon_{c3,cd}$	0,63	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
$\epsilon_{cu3,cd}$	3,1	γ_s	1,1	γ_s	1,05
γ_{c1}	1,3				

Висота фундаменту $H_f = 2,4$ м.

Розміри підшви фундаменту $1,5 \times 1,5$ м.

Розміри підколонника в плані $l_{cf} \times b_{cf} = 500 \times 500$ мм.

Висота підколонника $h_{cf} = 2100$ мм, висота плитної частини $H = 300$ мм.

Захисний шар бетону при наявності бетонної підготовки 35 мм.

Поряд із колоною опір зрізу при продавлюванні обмежується максимальним значенням:

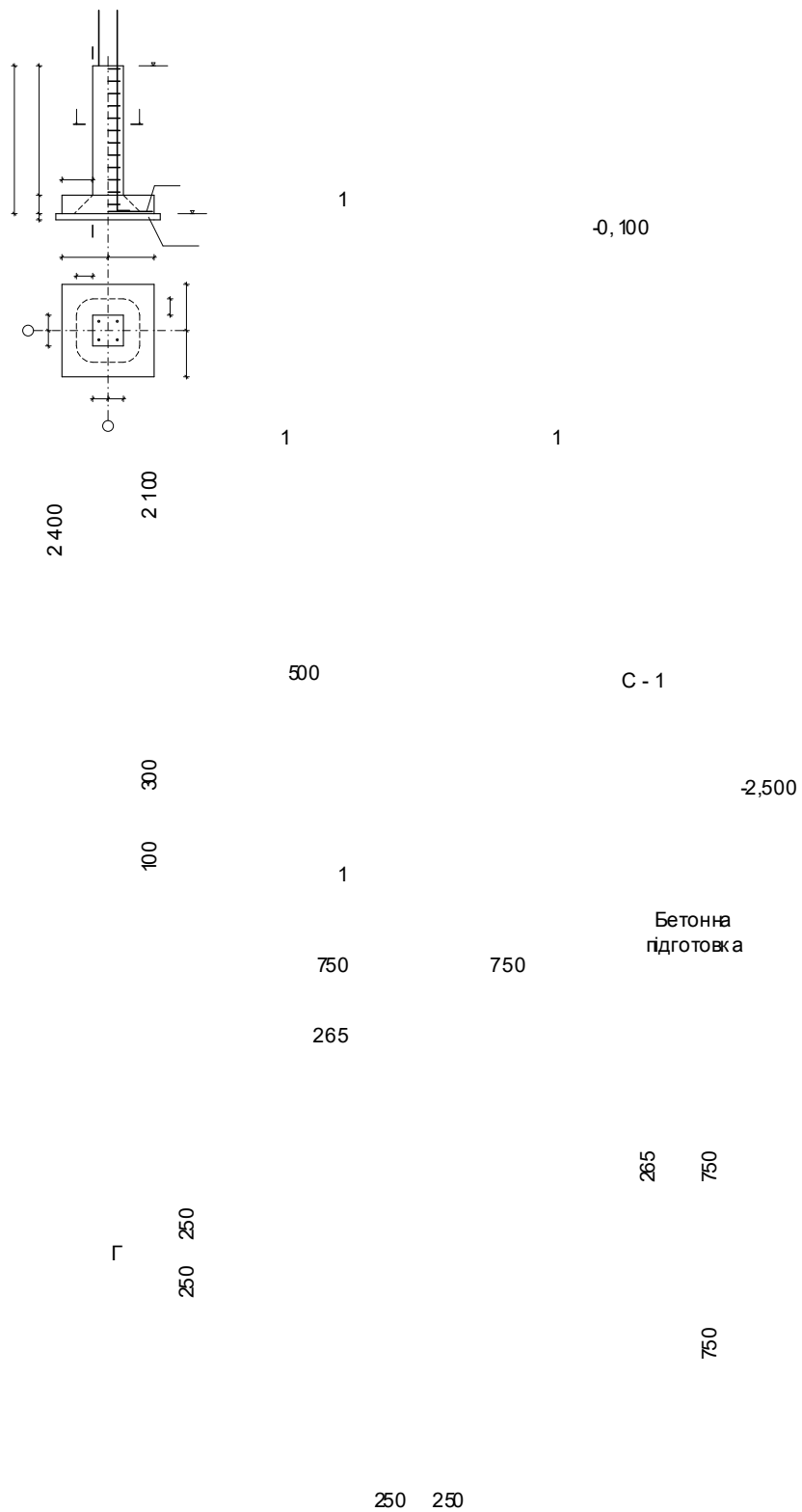


Рисунок 2.15 – Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність тіла

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{Rd,max} \quad (2.12)$$

де $V_{E,d}$ – прикладена поперечна сила;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження;

u_0 – довжина контуру підколоники;

β – коефіцієнт, що враховує наявність згинального моменту;

$V_{Rd,max}$ - - максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (2.13)$$

ν - коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві:

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,5556$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,5556 \cdot 0,9 \cdot 14500 = 3625,3 \text{ (кПа)};$$

Коефіцієнт β для центрально навантажених фундаментів $\beta = 1$.

Перевіримо умову зрізу при продавлюванні поряд з колоною:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1 \cdot 621,2}{4 \cdot 0,5 \cdot 0,265} = 1172,1 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,max} = 3625,3 \text{ (кПа)}.$$

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколоники повинен перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру підколоники [п.4.8.4.2, ДСТУ Б В.2.6-156:2010], де d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки консольний виліт фундаменту 500 мм менший, ніж $2d=2 \cdot (300-35)=530$ мм, то перевіряти опір продавлюванню будемо на контрольному периметрі на відстані 265 мм від контуру підколоники (рис. 2.15).

При навантаженні з ексцентриситетом повинна виконуватись умова:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} \leq V_{Rd,c} \quad (2.14)$$

Продавлююча сила:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 621,2 - \frac{621,2}{1,5^2} (0,5 \cdot 1,03 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,265 + \pi \cdot 0,265^2) = 345,0 \text{ (кН)}.$$

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування:

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \geq V_{\min} \frac{2d}{a}. \quad (2.15)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{265}} = 1,869 < 2.$$

ρ_i - відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02:

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{3,93}{100 \cdot 26,5} = 0,00148 < 0,02;$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,869^{3/2} \cdot 18,5^{1/2} = 0,384 \text{ (МН)}.$$

Відстань від контуру колони до контрольного периметру, що розглядається, $a = 0,265$ м:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,869 \cdot (100 \cdot 0,00148 \cdot 18,5)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,265}{0,265} = \\ &= 0,721 \text{ (МПа)} < V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,384 \cdot \frac{2 \cdot 0,265}{0,265} = 0,768 \text{ (МПа)}. \end{aligned}$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування:

$$u_l = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2d = 2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,5 + \pi \cdot 2 \cdot 0,265 = 3,664 \text{ (м)};$$

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u d} = \frac{1 \cdot 345,0}{3,664 \cdot 0,265} = 355,3 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,c} = 768 \text{ (кПа)}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Підбір арматури підшиви фундаменту

Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність наведена на рисунку 3.14.

Визначимо реактивний тиск ґрунту у розрахунковому перерізі 1-1.

$$p_{\max,x} = p_g = \frac{N}{A} = \frac{621,2}{1,5 \cdot 1,5} = 276,1 \text{ (кПа)}.$$

Згинальний момент в перерізі 1-1:

$$M_{1-1} = \frac{1}{8}(a - a_1)^2 p = \frac{1}{8}(1,5 - 0,5)^2 \cdot 276,1 = 34,5 \text{ (кНм)}.$$

При цьому потрібна площа арматури складе:

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{34,5 \cdot 1,5}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,265} = 5,98 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 5,98 \text{ (см}^2\text{)}$$

Армування призначаємо 8 \varnothing 10 А400С, $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ з кроком 200 мм в обох напрямках.

Розрахунок армування підколонника

Розрахунок підколонника виконуємо як центрально стисненого стержня квадратного перерізу, що є продовженням колони в місці примикання його до плитної частини фундаменту (див. рис. 2.15).

Розрахункові зусилля в перерізі в місці примикання до плитної частини:

$$M = 0 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; N = 621,2 + 0,5^2 \cdot 2,1 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 637,1 \text{ (кН)}.$$

Ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e_0 = M/N = 0/637,1 = 0 \text{ м} < e_a = h/30 = 0,5/30 = 0,017 \text{ (м)}.$$

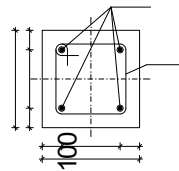
Випадковий ексцентриситет враховуємо.

Оскільки $e_a = 0,017 \text{ м} < h/2 = 0,25 \text{ м}$, то $x_1 > h$ (навантаження прикладене в межах перерізу).

З конструктивних вимог для колон [21]:

$$A_{s,\min} = \frac{0,1 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 637,1}{363000} = 1,76 \text{ (см}^2\text{)} \text{ або } 0,002 A_c = 0,002 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 5 \text{ (см}^2\text{)}$$

Призначаємо з конструктивних міркувань 4 \varnothing 14 А400С, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ (рис. 2.16).



Ø14 A400C

Ø8 A240C
крок 200

300

100

100

300

100

500

Рисунок 2.16 – Армування підколонника

Оскільки гнучкість колони $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{4,5}{\sqrt{\frac{0,4^4 / 12}{0,4^2}}} = 39,2$ більша від граничної

величини $\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{637,1}{0,4^2 \cdot 14500}}} = 20,6$, то деформовану схему

необхідно враховувати.

Розрахунок виконуємо за [21].

Критична сила

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}, \quad (2.16)$$

де $EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2$.

Приймаємо $\varphi_{ef} = 2$;

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = 0,15,$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2 =$$

$$= \frac{0,15 \cdot 23 \cdot 10^6 \cdot 0,4^4}{12} + 0,01 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,4^2 (0,2 - 0,05)^2 = 14,92 \cdot 10^3 (\text{кНм}^2).$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 14,92 \cdot 10^3}{4,5^2} = 7264 (\text{кН}).$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = 0,017 \left(1 + \frac{1,232}{\frac{7264}{637,1} - 1} \right) = 0,019 (\text{м}).$$

Координата ядрової точки

$$r = h/6 = 6,67 (\text{см}) > e_0 = 1,9 \text{ см.}$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 0,019 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,05 = 0,169 (\text{м}).$$

При $r > e_0$ подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги.

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu3,cd} = 3,1\text{‰} = 3,1 \cdot 10^{-3};$$

$$\text{При } \varepsilon_{c3} = 0,63 < \varepsilon_{c(2)} = 2,2 < \varepsilon_{cu,3} = 3,1$$

$$A_s' = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d'')} = \frac{637,1 \cdot 0,169 - 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot (0,5 \cdot 0,4 - 0,05)}{365000 \cdot (0,35 - 0,05)} < 0.$$

$$A_s = \frac{N - f_{cd}bh - f_{yd}A_s'}{f_{yd}} = \frac{637,1 - 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,4}{365000} < 0.$$

Приймаємо конструктивно симетричне армування по 2Ø14 А400С в кожній зоні.

2.3 Організація будівельного виробництва

2.3.1 Отримання дозволу на виконання будівельно-монтажних робіт

Дозвіл на виконання будівельних робіт - це документ, що засвідчує право замовника та підрядника на виконання підготовчих (якщо підготовчі роботи не були виконані раніше відповідно до дозволу на виконання підготовчих робіт) і

будівельних робіт, підключення об'єкта будівництва до інженерних мереж та споруд [53].

Дозвіл на виконання контролю будівельних робіт надається інспекціями державного архітектурно-будівельного контролю.

Для одержання дозволу на виконання будівельних робіт замовник та підрядник мають подати до відповідної інспекції державного архітектурно-будівельного контролю письмову заяву, до якої додаються:

Документи від замовника будівництва:

- документ, що засвідчує право власності чи користування земельною ділянкою, або договір суперфіцію;
- проектна документація на будівництво, погоджена та затверджена в порядку, визначеному законодавством;
- відомості про здійснення авторського і технічного нагляду;
- копія документа, що посвідчує право власності на будинок чи споруду, або письмової згоди його власника на проведення зазначених робіт (у разі здійснення реконструкції, реставрації, капітального ремонту об'єктів містобудування);
- фінансова звітність та копія ліцензії на здійснення діяльності з надання фінансових послуг, засвідчена в установленому законом порядку;

Документи від підрядника будівництва:

- копії установчих документів та свідоцтва про державну реєстрацію;
- копія ліцензії на виконання функцій генпідрядника будівництва об'єкта,
- засвідчена в установленому законом порядку;
- договір (контракт) підряду на будівництво об'єкта;
- документ про призначення відповідальних виконавців робіт;
- відомості про кваліфікацію та досвід спеціалістів, які братимуть участь у виконанні замовлення;
- пропозиції щодо залучення субпідрядників.

Розгляд заяви, прийняття рішення про надання дозволу на виконання будівельних робіт або про відмову у його наданні, видача та реєстрація дозволу

на виконання будівельних робіт (або відмови в його наданні) здійснюються інспекціями державного архітектурно-будівельного контролю протягом місяця з дня реєстрації заяви.

Підставами для відмови у наданні дозволу на виконання будівельних робіт можуть бути

- неподання документів, необхідних для прийняття рішення про надання такого дозволу;
- невідповідність поданих документів вимогам законодавства;
- виявлення недостовірних відомостей у поданих документах.

Надання дозволу на виконання будівельних робіт здійснюється на безоплатній основі. Дозвіл на виконання будівельних робіт надається на нормативний строк будівництва об'єкта або на строк дії договору (контракту) підряду на будівництво об'єкта. Дія дозволу може бути продовжена за зверненням замовника на строк не більше одного року.

Дозвіл на виконання будівельних робіт може бути скасовано (анульовано) за рішенням інспекції державного архітектурно-будівельного контролю у разі:

- подання замовником заяви про скасування (анулювання) дозволу на виконання будівельних робіт;
- видачі та перереєстрації дозволу на виконання будівельних робіт з порушенням вимог законодавства;
- наявності відомостей про припинення юридичної особи або підприємницької діяльності фізичною особою - підприємцем (замовником, генпроектувальником, генпідрядником);
- систематичного порушення законодавства у сфері будівництва та архітектури під час проведення будівельних робіт;
- перешкоджання проведенню перевірок посадовими особами інспекцій державного архітектурно-будівельного контролю;
- якщо протягом трьох місяців з дня видачі дозволу на виконання будівельних робіт не розпочато будівельні роботи.

У разі якщо право на будівництво об'єкта містобудування передано іншому замовнику або змінено будівельну організацію (генпідрядника), дозвіл на виконання будівельних робіт підлягає перереєстрації.

Перереєстрація дозволу на виконання будівельних робіт здійснюється у порядку отримання дозволу на виконання будівельних робіт [53].

Здійснення будівельних робіт на об'єктах містобудування без дозволу на виконання будівельних робіт або його перереєстрації, а також здійснення не зазначених у дозволі будівельних робіт вважається самовільним будівництвом і тягне за собою відповідальність у вигляді адміністративного штрафу.

2.3.2 Вибір комплекту машин та механізмів для виконання робіт

Основними даними для вибору типу монтажних кранів являються: конфігурація і розміри будівлі, габарити, ступінь укрупнення, маса та розташування елементів, які монтуються, об'єм і задані строки виконання монтажних робіт, умови виконання робіт [33, 36, 38].

Монтажні крани вибирають в залежності від їх вантажопідйомності, вильоту стріли і висоти віднімання гака крана.

Монтажна маса конструкцій підраховується по формулі:

$$Q_M = Q + \sum q \quad (2.17)$$

де: Q – маса конструкції, т; $\sum q$ – сумарна маса монтажних пристосувань (Таблиця 2.16).

Таблиця 2.16 – Технічна характеристика вантажопідйомних пристосувань

Назва пристосувань	Використовується для монтажу	Вантажопідйомність, т	Маса, т	Розрахун висота, м
Універсальний напівавтоматичний стропів захват	Для підйому металевих і з/б конструкцій	до 5	0,081	1,5
Траверса з пристроєм для розстропування землі	Для монтажу колон будівель з відміткою верху будівельних конструкцій до 15,8 м	3	0,135	0,8

Траверса захватом	3	Для монтажу ферм покриття довжиною до 18 м	14	0,551	5
Траверса "Промстальконструкції"		Для піднімання плит покриття 1,5х6; 3х6 м	5	0,430	3,25

Висота піднімання гака крану для баштових кранів визначається:

$$H_M = h + h_z + h_e + h_c + h_n \quad (2.18)$$

де h - перевищення опори елемента, який монтується, над рівнем стоянки крана, м; h_z – перевищення нижнього торця елемента, що монтується над рівнем опори, необхідне за умов монтажу для заведення конструкції до місця установлення або перенесення через раніше змонтовані конструкції (не менше 0,5 м), м; h_e - висота монтуемого елемента, м; h_c - висота вантажозахватного пристрою (розрахункова висота, м); h_n - висота поліспасти [33, 36, 38].

Потрібний виліт стріли крану для багатоповерхових будівель визначається:

$$l_{cmp} = a/2 + b + c \quad (2.19)$$

де a - ширина бази крану, м;

b - відстань від найближчого колеса до будівлі, м.

c - відстань від центра ваги елемента, який монтується до виступаючої частини будівлі зі сторони крану, м.

Маса найтяжчої плити перекриття – 2800 кг;

Визначаємо монтажні характеристики стрілового крану:

Визначаємо монтажну масу:

$$Q_M = 2,800 + 0,430 = 3,320 \text{ т}$$

Визначаємо монтажну висоту:

$$H_M = 10,90 + 0,5 + 0,3 + 3,25 + 1,5 = 16,45 \text{ (м);}$$

Визначаємо необхідний виліт стріли крану:

$$l_{cmp} = 4,5 / 2 + 4,2 + 17 = 23,45 \text{ (м)}$$

Підбираємо стріловий кран: KRUPP KMK-4070: $Q_M = 3,5$ т; $H_M = 20$ м; $L = 24$

м.

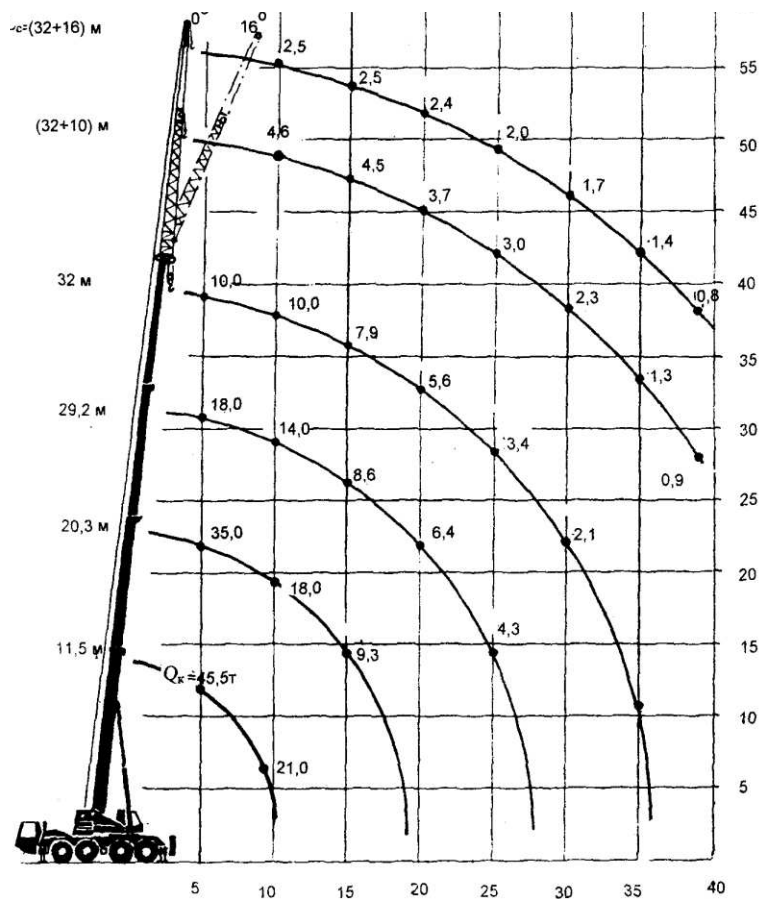


Рисунок 2.17 - Кран на автомобільному шасі KRUPP КМК-4070

Технічна характеристика кранів KRUPP КМК-4070

№ п/п	МАРКА КРАНА, РАБОЧЕЕ ОБОРУДОВАНИЕ	ГРУЗОПОДЪЕМНО- СТЬ НА ВНОС- НЫХ ОПОРАХ, Т*		ВЫЛЕТ, М		ВЫСОТА ПОДЪЕМА, М		РАЗМЕРЫ В ТРАНСПОРТНОМ ПОЛОЖЕНИИ, М		
		НА НА- ИМЕНЬ- ШЕМ ВЫЛЕТЕ	НА НА- ИБОЛЬ- ШЕМ ВЫЛЕТЕ	НАИ- МЕНЬ- ШИЙ	НАИ- БОЛЬ- ШИЙ	НА НА- ИМЕНЬ- ШЕМ ВЫЛЕТЕ	НА НА- ИБОЛЬ- ШЕМ ВЫЛЕТЕ	ДЛИНА	ШИРИ- НА	ВЫСО- ТА
5	КМК 4070							13,23	2,5	3,79
	1.1. ГЛАВНИЙ ПОДЪЕМ, ПРОТИВОВЕС 9 Т									
	СТРЕЛА 11,6 М	66,5	20,9	3	9	13,5	6			
	СТРЕЛА 20,4 М	17,1	7,6	4	16	22	13			
	СТРЕЛА 29,2 М	17,1	1,9	5	26	31	14			
	СТРЕЛА 38,1 М	9,5	1,1	7	34	39	13			
	1.2. ВСПОМОГАТ. ПОДЪЕМ, ПРОТИВОВЕС 9 Т									
	СТРЕЛА 38,1 М С ГУСЬКОМ 10 М, $\alpha = 0^\circ$	4,3	0,5	9	40	49	27			
	СТРЕЛА 38,1 М С ГУСЬКОМ 16 М, $\alpha = 0^\circ$	2,3	0,5	10	42	55,5	35			
	1.3. ГЛАВНИЙ ПОДЪЕМ, ПРОТИВОВЕС 13,4 Т									
	СТРЕЛА 11,6 М	66,5	23,7	3	9	13,5	6			
	СТРЕЛА 20,4 М	17,1	9,3	4	16	22	13			
	СТРЕЛА 29,2 М	17,1	2,9	5	26	31	14			
	СТРЕЛА 38,1 М	9,5	1,8	7	34	39	13			
1.2. ВСПОМОГАТ. ПОДЪЕМ, ПРОТИВОВЕС 13,4 Т										
СТРЕЛА 38,1 М С ГУСЬКОМ 10 М, $\alpha = 0^\circ$	4,3	0,6	9	44	49	18				
СТРЕЛА 38,1 М С ГУСЬКОМ 16 М, $\alpha = 0^\circ$	2,3	0,5	10	46	55,5	28				

2.3.3 Калькуляція трудовитрат та заробітної плати

Після підрахунку об'ємів робіт по кам'яній кладці, вибору з/б сходових маршів та площадок, перемичок, визначаємо роботи, які виконуватимуться на

об'єкті і розраховуємо працевитрати і заробітну плату. Ці показники вираховуємо окремо для кожного виду роботи а також на одиницю і на весь об'єм в цілому. Розрахунок ведемо для кожного поверху будівлі, незалежно від того чи являються вони типовими. Для складання калькуляції використовуємо ДБНи та РЕКНи України, які є чинними в даний період [33, 36, 38].

Технологічні розрахунки складаються по даним калькуляції працевитрат та заробітної плати. Вони служать основою для побудови графіка руху робітників.

У калькуляції повинні бути визначені працевитрати та заробітна плата робітників на виконання робіт по кожному процесу, а також по всьому комплексу робіт по зведенню будівлі. Калькуляція працевитрат та заробітної плати складається в табличній формі (див. додаток Д).

2.3.4 Проектування і розрахунок календарного графіка виконання робіт по об'єкту

Специфікація збірних будівельних конструкцій та виробів

Відомість обсягів основних будівельних конструкцій, виробів і устаткування, які необхідні для виконання будівельних, монтажних і спеціальних робіт для виконання реконструкції будівлі кінотеатру по вул. Будівельників в м. Ладижин Вінницької області у торговельно-розважальний комплекс (І-ї черги).

Таблиця 2.17 – Відомість конструкцій, виробів і устаткування

Найменування	Один. виміру	Кількість
Блоки скляні пустотілі безбарвні, розмір 194x194x98 мм	1000шт	0,40196
Болти із шестигранною головкою, діаметр різьби 6 мм	т	0,035805
Плитки керамічні глазуровані для внутрішнього облицювання стін гладкі білі без завалу	м2	1168,638
Сортовий гарячекатаний прокат із сталі вуглецевої звичайної якості марки Ст4кп, круглий та квадратний, розмір 52-70 мм	т	9,148
Фасонний гарячекатаний прокат із сталі вуглецевої звичайної якості марки Ст3сп, кутовий рівнополічковий, товщина 11-30 мм, ширина полочки 180-200 мм	т	0,053058 4

Швелери N 40 з гарячекатаного прокату із сталі вуглецевої звичайної якості, марка Ст4кп	т	8,928
Швелери N 40 з гарячекатаного прокату із сталі вуглецевої звичайної якості, марка Ст4пс	т	1,3914
Швелери N 40 з гарячекатаного прокату нормальної точності прокатки, немірної довжини, сталь марки С245	т	1,785
Товстолистовий гарячекатаний прокат в листах з обрізними кромками, товщина 9-12 мм, ширина понад 1400 до 1500 мм, сталь марки С345К	т	0,077758
Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-1, діаметр 10 мм	т	0,017315 2
Труби сталеві зварні водогазопровідні з різьбою, оцинковані звичайні, діаметр умовного проходу 100 мм, товщина стінки 4, 5 мм	м	86,344
Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 8мм	т	109,08
Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 12 мм	т	0,1199
Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 14 мм	т	10,403
Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 16- 18 мм	т	21,5332
Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 25- 28 мм	т	22,86
(Панелі)(плити) перекриттів багатопустотні, зведена товщина 11 см, довжина понад 3 до 6,6 м, ширина більше 1,4 м, маса до 5 т	м2	375
Пісок природний, рядовий	м3	159,4717 5
Цегла керамічна одинарна повнотіла, розміри 250x120x65 мм, марка М100	1000шт	370,6992 7
Гравій керамзитовий фракції 20-40 мм, марка М400	м3	771,375

Необхідність будівництва в основних будівельних машинах, механізмах і автотранспорті (див. табл. 2.18) визначаємо виходячи з фізичних об'ємів робіт, які необхідно виконати, і директивних норм виробітку машин з врахуванням місцевих умов будівництва.

Таблиця 2.18 – Перелік машин та механізмів для виконання робіт

Найменування	Одиниця виміру	Кількіст	Поточна ціна за
--------------	----------------	----------	-----------------

			ОДИНИЦЮ
Автомобілі бортові, вантажопідйомність 5 т	маш-год	743,2080	71,30
Автомобілі бортові, вантажопідйомність 8 т	маш-год	69,93632	78,11
Трактори на гусеничному ході, потужність 79 кВт	маш-год	31,86877	118,81
Крани на автомобільному ході, вантажопід. 10 т	маш-год	81,165	128,58
Крани на автомобільному ході, вантажопід. 40 т	маш-год	967,4005	213,82
Автовантажувачі, вантажопідйомність 5 т	маш-год	114,5205	80,62
Навантажувачі одноковшові, вантажопідйомність 1 т	маш-год	2,028	69,60
Підіймачі щоглові будівельні, вантажопід. 0,5 т	маш-год	421,5616	22,29
Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму]	маш-год	600,1463	7,77
Компресори пересувні з двигуном внутрішнього згоряння, тиск до 686 кПа [7 ат], подача 5 м ³ /хв	маш-год	833,0455	72,20
Екскаватори одноковшові дизельні на гусеничному ході, місткість ковша 0,65 м ³	маш-год	250,3756	154,91
Бульдозери, потужність 79 кВт [108 к.с.]	маш-год	53,66625	142,56
Бетононасоси при роботі на будівництві тунелів, подача 10 м ³ /год [пересувні]	маш-год	1038,746	102,45
Котки дорожні причіпні кулачкові, маса 8 т	маш-год	31,36324	3,89
Машини поливально-мийні, місткість 6000 л	маш-год	0,12596	150,61
Котки дорожні самохідні гладкі, маса 5 т	маш-год	6,5378	80,79
Крани на автомобільному ході для спорудження ліній електропередачі, вантажопідйомність 10 т	маш-год	8,8	137,84
Агрегати фарбувальні високого тиску для фарбування поверхонь конструкцій, потужність 1 кВт	маш-год	2,8105	2,30
Лебідки електричні, тягове зусилля до 49,05 кН [5 т]	маш-год	3,965	
Бадді, місткість 2 м ³	маш-год	40,8096	
Трамбівки пневматичні при роботі від компресора	маш-год	975,1136	
Котли бітумні пересувні, місткість 800 л	маш-год	31,72	
Вібратори для усіх видів будівництва, крім гідротехнічного	маш-год	838,7998	
Пилка дискова електрична	маш-год	44,19284	
Бензопилка	маш-год	3	
Котли бітумні пересувні, місткість 400 л	маш-год	295,5385	
Дрилі електричні	маш-год	24,409	
Вібратори поверхневі	маш-год	34,69089	

Рубанки електричні	маш-год	9,7405	
Машина паркетно-стругальні	маш-год	4,8774	
Люльки двомісні самопідйомні, вантажопідйомність 300/500 кг	маш-год	346,5473	
Фарборозпилювачі ручні	маш-год	559,5879	

Розрахунок параметрів календарного графіка

При розрахунку графіка виконання робіт по об'єкту враховуємо підготовчі роботи, роботи нульового циклу, надземної частини та влаштування покрівлі об'єкту, робіт по оздоблюванню а також по влаштуванню інженерних мереж, благоустрою території і здачі об'єкту в експлуатацію.

В графіку виконання робіт по об'єкту повинні бути визначені працевитрати робочих на виконання робіт по кожному процесу, а також до всього комплексу робіт по зведенню будівлі.

Складаємо відомість будівельно-монтажних робіт (див. табл. 2.19), для чого необхідно скласти перелік робіт у відповідності з номенклатурою, що прийнята для даного типу об'єкта. Встановлені об'єми робіт в подальшому використовуються для розрахунку картки визначника.

Таблиця 2.19 – Відомість будівельно-монтажних робіт по об'єкту

№ п/п	Найменування робіт і витрат	Один. виміру	Формула підрахунку	Кількість
	Розділ. Підготовчі роботи			
1	Зрізання рослинного шару бульдозером; група ґрунту 2	1000 м2	Будгенплан	2,819
2	Планування площ механізованим способом, група ґрунтів 2	1000м2	Будгенплан	2,819
3	Улаштування тимчасових доріг	км	Будгенплан	0,24
4	Укладання тимчасового водопроводу та каналізації з гідравлічним випробуванням	1000м	Будгенплан	0,086
5	Улаштування огорожі глухої з установленням стовпів /при застосуванні лісоматеріалів із дуба, бука, граба, ясеня/	100м2	Будгенплан	3,85
6	Установлення за допомогою механізмів дерев'яних одностоякових опор із просочених деталей на подвійних залізобетонних приставках для спільного підвішування	опора	Будгенплан	5

	проводів ВЛ 0,38 кВ, 0,20 кВ /при заготовленні деталей опор в умовах будівництва/			
7	Підвішування проводів для ВЛ 0,38 кВ вручну	км	Будгенплан	0,154
	Розділ. Земляні роботи			
8	Розбирання дощатих покриттів підлог	100м2	Розд. 3	5,4
9	Розбирання лаг з дощок і брусків	100м2	Розд. 3	5,4
10	Розробка ґрунту всередині будівлі в траншеях	100 м3	Розд. 3	3,646
11	Улаштування ґрунтових подушок на осідаючих ґрунтах методом пошарового укочування	1000м3	Розд. 3	0,10584
12	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, ґрупаґрунтів 2, що сильно налипає на інструменти	100м3	Розд. 3	0,7154
13	Ущільнення ґрунту поливом водою основи площі, що ущільнюється	100 м2	Розд. 3	5,4

Продовження таблиці 5.3

№ п/п	Найменування робіт і витрат	Один. виміру	Формула підрахунку	Кількість
14	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів площею понад 2 м2 для улаштування фундаментів загального призначення під колони, об'єм конструкцій, м3 до 10	100м3	Розд. 3	1,872
15	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах вручну, маса елемента, кг понад 20 до 50	т	Розд. 3	10,3
16	Укладання бетонної суміші в окремі конструкції вручну. Об'єм конструкцій, м3, і спосіб ущільнення, понад 5, вібратором	100м3	Розд. 3	1,872
	Розділ. Нова прибудова (I черга будівництва)			
17	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2 /при розробці траншей/ /у межах вильоту стріли екскаватора/	1000м3	Розд. 3	5,29936
18	Улаштування ґрунтових подушок на осідаючих ґрунтах методом пошарового укочування	1000м3	Розд. 3	0,52396
19	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів площею до 1 м2 для улаштування фундаментів загального призначення під колони, об'єм конструкцій, м3 понад 3	100м3	Розд. 3	23,275
20	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді	т	Розд. 3	108

	плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 8 до 12			
21	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 26	т	Розд. 3	20
22	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкції, м3 до 10 [укладання бетонної суміші в густоармовані фундаменти]	100м3	Розд. 3	23,275
23	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування фундаментів стрічкових, шириною, мм понад 500 до 600	100м3	Розд. 3	16,52

Продовження таблиці 2.19

№ п/п	Найменування робіт і витрат	Один. виміру	Формула підрахунку	Кількість
24	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах за допомогою крана, діаметр арматури 16-32 мм, маса елемента, кг понад 300 до 600 [при виконанні робіт на висоті [глибині] від поверхні землі 15 м]	т	Розд. 3	90,86
25	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Фундаменти стрічкові шириною, мм, до 600	100м3	Розд. 3	16,52
26	Обклеювання руберойдом або гідроізолом на нафтобітумі в 1 шар	м2	Розд. 3	396,5
27	Фарбувальна ізоляція вертикальної бетонної поверхні бітумною емульсією у два шари	100м2	Розд. 3	4,72
28	Засипка траншей та котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт при переміщенні ґрунту до 5 м, група ґрунту 2	100 м3	Розд. 3	7,959
29	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	Розд. 3	7,959
30	Ущільнення ґрунту причіпними кулачковими котками масою 8 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 20 см	1000м3	Розд. 3	0,7959
31	Пробивання прорізів у цегляних стінах вручну	1 м3	Розд. 1	3,12
32	Улаштування монолітних залізобетонних перемичок	1 м3	Технолг карта	2,18
33	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель висотою до 25 м	т	Технолг карта	9,60336

	суцільного перерізу масою до 1,0 т			
34	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, до 300	100м3	Технолг карта	0,28488
35	Монтаж ригелів із кроком ферм до 12 м при висоті будівлі до 25 м	т	Технолг карта	1,785
36	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	Технолг карта	0,72
37	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування колон висотою до 6 м, периметр, м понад 1,2 до 1,6	100м3	Технолг карта	0,23796
38	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах вручну, маса елемента, кг понад 50 до 100	т	Технолг карта	1,32

Продовження таблиці 2.19

№ п/п	Найменування робіт і витрат	Один. виміру	Формула підрахунку	Кількість
39	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, понад 300 до 500	100м3	Технолг карта	0,23796
40	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 1,0 т	т	Технолг карта	14,885
41	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, до 300	100м3	Технолг карта	0,44547
42	Монтаж ригелів із кроком ферм до 12 м- 18 м при висоті будівлі до 25 м	т	Технолг карта	8,928
43	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	100шт	Технолг карта	0,04
44	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	100шт	Технолг карта	0,06
45	Мурування зовнішніх середньої складності стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	м3	Технолг карта	855,239
46	Мурування перегородок неармованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху понад 4 м	100м2	Технолг карта	8,4575
47	Установлення перегородок зі скляних блоків при висоті поверху понад 4 м	100м2	Технолг карта	0,1546

48	Улаштування металопластикових перегородок	100 м2	Технолг карта	1,3784
49	Укладання у каркасних будівлях панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2	100шт	Технолг карта	3,03
50	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3 т	т	Технолг карта	9,148
51	Монтаж прогонів із кроком ферм до 12 м- 18 м при висоті будівлі до 25 м	т	Технолг карта	1,3914
	Розділ. Покрівля			
52	Улаштування покриття з листової сталі скатів з настінними жолобами та звисами	100м2	Архітект креслення	28,05
	Розділ. Двері та вікна			
53	Установлення віконних блоків зі спареними рамами у кам'яних стінах житлових і громадських будівель при площі прорізу більше 2 м2	100м2	Специфікація прорізів	2,3107

Продовження таблиці 2.19

№ п/п	Найменування робіт і витрат	Один. виміру	Формула підрахунку	Кількість
56	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу більше 3 м2	100м ²	Специфікація прорізів	13,289 5
	Розділ. Підлоги			
57	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебеневих шарів	м ³	Специфікація	701,25
58	Улаштування підстилаючих бетонних шарів	м ³	Специфікація	37,728
59	Улаштування теплоізоляції засипної керамзитової	м ³	Специфікація	701,25
60	Улаштування гідроізоляції обмазувальної бітумною мастикою в один шар товщиною 2 мм	100м ²	Специфікація	49,587
61	Улаштування покриттів із плиток керамічних багатокольорових на цементному розчині	100м2	Специфікація	49,587
62	Улаштування покриттів з паркету мозаїчного по готовій основі на мастиці клеючій каучуковій	100м2	Специфікація	0,8868
63	Улаштування покриттів бетонних товщиною 30 мм бетон важкий В 7,5 [М100] крупність заповнювача 10-20 мм	100м2	Специфікація	1,8864
	Розділ. Опорядження внутрішнє та зовнішнє			
64	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стель механізованим способом	100м2	Специфікація	51,458 9
65	Шпаклювання стель мінеральною шпаклівкою	100м ²	Специфікація	51,458

	"Cerezit"			9
66	Фарбування водними розчинами стель всередині приміщень, вапняне по штукатурці	100м ²	Специфікація	51,4589
67	Високоякісне фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м ²	Специфікація	53,8131
68	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін механізованим способом	100м ²	Специфікація	53,8131
69	Затирання поверхні гідроізоляції піском	100м ²	Специфікація	6,7694
70	Високоякісне фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100м ²	Специфікація	6,7694
71	Облицювання керамічними глазурованими плитками поверхонь стін із карнизними, плінтусними та кутовими плиткам по цеглі та бетону у громадських будівлях у приміщеннях висотою більше 4 м із готових риштувань	100м ²	Специфікація	12,566

Продовження таблиці 2.19

№ п/п	Найменування робіт і витрат	Один. виміру	Формула підрахунку	Кількість
72	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону колон вручну	100м ²	Специфікація	4,3936
73	Поліпшене фарбування колон полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по збірних конструкціях, підготовлених під фарбування	100м ²	Специфікація	4,3936
74	Високоякісне штукатурення фасаду цементно-вапняним розчином по каменю стін із прорізними рустами механізованим способом	100м ²	Специфікація	14,0175
75	Декоративне олійне оздоблення поверхонь під мармур	100м ²	Специфікація	14,0175
76	Декоративне штукатурення фасадів	100м ²	Специфікація	2,996
	Розділ. Вимощення			
77	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебених шарів	м ³	Архітект креслення	89,88
78	Улаштування асфальтобетонних жорстких покриттів товщиною 25 мм	100м ²	Архітект креслення	3,37

Таблиця 2.19 складена на об'єми робіт для реконструкції будівлі кінотеатру по вул. Будівельників в м. Ладижин Вінницької області у торговельно-

розважальний комплекс (І-ї черги) на основі архітектурно-будівельних креслень і на її основі складається таблиця (додаток Е) для визначення тривалості виконання робіт загального з урахуванням всіх видів загальнобудівельних робіт.

На основі календарного графіка (див. аркуш ГЧ) визначимо тривалість будівництва, яка складає 524 дні. На основі календарного графіка складаємо графік руху робітників.

Для розрахунку параметрів руху робітників використовуємо дані:

- середня кількість робітників, що працює на об'єкті – 24 люд. (див. формулу 2.20);

– максимальна кількість робітників, що працюють на об'єкті – 50 люд.;

– загальні працевитрати на будівництво – 12800 люд. –зм.;

Виконаємо оцінку графіку руху робітників.

Визначимо середню кількість робітників

$$N_{сер} = \frac{Q_3}{T_3} = \frac{12800}{524} = 24 \text{ (люд.)}, \quad (2.20)$$

де Q_3 – загальні працевитрати на будівництво, люд. – дні;

T_3 – загальна кількість днів роботи, дні.

Коефіцієнт нерівномірності руху робочих [40]:

$$\alpha_1 = \frac{N_{сер}}{N_{max}} = \frac{24}{50} = 0,48 \Rightarrow 1$$

де $N_{сер}$ – середня кількість робітників, що працюють на об'єкті, люд.;

N_{max} – максимальна кількість робітників, що працюють на об'єкті, люд.;

Коефіцієнт нерівномірності потоку в час [40]:

$$\alpha_2 = \frac{T_{стале}}{T_{заг}} = \frac{386}{524} = 0,74 \Rightarrow 1 \quad (2.21)$$

де $T_{ст}$ - тривалість робіт, коли робітників більше ніж середня їх кількість, днів;

T_3 – загальна кількість днів роботи, дні.

Коефіцієнт нерівномірності потоку по працевтратам [40]:

$$\alpha_3 = \frac{Q_{\text{зайв}}}{Q_3} = \frac{4632}{12800} = 0,36 \Rightarrow 0 \quad (2.22)$$

де $Q_{\text{зайв}}$ – зайві працевтрати на будівництво, люд. – дні;

Q_3 – загальні працевтрати на будівництво, люд. – дні.

2.3.5 Проектування будівельного генерального плану

До початку основних будівельно – монтажних робіт необхідно розмістити й влаштувати на майданчику усі його елементи з урахуванням всіх вимог будівельних норм [55, 56, 49].

Будівельний майданчик по периметру огородити тимчасовим огороженням, з боку місць загальних проходів та проїздів – огороженням з козирком.

Тимчасове водопостачання здійснюємо від існуючої мережі.

Тимчасове електропостачання здійснюємо від існуючої мережі. У темний час доби територія будівництва освітлюється від існуючого вуличного освітлення та чотирьох переносних прожекторів.

Проектування та розрахунок адміністративно – побутових приміщень

Тимчасові будівлі і споруди на будівельному майданчику розрізняють трьох основних груп: 1 – адміністративні, 2 – господарсько-побутові і 3 – складські. Вони необхідні для задоволення як потреб робітників, так і для раціональної організації будівництва об'єкта в цілому. Площі будівель і споруд розраховуються згідно з встановленими вихідними даними виробничих потреб.

Адміністративні та господарсько-побутові будівлі розраховуються і проектуються в залежності від загальної чисельності працюючих на будівельному об'єкті [55, 56, 49].

1. Визначаємо загальну кількість робітників працюючих на об'єкті за формулою:

$$N_{\text{заг}} = 0,95 * (N_p + N_{\text{ітр}} + N_{\text{моп}} + N_{\text{сл}}), \quad (2.23)$$

де 0,95 – коефіцієнт виходу на роботу;

N_p – максимальна кількість робочих за графіком руху робочих кадрів, люд ($N_p = N_{max}$);

N_{iTP} – кількість інженерно-технічних працівників, яка приймається в кількості 8% від N_{max} , люд;

N_{Mon} – кількість молодшого обслуговуючого персоналу, яка приймається у кількості 2,5 % від N_{max} , люд;

$N_{сл}$ – кількість службовців, яка приймається у розмірі 5% від N_{max} , люд.

Відповідно до графіку руху робочих кадрів по об'єкту $N_p = 50$ люд, тоді:

$$N_{заг} = 0,95 \cdot (50 + 4 + 1 + 3) = 55 \text{ люд.}$$

2. За отриманими даними розраховуємо площі тимчасових будівель і споруд.

Контора будівельної ділянки (виконробська з диспетчерською) розраховуються, виходячи із кількості інженерно-технічних працівників та молодшого обслуговуючого персоналу з розрахунку 5 м² площі на одного працівника.

$$S_1 = 5 \cdot \Sigma(N_{iTP} + N_{Mon}) \quad (2.24)$$

Площу гардеробних з умивальниками розраховуємо, виходячи з максимальної кількості робітників, з розрахунку 0,7 м² на одного працюючого.

$$S_2 = N_{max} \cdot 0,7 \quad (2.25)$$

Площа душових приміщень визначається з розрахунку 0,54 м² на одного працюючого від суми максимальної кількості робочих (за графіком руху робочих кадрів) та кількості службовців.

$$S_3 = 0,54 \cdot (N_p + N_{сл}) \quad (2.26)$$

Площа приміщень для прийому їжі розраховуються із розрахунку 1 м² на одного працюючого для загальної кількості працюючих на об'єкті

$$S_4 = 1 \cdot N_{заг}, \quad (2.27)$$

Площа приміщень для сушіння одягу приймаються з розрахунку 0,2 м² на одного працівника від загальної кількості робітників, які працюють на об'єкті

$$S_5 = 0,2 \cdot N_{\text{заг}} \quad (2.28)$$

Туалети приймаємо з розрахунку $0,1 \text{ м}^2$ на одного працівника від загальної кількості робітників, що працюють на об'єкті, але не менше 2-х відділень окремо для кожної статі і не менше $2,16 \text{ м}^2$ площі.

$$S_6 = 0,1 \cdot N_{\text{заг}} \quad (2.29)$$

Приміщення для захисту від сонячної радіації – 1 м^2 на 10 робітників:

$$S_8 = 1 \cdot N_p / 10 \quad (2.30)$$

Проектування тимчасових будівель і споруд проводиться у відповідності із каталогами уніфікованих типових проектів інвентарних будівель і споруд, а також з урахуванням величин розрахованих площ. Розрахунки і проектування виконуємо в табличній формі (додаток Е). Прийнятий тип будівлі за площею і розмірами повинен бути більшим або рівним розрахунковим величинам.

Розрахунок площ відкритих і закритих складів для будівельних, конструкцій, матеріалів та виробів

Для визначення розмірів складів необхідно спочатку визначити об'єми матеріалів, конструкцій і деталей, які повинні зберігатися на складі. Запас матеріалів, конструкцій і деталей на будівельному майданчику повинен забезпечувати нормальний безперебійний хід будівництва і разом з тим не бути занадто великим [55, 54, 49].

Площу відкритого складу найбільш доцільно проектувати для складування дрібно-роздрібних конструкцій і виробів, які періодично використовуються в будівельному процесі.

Площу відкритого складу і його розміри розраховуємо в табличній формі з урахуванням добових витрат будівельних матеріалів і виробів:

Таблиця 2.20 - Розрахунок площі відкритого складу

Назва будівельних матеріалів, конструкцій або деталей	Одиниця виміру	Загальна кількість буд. мат., конструкцій або деталей	Максимальні витрати за добу	Прийнятий запас на складі, діб	Запас матеріалів у натуральних показниках	Норма зберігання матеріалу на 1 м ² складу	Розрахункова корисна площа складу, м ²	Коефіцієнт на проходи	Розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа, м ²	Розміри відкритого складу в плані, м
Цегла звичайна глиняна	Тис. шт.	342,09	18,0	2	36,0	0,65	23,4	0,4	58,5	60	5x12
Перемички	Шт.	328	38	3	114	0,85	96,9	0,4	38,76	40	8x5
З/б вироби	т	496,55	20,0	2	40,0	0,85	34,0	0,4	85,0	85	6x14
Металопрокат, арматура	т	38,18	0,2	2	4,0	0,85	3,4	0,4	8,5	10	2x5

Оскільки розміри будівельного майданчику не дозволяють запроєктувати склади для всіх матеріалів, конструкцій і деталей, тому всі збірні конструкції передбачається монтувати «з коліс», бетонний розчин привозити бетоновозом з заводу-виробника.

Розрахунок та проектування мереж тимчасового водозабезпечення будівництва

Водозабезпечення будівельного майданчика проектуємо від існуючої мережі магістрального водопроводу району забудови. Розрахунок основних витрат води проводимо у табличній формі (табл. 2.21).

Таблиця 2.21 - Розрахунок тимчасового водозабезпечення

Назва споживача	Одиниця виміру	Кількість	Норми витрат за зміну, л	Коеф. нерівномірності водоспож.	Загальні потреби води, л
1. Виробничі потреби:					
Екскаватори з двигуном	шт	1	10	1,5	15
Приготування розчинової суміші	м ³	4360	210	1,1	1007160
Поливання цегли	1000шт т.	342,1	200	1,5	102630
Оштукатурювання поверхні при готовому розчині	м ²	10526	3	1,5	47367
Зволоження ґрунту при ущільненні	м ²	64,8	150	1,5	14580
Садіння дерев	шт.	30	50	1,25	1875
Всього по розділу 1					1173627
2. Господарсько-побутові потреби:					
Господарсько-питні потреби	люд.	55	15	3	2475
Миття в душі	люд.	25	30	1	750
Всього по розділу 2					3225
3. Потреби води на пожежегасіння:					
Пожежегасіння	л/с				10

Розраховуємо секундні витрати води в зміну.

Виробничі витрати води :

$$V_{\text{вир}} = (\sum V_{\text{госп}} \cdot k) / (t \cdot 3600), (\text{л/с}) \quad (2.31)$$

$$V_{\text{вир}} = 1173627 / 8 \cdot 3600 = 40,75 \text{ л/с}$$

де $t = 8$ годин – тривалість зміни

Для будівельного майданчика площею до 10 га витрати води на пожежегасіння дорівнюватимуть – $V_{\text{пож}} = 10$ (л/с).

На господарсько-побутові потреби витрати води розраховуємо за формулою:

$$V_{\text{госп}} = (\sum V_{\text{госп}} \cdot k) / (t \cdot 3600), (\text{л/с}) \quad (2.32)$$

$$V_{\text{госп}} = 3225 / 8 \cdot 3600 = 0,112 \text{ л/с},$$

Розрахункові сумарні секундні витрати води визначаємо :

$$q_{\text{р}} = V_{\text{вир}} + V_{\text{госп}} + V_{\text{пож}} \quad (2.33)$$

$$q_p = 40,75 + 0,112 + 10 = 50,862 \text{ л/с.}$$

Розрахунковий діаметр труб тимчасового водопроводу для водозабезпечення потреб будівництва розраховуємо за формулою :

$$d = \sqrt{(4 \cdot q_p \cdot 1000) / (\pi \cdot v)} \quad (2.34)$$

де q_p – розрахункові сумарні секундні витрати води, л/с;

v – швидкість руху води в трубах, $v = 1,3$ м/с;

$\pi = 3.14$

$$d = \sqrt{(4 \cdot 50,862 \cdot 1000) / (3,14 \cdot 1,3)} = 223,25 \text{ м}$$

Відповідно до сортаменту водопровідних труб приймаємо тимчасовий водопровід $\varnothing 250$ мм.

Розрахунок і проектування мереж тимчасового електропостачання будівельного майданчика

В табличній формі складаємо перелік споживачів електроенергії і їхні характеристики та розраховуємо максимальні сумарні витрати електроенергії для виконання будівельно-монтажних робіт по об'єкту. Під час вибору споживачів аналізуються усі можливі варіанти за графіком виконання робіт і графіком роботи машин і механізмів, коли для потреб будівництва електроенергія буде споживатись в максимальній кількості.

Таблиця 2.22 - Розрахунок електрозабезпечення будівельного майданчика

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Встановлена потужність, одиниці, кВт	Коефіцієнт попиту	Розрахунков потужність, кВт
1. Силлові споживачі:					
Розчинозмішувач СО-46А	шт.	1	7,5	0,7	5,25
Електрофарбопульт СО-61А	шт.	1	0,27	0,7	0,189
Малярна станція СО-115	шт.	1	34	0,5	17
Штукатурна станція СО-57А	шт.	1	5,25	0,7	3,68
Зварювальний апарат (ТЕД-500)	шт.	1	32	0,7	22,4
Шліфувальна машина	шт.	1	0,6	0,7	0,42
Всього по розділу 1:					48,94

2. Освітлення зовнішнє					
Охоронне освітлення	шт.	5	1,5	1,0	7,50
Відкритий склад	м ²	194	0,1	0,8	15,52
Тимчасові дороги та проїзди	км	0,24	2,5	1,0	0,60
Всього по розділу 2:					23,62
3. Освітлення внутрішнє					
Адміністративно-господарські приміщення	м ²	133,5	0,3	0,8	32,04
Закритий склад	м ²	38	0,8	1,0	30,4
Оздоблювальні роботи	м ²	10526	0,15	0,8	1263
Всього по розділу 3:					1325,56
ВСЬОГО					1398,12

Сумарну розрахункову потужність електроспоживачів на будівельному майданчику визначаємо, в кВт:

$$P = 1,1 \cdot (\Sigma P_c K_1 / \cos \varphi_1 + \Sigma P_m K_2 / \cos \varphi_2 + \Sigma P_{o.v.} K_3 + \Sigma P_{o.3.} K_4) \quad (2.35)$$

$$P = 1,1 \times \left(\sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_m K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{o.v.} K_3 + \sum P_{o.3.} K_4 \right) = 1,1 \left(\frac{48,94}{0,7} + 23,62 + 1325,56 \right) =$$

1561,00(кВ)

де: 1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

P_c – силова потужність машини, кВт;

$P_m, P_{o.v.}, P_{o.3.}$ – потужності, що споживаються, відповідно на технологічні потреби, освітлення внутрішнє і освітлення зовнішнє, кВт;

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту, що залежать від споживача;

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$ – коефіцієнти потужності, що залежать від характеру, кількості та завантаження споживачів енергії.

Приймаємо тимчасову трансформаторну підстанцію КТПМ 1600/10 потужністю 1600 кВт з трансформатором ТНЗ-1600/10.

2.3.6 Прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів

Після завершення будівництва об'єкти приймають і вводять в експлуатацію лише при виконанні вимог техніки безпеки та виробничої санітарії, пожежної та радіаційної безпеки та заходів по захисту навколишнього середовища.

При здачі в експлуатацію нового житлового мікрорайону повинно бути завершено будівництво об'єктів, пов'язаних з обслуговуванням населення, благоустрій та озеленення території у відповідності з проектом забудови мікрорайону, кварталу, житлового масиву [56].

Будинки, що складаються з багатьох секцій, можуть прийматися в експлуатацію окремими секціями, але після завершення благоустрою території, прилеглої до даної секції, та монтажу конструкцій та підключення опалення в секцію, що примикає.

Очисні споруди каналізації приймаються в експлуатацію після випробувань трубопроводів та ємностей, комплексного випробування протягом не менше 3 днів і перевірки взаємодії всіх споруд.

Якщо об'єкти приймаються в I та IV кварталах, дозволяється переносити влаштування озеленення, верхнього покриття під'їзних доріг, тротуарів, господарських, спортивних та ігрових майданчиків, оздоблення фасадів будинків через несприятливі погодні умови.

Перед пред'явленням об'єктів державним приймальним комісіям створюються робочі комісії (призначаються замовником) для перевірки відповідності об'єктів і змонтованого устаткування проектам, відповідності виконання будівельно-монтажних робіт вимогам будівельних норм; результатів комплексного випробування устаткування, підготовленості об'єктів до експлуатації, виконання заходів щодо забезпечення безпечних умов праці та виробничої санітарії, захисту навколишнього середовища, пожежної та радіаційної безпеки. По промислових об'єктах результатом комплексного випробування устаткування має бути випуск продукції (надання послуг), передбаченої проектом [56].

Робочі комісії оформляють прийняття об'єктів і устаткування відповідними актами, які передаються на розгляд державної приймальної комісії.

Споруди виробничого та допоміжного призначення, що входять до складу об'єкта, можуть прийматися робочими комісіями по мірі їх готовності (в разі потреби). В подальшому вони пред'являються державній комісії, що приймає об'єкт. Датою введення цих об'єктів в експлуатацію є дата підписання робочою комісією акту [56].

Робочі комісії призначає замовник (забудовник). Він встановлює (погодивши з генеральним підрядчиком) порядок та тривалість їх роботи. Робочі комісії мають бути створені у п'ятиденний строк після отримання письмового повідомлення генпідрядника про готовність об'єкта (устаткування) до здачі.

Робоча комісія складається з представників замовника (забудовника), генерального підрядника, субпідрядних організацій, експлуатаційної організації, генерального проектувальника, органів Державної екологічної інспекції, Держнаглядохоронпраці, Державної інспекції по ефективному використанню газу. До складу комісії включається також представник профспілкової організації замовника або експлуатаційної комісії якщо об'єкт промисловий.

Головою комісії призначається представник замовника (забудовника).

Генпідрядник подає робочим комісіям наступну документацію:

- список організацій, які брали участь у виконанні будівельно-монтажних робіт, з зазначенням видів виконаних ними робіт і прізвищ інженерно-технічних працівників, відповідальних за їх виконання;
- комплект робочих креслень, по яких здійснювалось будівництво об'єкта, що приймається, з внесеними в них у процесі будівництва змінами у встановленому порядку;
- документи, що свідчать про якість матеріалів, конструкцій і виробів, які застосовувались при виконанні будівельно-монтажних робіт;
- акти на приховані роботи та акти про проміжне прийняття окремих відповідальних конструкцій;

- акти про випробування змонтованого устаткування, акти про випробування технологічних трубопроводів, внутрішніх систем холодного та гарячого водопостачання, каналізації та вентиляції, зовнішніх систем водопостачання, каналізації, тепlopостачання, газопостачання та улаштування дренажу, акти про ущільнення (герметизацію) вводів і випусків інженерних комунікацій в місцях їх проходження крізь стіни підвалів;
- акти про випробування внутрішніх і зовнішніх електроустановок і електромереж;
- акти про випробування обладнання телефонізації, радіофікації, телебачення, сигналізації та автоматизації, акти про випробування обладнання пожежобезпеки, вибухобезпеки, блискавкозахисту;
- акти радіаційного обстеження об'єкта;
- акти про виконання протисейсмічних заходів, передбачених проектом для будівництва в сейсмічних районах;
- акти про виконання заходів при будівництві на територіях з просідаючими ґрунтами, підземними виробками, карстами;
- журнали виконання робіт, авторського нагляду, матеріали перевірок органами державного нагляду в процесі будівництва [8].

2.3.7 Техніко-економічні показники проекту

1. Директивний термін будівництва – 524 дні.
2. Фактичний термін будівництва об'єкту або тривалості критичного шляху, яка приймається по календарному графіку – 540 днів.
3. Показник рівномірності будівельного потоку в часі

$$K_1 = n_{\max}/n_{\text{cp}} \quad (2.36)$$

$$K_1 = 50/24 = 2,08$$

де n_{\max} – максимальна кількість робочих в день, чол.;

n_{cp} – середнє число робочих в день, яке розраховується за формулою

$$n_{\text{cp}} = Q_0/T_0 \quad (2.37)$$

$$n_{\text{ср}} = 12800/524=24$$

де Q_0 – загальна трудомісткість роб. люд-дн.

T_0 – загальна тривалість робіт, дн.

4. Показник компактності будгенплану.

$$K_2 = F_3/F_B \quad (2.38)$$

де F_3 – площа забудови, m^2 , F_B – площа будівельного майданчика, m^2 .

$$F_3 = S_{\text{буд}} + S_{\text{тим}\cdot\text{буд}} + S_{\text{скл}} + S_{\text{дор}} \quad (2.39)$$

$S_{\text{буд}}$ – площа будівель, що будуються, m^2 ;

$S_{\text{тим}\cdot\text{буд}}$ – площа тимчасових будівель і споруд, m^2 ;

$S_{\text{скл}}$ – площа відкритих складів, m^2 ;

$S_{\text{дор}}$ – площа доріг та тротуарів, m^2 .

$$K_2 = (2805+133,5+194+840)/ 4844 = 0,82$$

5. Показник відношення тимчасових будівель до площі забудови:

$$K_3 = F_T / F_3 \quad (2.40)$$

$$K_3 = 194 / 3972,5 = 0,049$$

6. Показник використання території під склади:

$$K_4 = F_{\text{скл}} / F_{\text{буд}} \quad K_4 = 194/2805 = 0,069 \quad (2.41)$$

2.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

Фундаменты

**Локальная смета на строительные работы № 2-1-2
на Фундаменты в варианте буровых свай
Фундаменты**

Основание:
чертежи (спецификации) №

Сметная стоимость 9,534 тыс. грн.
Сметная трудоемкость 0,102 тыс. чел.-ч
Сметная заработная плата 2,301 тыс. грн.
Средний разряд работ 4,4 разряд

Составлена в текущих ценах по состоянию на "27 января" 2019 г.

№ п/п	Обоснование (шифр нормы)	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество	Стоимость единицы, грн.		Общая стоимость, грн.			Затраты труда рабочих, чел.-ч,	
					Всего	эксплуатации машин	Всего	заработной платы	эксплуатации машин	не занятых обслуживанием машин	
										заработной платы	в том числе заработной платы
					на единицу	всего					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Е5-37-2	Устройство железобетонных буронабивных свай диаметром до 500-600 мм с уширением до 1400 мм в устойчивых грунтах 1-2 групп установкой СБУ, длина свай до 25 м	м3	3	<u>2140,48</u> 334,57	<u>1012,02</u> 240,25	6421	1004	<u>3036</u> 721	<u>14,7</u> 11,6457	<u>44,1</u> 34,94
2	ЕД6-50-1	Сборка и разборка деревянной щитовой опалубки из щитов площадью до 1 м2 для устройства фундаментов общего назначения под колонны, объем конструкций, м3 до 3	100м3	0,0035	<u>10684,09</u> 5306,61	<u>277,75</u> 86,49	37	19	<u>1</u> -	<u>276,53</u> 4,6206	<u>0,97</u> 0,02
3	ЕД6-63-5	Установка арматуры отдельными стержнями с вязкой узлов в массивы, отдельные фундаменты и плитные основания с арматурой в виде плоских сеток, диаметр арматуры, мм свыше 18 до 26	т	0,073	<u>1313,06</u> 294,18	<u>54,21</u> 17,83	96	21	<u>4</u> 1	<u>15,33</u> 1,0514	<u>1,12</u> 0,08
4	ЕД6-65-1	Укладка бетонной смеси в конструкции кранами в бадьях. Массивы, отдельные фундаменты и плитные основания, объем конструкций, м3 до 3	100м3	0,0035	<u>70577,15</u> 1302,22	<u>2372,83</u> 738,91	247	5	<u>8</u> 3	<u>69,6</u> 39,474	<u>0,24</u> 0,14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
5	C147-4-20	Стержневая арматура А-III, диаметр 20 мм	100кг	0,73	<u>933,38</u>	-	681	-	-	-	-	
6	C1424-11600	Смеси бетонные готовые тяжелые, класс бетона В15 [М200], крупность заполнителя более 40 мм	м3	0,35	<u>655,81</u>	-	230	-	-	-	-	
7	E1-27-2	Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 59 кВт [80 л.с.] с перемещением грунта до 5 м, группа грунтов 2	1000м3	0,0393	<u>1501,66</u>	<u>1501,66</u>	59	-	<u>59</u>	-	-	
						326,33			13	17,673	0,69	
8	E1-134-1	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов 1-2	100м3	0,393	<u>619,28</u>	<u>279,99</u>	243	133	<u>110</u>	<u>18,36</u>	<u>7,22</u>	
					<u>339,29</u>	<u>83,44</u>			33	5,1175	<u>2,01</u>	
		Итого прямые затраты по смете						8014	1182	<u>3218</u>		<u>53,65</u>
		Итого строительные работы, грн.						8014		<u>771</u>		<u>37,88</u>
		в том числе:										
		стоимость материалов, изделий и конструкций, грн.						3614				
		всего заработная плата, грн.						1953				
		Общепроизводственные расходы, грн.						1520				
		трудоемкость в общепроизводственных расходах, чел.-ч						10,76				
		заработная плата в общепроизводственных расходах, грн.						348				
		Всего строительные работы, грн.						9534				

		Всего по смете						9534				
		Сметная трудоемкость, чел.-ч						102				
		Сметная заработная плата, грн.						2301				

Составил _____
 [должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил _____
 [должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Фундаменты

**Локальная смета на строительные работы № 2-1-1
на Фундаменты мелкого заложения на грунтовой подушке
Фундаменты**

Основание:
чертежи (спецификации) №

Сметная стоимость 3,718 тыс. грн.
Сметная трудоемкость 0,025 тыс. чел.-ч
Сметная заработная плата 0,529 тыс. грн.
Средний разряд работ 3,0 разряд

Составлена в текущих ценах по состоянию на "27 января" 2019 г.

№ п/п	Обоснование (шифр нормы)	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество	Стоимость единицы, грн.		Общая стоимость, грн.			Затраты труда рабочих, чел.-ч,	
					Всего	эксплуатации машин	Всего	заработной платы	эксплуатации машин	не занятых обслуживанием машин	
										заработной платы	в том числе заработной платы
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-17-2	Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами одноковшовыми дизельными на гусеничном ходу с ковшом вместимостью 1 [1-1,2] м3, группа грунтов 2	1000м3	0,0293	<u>7772,92</u> 197,42	<u>7567,38</u> 2390,80	228	6	<u>222</u> 70	<u>11,73</u> 83,13	<u>0,34</u> 2,44
2	E1-131-1	Уплотнение грунта прицепными кулачковыми катками массой 8 т за первый проход по одному следу при толщине слоя 10 см	1000м3	0,0171	<u>6932,06</u> -	<u>6932,06</u> 1456,42	119	-	<u>119</u> 25	<u>-</u> 67,4508	<u>-</u> 1,15
3	E6-1-1	Устройство бетонной подготовки	100м3	0,00289	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	202	10	<u>5</u> 2	<u>195,75</u> 25,4989	<u>0,57</u> 0,07
4	ЕД6-50-1	Сборка и разборка деревянной щитовой опалубки из щитов площадью до 1 м2 для устройства фундаментов общего назначения под колонны, объем конструкций, м3 до 3	100м3	0,012	<u>10684,09</u> 5306,61	<u>277,75</u> 86,49	128	64	<u>3</u> 1	<u>276,53</u> 4,6206	<u>3,32</u> 0,06

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ЕД6-63-5	Установка арматуры отдельными стержнями с вязкой узлов в массивы, отдельные фундаменты и плитные основания с арматурой в виде плоских сеток, диаметр арматуры, мм свыше 18 до 26	т	0,066	<u>1313,06</u> 294,18	<u>54,21</u> 17,83	87	19	<u>4</u> 1	<u>15,33</u> 1,0514	<u>1,01</u> 0,07
6	ЕД6-65-1	Укладка бетонной смеси в конструкции кранами в бадьях. Массивы, отдельные фундаменты и плитные основания, объем конструкций, м3 до 3	100м3	0,012	<u>70577,15</u> 1302,22	<u>2372,83</u> 738,91	847	16	<u>28</u> 9	<u>69,6</u> 39,474	<u>0,84</u> 0,47
7	С1424-11600	Смеси бетонные готовые тяжелые, класс бетона В15 [М200], крупность заполнителя более 40 мм	м3	1,2	<u>655,81</u> -	- -	787	-	- -	- -	- -
8	С147-1-20	Стержневая арматура А-I, диаметр 20 мм	100кг	0,66	<u>892,76</u> -	- -	589	-	- -	- -	- -
9	Е1-27-2	Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 59 кВт [80 л.с.] с перемещением грунта до 5 м, группа грунтов 2	1000м3	0,0503	<u>1501,66</u> -	<u>1501,66</u> 326,33	76	-	<u>76</u> 16	- 17,673	- 0,89
10	Е1-134-1	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов 1-2	100м3	0,503	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	311	171	<u>140</u> 42	<u>18,36</u> 5,1175	<u>9,24</u> 2,57
		Итого прямые затраты по смете					3374	286	<u>597</u> 166		<u>15,32</u> 7,72
		Итого строительные работы, грн.					3374				
		в том числе:									
		стоимость материалов, изделий и конструкций, грн.					2491				
		всего заработная плата, грн.					452				
		Общепроизводственные расходы, грн.					344				
		трудоемкость в общепроизводственных расходах, чел.-ч					2,4				
		заработная плата в общепроизводственных расходах, грн.					77				
		Всего строительные работы, грн.					3718				

		Всего по смете					3718				
		Сметная трудоемкость, чел.-ч					25				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Сметная заработная плата, грн.						529				

Составил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Фундаменты

**Локальная смета на строительные работы № 2-1-1
на Фундаменты на основании из грунтоцементных свай
Фундаменты**

Основание:
чертежи (спецификации) №

Сметная стоимость 8,121 тыс. грн.
Сметная трудоемкость 0,062 тыс. чел.-ч
Сметная заработная плата 1,354 тыс. грн.
Средний разряд работ 4,0 разряд

Составлена в текущих ценах по состоянию на "27 января" 2019 г.

№ п/п	Обоснование (шифр нормы)	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество	Стоимость единицы, грн.		Общая стоимость, грн.			Затраты труда рабочих, чел.-ч,	
					Всего	эксплуатации машин	Всего	заработной платы	эксплуатации машин	не занятых обслуживанием машин	
										в том числе заработной платы	в том числе заработной платы
					заработной платы	в том числе заработной платы			на единицу		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-17-2	Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами одноковшовыми дизельными на гусеничном ходу с ковшом вместимостью 1 [1-1,2] м3, группа грунтов 2	1000м3	0,0127	<u>7772,92</u> 197,42	<u>7567,38</u> 2390,80	99	3	<u>96</u> 30	<u>11,73</u> 83,13	<u>0,15</u> 1,06
2	E5-34-1	Устройство железобетонных буронабивных свай диаметром до 500-600 мм в устойчивых грунтах 2, длина свай до 12 м	м3	1,3	<u>1990,05</u> 313,86	<u>882,49</u> 209,70	2587	408	<u>1147</u> 273	<u>13,79</u> 10,1742	<u>17,93</u> 13,23
3	E6-1-1	Устройство бетонной подготовки	100м3	0,00169	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	118	6	<u>3</u> 1	<u>195,75</u> 25,4989	<u>0,33</u> 0,04
4	ЕД6-50-1	Сборка и разборка деревянной щитовой опалубки из щитов площадью до 1 м2 для устройства фундаментов общего назначения под колонны, объем конструкций, м3 до 3	100м3	0,024	<u>10684,09</u> 5306,61	<u>277,75</u> 86,49	256	127	<u>7</u> 2	<u>276,53</u> 4,6206	<u>6,64</u> 0,11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ЕД6-63-5	Установка арматуры отдельными стержнями с вязкой узлов в массивы, отдельные фундаменты и плитные основания с арматурой в виде плоских сеток, диаметр арматуры, мм свыше 18 до 26	т	0,049	<u>1313,06</u> 294,18	<u>54,21</u> 17,83	64	14	<u>3</u> 1	<u>15,33</u> 1,0514	<u>0,75</u> 0,05
6	ЕД6-65-1	Укладка бетонной смеси в конструкции кранами в бадьях. Массивы, отдельные фундаменты и плитные основания, объем конструкций, м3 до 3	100м3	0,024	<u>70577,15</u> 1302,22	<u>2372,83</u> 738,91	1694	31	<u>57</u> 18	<u>69,6</u> 39,474	<u>1,67</u> 0,95
7	С1424-11600	Смеси бетонные готовые тяжелые, класс бетона В15 [М200], крупность заполнителя более 40 мм	м3	2,4	<u>655,81</u> -	- -	1574	-	- -	- -	- -
8	С147-1-20	Стержневая арматура А-I, диаметр 20 мм	100кг	0,49	<u>892,76</u> -	- -	437	-	- -	- -	- -
9	Е1-27-2	Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 59 кВт [80 л.с.] с перемещением грунта до 5 м, группа грунтов 2	1000м3	0,0512	<u>1501,66</u> -	<u>1501,66</u> 326,33	77	-	<u>77</u> 17	- 17,673	- 0,9
10	Е1-134-1	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов 1-2	100м3	0,512	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	317	174	<u>143</u> 43	<u>18,36</u> 5,1175	<u>9,4</u> 2,62
		Итого прямые затраты по смете					7223	763	<u>1533</u> 385		<u>36,87</u> 18,96
		Итого строительные работы, грн.					7223				
		в том числе:									
		стоимость материалов, изделий и конструкций, грн.					4927				
		всего заработная плата, грн.					1148				
		Общепроизводственные расходы, грн.					898				
		трудоемкость в общепроизводственных расходах, чел.-ч					6,39				
		заработная плата в общепроизводственных расходах, грн.					206				
		Всего строительные работы, грн.					8121				

		Всего по смете					8121				
		Сметная трудоемкость, чел.-ч					62				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Сметная заработная плата, грн.						1354				

Составил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Фундаменты

**Локальная смета на строительные работы № 2-1-1
на Фундаменты мелкого заложение с недопущением просадки
Фундаменты**

Основание:
чертежи (спецификации) №

Сметная стоимость 11,648 тыс. грн.
Сметная трудоемкость 0,046 тыс. чел.-ч
Сметная заработная плата 0,948 тыс. грн.
Средний разряд работ 3,1 разряд

Составлена в текущих ценах по состоянию на "27 января" 2019 г.

№ п/п	Обоснование (шифр нормы)	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество	Стоимость единицы, грн.		Общая стоимость, грн.			Затраты труда рабочих, чел.-ч,	
					Всего	эксплуатации машин	Всего	заработной платы	эксплуатации машин	не занятых обслуживанием машин	
										в том числе заработной платы	в том числе заработной платы
					заработной платы	в том числе заработной платы			на единицу		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-17-2	Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами одноковшовыми дизельными на гусеничном ходу с ковшом вместимостью 1 [1-1,2] м3, группа грунтов 2	1000м3	0,0345	<u>7772,92</u> 197,42	<u>7567,38</u> 2390,80	268	7	<u>261</u> 82	<u>11,73</u> 83,13	<u>0,4</u> 2,87
2	E6-1-1	Устройство бетонной подготовки	100м3	0,0091	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	637	30	<u>17</u> 5	<u>195,75</u> 25,4989	<u>1,78</u> 0,23
3	ЕД6-50-4	Сборка и разборка деревянной щитовой опалубки из щитов площадью свыше 1 м2 до 2 м2 для устройства фундаментов общего назначения под колонны, объем конструкций, м3 свыше 3 до 5	100м3	0,0477	<u>9007,98</u> 4114,34	<u>254,76</u> 79,33	430	196	<u>12</u> 4	<u>214,4</u> 4,2381	<u>10,23</u> 0,2
4	ЕД6-63-5	Установка арматуры отдельными стержнями с вязкой узлов в массивы, отдельные фундаменты и плитные основания с арматурой в виде плоских сеток, диаметр арматуры, мм свыше 18 до 26	m	0,262	<u>1313,06</u> 294,18	<u>54,21</u> 17,83	344	77	<u>14</u> 5	<u>15,33</u> 1,0514	<u>4,02</u> 0,28

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ЕД6-65-2	Укладка бетонной смеси в конструкции кранами в бадьях. Массивы, отдельные фундаменты и плитные основания, объем конструкций, м3 свыше 3 до 5	100м3	0,0477	<u>70032,52</u> 1127,28	<u>2004,95</u> 624,35	3341	54	<u>96</u> 30	<u>61</u> 33,354	<u>2,91</u> 1,59
6	С1424-11600	Смеси бетонные готовые тяжелые, класс бетона В15 [М200], крупность заполнителя более 40 мм	м3	4,77	<u>655,81</u> -	- -	3128	-	- -	- -	- -
7	С147-1-20	Стержневая арматура А-I, диаметр 20 мм	100кг	2,62	<u>892,76</u> -	- -	2339	-	- -	- -	- -
8	Е1-27-2	Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 59 кВт [80 л.с.] с перемещением грунта до 5 м, группа грунтов 2	1000м3	0,0684	<u>1501,66</u> -	<u>1501,66</u> 326,33	103	-	<u>103</u> 22	- 17,673	- 1,21
9	Е1-134-1	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов 1-2	100м3	0,684	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	424	232	<u>192</u> 57	<u>18,36</u> 5,1175	<u>12,56</u> 3,5
		Итого прямые затраты по смете					11014	596	<u>695</u> 205		<u>31,9</u> 9,88
		Итого строительные работы, грн. в том числе: стоимость материалов, изделий и конструкций, грн. всего заработная плата, грн. Общепроизводственные расходы, грн. трудоемкость в общепроизводственных расходах, чел.-ч заработная плата в общепроизводственных расходах, грн. Всего строительные работы, грн.					11014				

		Всего по смете					11648				
		Сметная трудоемкость, чел.-ч					46				
		Сметная заработная плата, грн.					948				

Составил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]