

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Будівельний факультет

Кафедра геотехніки

(назва кафедри)

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТР**

на тему:

*Вплив лесових просідаючих основ на конструкції і розміри
фундаментів неглибокого закладання*

Шандура Роман Сергійович

(прізвище, ім'я та по батькові студента повністю)

Київ 2022 р.

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Будівельний факультет

Кафедра геотехніки

(назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Бойко І.Г.

„_____” _____ 2022 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТР**

Вплив лесових просідаючих основ на конструкції і розміри
фундаментів неглибокого закладання

(назва)

Виконав студент групи ПЦБ-52 ГТ

Шандура Роман Сергійович

(прізвище, ім'я та по батькові повністю)

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Спеціалізація: «Промислове та цивільне будівництво»

Керівник: П'ятков О.В.

(прізвище, ініціали,)

Доцент, канд. техн. наук

науковий ступінь, вчене звання

Рецензент: _____

(прізвище, ініціали,)

_____ науковий ступінь, вчене звання

Київ 2022

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: **Будівельний**

Кафедра: Геотехніки

Освітній рівень: магістр за освітньо-професійною програмою

Галузь знань: 19 – «Архітектура та будівництво»

Спеціальність: 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Спеціалізація: «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Декан будівельного факультету

Іванченко Г.М.

„___” _____ 2022 року

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

Шандура Роман Сергійович

___ (прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи Вплив лесових просідаючих основ на конструкції і розміри фундаментів неглибокого закладання

затверджена наказом ректора КНУБА № ___ від «__» _____ 2022 року

2. Керівник роботи

Доцент, канд.техн.наук П'ятков О.В.

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

3. Строк подання студентом роботи до захисту _____

4. Зміст пояснювальної записки за розділами (рекомендований):

Розділ 1. Архітектурно-планувальні рішення.

*У розділі подається інформація про прийняті у проекті архітектурно-планувальні рішення, рішення з енергоефективності, ТЕП та інше.**

Розділ 2. Конструктивні рішення:

2.1. Конструкції: залізобетонні (кам'яні) / сталеві (дерев'яні).

*У підрозділі розглядається інформація яка відображає збір навантажень на конструкції будівлі, розрахунок основних несучих конструкцій за I та II групою граничних станів та інше.**

2.2. Основи і фундаменти.

*У підрозділі надається інформація про геологічні особливості ділянки будівництва, збір навантажень на фундаменти будівлі, вибір типу фундаменту, розрахунок параметрів прийнятого фундаменту та деформації основи фундаментів.**

Розділ 3. Технологія та організація будівельного виробництва.

*У розділі розробляються: технологічні карти на основні технологічні процеси, заходи з організації будівництва, документи, що визначають тривалість окремих етапів (стадій) та будівництва в цілому та інше.**

Розділ 4. Науково-дослідна частина:**

Розділ 5. Економіка будівництва.

У розділі розраховується кошторисна вартість будівництва.

5. Графічний матеріал за розділами:

Розділ 1. АР: Фасад, плани та перерізи будівлі.

Розділ 2.1. ЗБК/МДК: Креслення основних несучих конструкцій. Специфікації матеріалів.

Розділ 2.2. ОіФ: Посадка фундаментів на інженерно-геологічний розріз. Принципова конструкція фундаменту. Специфікації витрат матеріалів.

Розділ 3. ТБВ/ОУБ: Технологічна карта, будівельний генеральний план, календарний графік виконання робіт, заходи з охорони праці і навколишнього середовища.

Розділ 4. Науково-дослідна робота студента представлена кресленнями, графіками, схемами, діаграмами, коментарями, що деталізовано відображають суть нової розробки / нових підходів до розрахунку / особливостей технології та організації будівництва, застосування нових енергоефективних рішень та інше. **

6. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст		Дата виконання
Розділ 1. Архітектурно-планувальні рішення		19.12.2022
Розділ 2. Конструктивні рішення:	2.1. ЗБК/МДК	02.12.2022
	2.2. ОіФ	19.12.2022
Розділ 3. Технологія та організація будівельного виробництва		16.12.2022
Розділ 4. Науково-дослідна частина		19.12.2022
Розділ 5. Економіка будівництва		19.12.2022
Остаточне оформлення роботи		19.12.2022
Перевірка роботи на плагіат		19.12.2022
Попередній захист роботи на кафедрі		12.12.2022
Направлення роботи на рецензування		19.12.2022

7. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1. АР	Буравченко В.С.	19.12.2022	
Розділ 2.1 ЗБК/МДК	Доброхлоп М.І.	02.12.2022	
Розділ 2.2 ОіФ	П'ятков О.В.	19.12.2022	
Розділ 3. ТБВ/ОУБ	Чебанов Л.С.	16.12.2022	
Розділ 4. НДЧ	П'ятков О.В.	19.12.2022	
Розділ 5.ЕБ	Шевчук К.І.	19.12.2022	

8. Дата видачі завдання _____

* – Зміст розділу може уточнюватися консультантом розділу.

** – Зміст розділу визначає керівник роботи.

Зав. кафедри

(підпис)

Бойко І.П.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

П'ятков О.В.

(прізвище та ініціали)

Студент

(підпис)

Шандура Р.С.

(прізвище та ініціали)

Зміст

1.	Вступ.....	6
2.	Архітектурно-конструктивний розділ.....	9
3.	Конструктивні рішення: Залізобетонні конструкції.....	24
4.	Конструктивні рішення: Основи і фундаменти.....	43
5.	Науково-дослідна частина.....	55
6.	Технологія та організація будівництва.....	135
7.	Економіка будівництва.....	161
8.	Використана література.....	178

Основною властивістю, що визначає надійність споруди і основи, є безвідмовність їх роботи - здатність зберігати задані експлуатаційні якості протягом певного терміну служби. Споруди і основи слід розраховувати за методом граничних станів, основні положення якого повинні бути спрямовані на забезпечення безвідмовної роботи конструкцій споруди і основи з урахуванням мінливості властивостей матеріалів, ґрунтів, навантажень і впливів, геометричних характеристик конструкцій, умов їх роботи, а також міри відповідальності проєктованих об'єктів, визначається матеріальним і соціальним збитком при порушенні їх працездатності.

Інженерна підготовка ґрунтової основи споруди це комплекс геотехнічних заходів по покращенню будівельних властивостей ґрунтового масиву (основи), який сприймає навантаження від фундаментів споруди.

Метою інженерної підготовки ґрунтової основи є забезпечення міцності та стійкості споруд. Споруди і основи повинні бути запроектовані таким чином, щоб вони мали достатньою надійністю при зведенні і експлуатації з урахуванням, за необхідності, особливих впливів (наприклад, у результаті землетрусу, повені, пожежі, вибуху).

Інженерно-геологічні вишукування та інженерна підготовка ґрунтової основи є першим кроком вибору оптимальних розмірів фундаменту, матеріалу та конструкцій, що прямолинійно впливає на техніко-економічні показники будівництва об'єкту.

Постановка задачі

Згідно з проведеним аналізом інженерно-геологічних умов виявлені просідаючі лесові ґрунти. Згідно з опрацьованими науковими дослідженнями та літературою, пов'язаними з визначенням основних властивостей просідаючих ґрунтів, рекомендаціями щодо їх досліджень та розрахунку, встановлено, що при виконанні компресійних лабораторних досліджень виміри відносних деформацій мають похибки, які можуть бути спричинені багатьма різними факторами, що

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					7
Консульт.		Пятков О.В.					

будуть впливати на подальші розміри фундаментів, відповідно і на техніко-економічні показники будівництва.

Мета дослідження - запроєктувати раціональні фундаменти на лесовій просідаючій основі.

Тож, основними задачами даної науково-дослідної роботи будуть:

1. Проаналізувати дані лабораторних результатів компресійних випробувань графіки залежності $\varepsilon=f(P)$ для лесової основи. Визначити тип ґрунтових умов (за просіданням) майданчика;
2. Аналіз відносної деформації для залежності $\varepsilon=f(P)$ з коретируючим коефіцієнтом. Узагальнення даних. Визначити тип ґрунтових умов (за просіданням) майданчика з урахуванням корегуючого коефіцієнту наведеного у наукових роботах;
 - 2.1. Побудувати графіки залежності відносного просідання від тиску для даних за методикою ДСТУ та корегуванням величин відносних деформацій.
3. Уточнити значення початкового тиску просідання з використанням коригуючого коефіцієнту.
4. Запроєктувати раціональний фундамент котеджного будинку.
 - 4.1. Виконати розрахунок фундаменту неглибокого закладання для варіантів: суцільна плита та раціональні стрічкові фундаменти.
 - 4.2. Розрахувати техніко-економічні показники цих варіантів.

Об'єктом дослідження є фундамент неглибокого закладання будівлі котеджного типу.

Предметом дослідження - конструкції та розміри фундаменту неглибокого закладання в залежності від зміни параметрів просадочності ґрунтів.

Методи дослідження полягають у використанні: основних просадкових властивостей лесових ґрунтів, отриманих компресійними випробуваннями в лабораторних умовах.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					8
Консульт.		Пятков О.В.					

1.1. Характеристика району будівництва

Місто будівництва об'єкту – м. Дніпро. Майданчик будівництва індивідуального житлового будинку розташовано на перетині вулиць Запрізьке шосе та Панікахи. Відповідно до ДСТУ-Н-Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія», ця територія відноситься до кліматичного району II [1].

Місто розташоване у південно-східній частині України. Особливість Дніпра — небезпечні геологічні процеси, пов'язані з наявністю лесових товщ та розвитком техногенного підтоплення. Особливо ці процеси проявляються на правобережжі. Підтоплення створює передумови розвитку просадок у лесових породах та зсувів, призводить до деформації та руйнування будівель [2].

Клімат Дніпра класифікують як вологий континентальний клімат без сухого сезону і з спекотним літом. Середньорічна температура повітря становить +9 °С. Найнижча - в січні: -3,6 °С, найвища - в липні: +22,1 °С. У році в середньому 260 сонячних днів [2].

Клімат Дніпра (1987-2016)													[сховати]
Показник	Січ.	Лют.	Бер.	Квіт.	Трав.	Черв.	Лип.	Серп.	Вер.	Жовт.	Лист.	Груд.	Рік
Абсолютний максимум, °С	12,3	17,5	24,1	31,8	36,1	37,8	39,8	40,9	36,5	32,6	20,6	16,3	40,9
Середній максимум, °С	-1	0,0	6,0	15,2	22,1	25,6	28,0	27,5	21,5	13,8	5,1	0,2	13,7
Середня температура, °С	-3,6	-3,4	1,8	9,7	16,2	19,9	22,1	21,4	15,6	8,9	2,0	-2,4	9,0
Середній мінімум, °С	-6,1	-6,3	-1,6	4,2	10,6	14,6	16,7	15,8	10,7	5,0	-0,8	-5,3	4,8
Абсолютний мінімум, °С	-34	-27,8	-19,2	-8,2	-2,4	3,9	5,9	3,9	-3	-8	-17,9	-27,8	-30
Годин сонячного сяйва	127,1	162,4	241,8	270,0	322,4	360,0	381,3	353,4	300,0	248,0	150,0	111,6	3028
Норма опадів, мм	78.5	52.6	41.4	32.3	33.3	24.6	14	9.1	13.7	28.2	74.2	100.8	502.7
Вологість повітря, %	83.3	76.8	71.6	64.5	58.9	55.0	53.2	55.7	57.0	63.1	75.6	82.9	66.5

Джерело: [Погода та клімат](#)

Самий вологий місяць - червень. Самий сухий - жовтень. Максимальна кількість опадів припадає на період з середини жовтня до середини квітня. Влітку будь-які опади в Дніпрі трапляються рідше, проте найчастіше набувають форми сильної зливи із грозою. Водночас зими супроводжуються сильними снігопадами. Середня температура взимку: -3-4 °С. Мороз переноситься гірше через дніпровську вологість та вітер. Холода починаються на початку грудня, коли температура

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						10
Консульт.	Буравченко В.С.						

опускається нижче нуля. Бувають ночі, коли мороз досягає температури нижче - 25 °С (хоча це буває рідко, раз в 10-15 років). Найважче переноситься грудень. В холодні роки можливі різкі перепади температури і сильні морози після теплих днів. Для нього також характерні: щільна хмарність, вологі вітри, ожеледь [2].

У зв'язку з географічним положенням міста, що робить його територію місцем для виникнення температурних інверсій, а також значною автомобілізацією населення, Дніпро страждає від атмосферного забруднення з різних причин [2]. Це проявляється у формі смогу. Сезон зі смогом триває приблизно з травня по жовтень. Долина, у якій розміщується місто, утримує значну частину викидів, що виділяються двигунами транспортних засобів та промисловими підприємствами. Також негативним чинником є низька кількість опадів і затяжні літні посухи [2].

Згідно ДБН В.1.2-2-2006 «Навантаження і впливи» м. Дніпро відноситься до 3-го району за характеристичним вітровим значенням 470 Па та до 4-го району за характеристичним сніговим значенням 1340 Па [3].

Згідно ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» розрахункова сейсмічність майданчика до 5 балів [4].

1.2. Характеристика об'єкту

Основні техніко-економічні показники об'єкту

№ п/п	Найменування показнику	Од. вим.	Значення
1	Поверховість	поверх	3 + підвал
2	Площа забудови	м ²	152.0
3	Будівельний об'єм	м ³	2098.0
4	Загальна площа приміщень	м ²	432.1
5	Площа житлових приміщень	м ²	154.8

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					11
Консульт.		Буравченко В.С.					

1.3 Архітектурні, об'ємно-планувальні рішення

Фасад у вісях "А"- "Б"



Будівля прямокутна з верандою, двома еркерами, трьома балконами, двоповерхова з підвалом та горищем. Висота основного поверху - 3,15 м, підвалу - 3,75 м, розміри будівлі по осях - 11,6х9,3 м.

Для зв'язку між поверхами зроблені дворівневі закриті сходи. Ця будівля має один вихід назовні.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					12
Консульт.		Буравченко В.С.					

Балкони, сходи веранди, майданчики на мансардному поверсі обладнують перилами.

Фасад опоряджений облицювальною цеглою. Віконні та дверні прорізи виконуються чвертями та прибудовами навколо.

Стіни тришарові (несучі секції цегла 250 і 380 мм, утеплювач 100 мм пінополістирольна плита, фасадна цегла 120 мм).

Перекрыття будівлі виконано монолітною залізобетонною плитою товщиною 150 мм. До складу підлоги входить звукопоглинальний шар з ДВП і керамзиту.

Заповнення віконних та дверних прорізів виконано металопластиковими вікнами та дверима зі склопакетами, вхідні двері сталеві.

Дах будівлі чотирискатний з організованим зовнішнім водостоком. Дах виконаний з металочерепиці по обрешітці, контробрешітці та дерев'яних кроквах, утеплений екструдованим пінополістиролом Styrofoam (150мм). Для вентиляції обшивки в обшивці передбачені повітроводи. Доступ на дах забезпечується драбинами та забіжними сходами.

Підлога в головній спальні виконана з паркетної дошки, у ванній кімнаті - керамічна плитка.

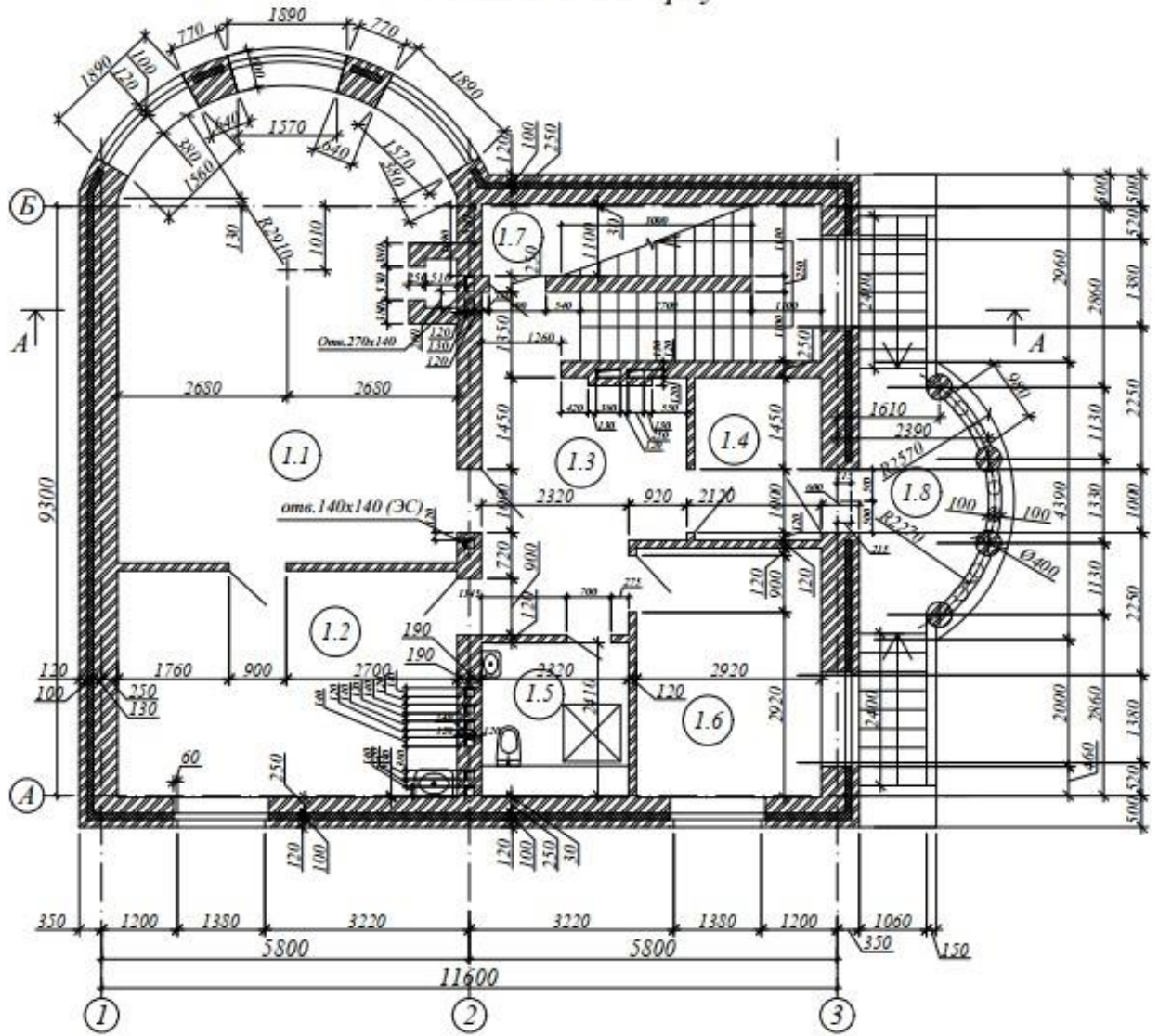
Цегляна перегородка товщиною 120 мм, гіпсокартон товщиною 100 мм. Перемички в цегляних стінах і перегородках виконуються з прокатного профілю.

Внутрішні поверхні цегляних стін і перегородок штукатурять, фарбують водоемульсійними фарбами.

На 1 поверсі будинку є камін. Товщина стінок каміна і перекрыття 250 мм. Внутрішній верт (120 мм) з вогнетривкої цегли. Камінний отвір закривається дверцятами з термостійкого скла. На підлозі перед каміном викладається передтопкова площадка з керамічних плиток розміром 500 мм від передньої стінки каміна. З боків межі майданчика відділяють від топкової ями не менше 200 мм з кожного боку. Бокова стінка димозбірника, що з'єднує камінну топку з димоходом, виконується з ухилом не менше 45 ° до горизонталі.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					13
Консульт.		Буравченко В.С.					

План 1-го поверху



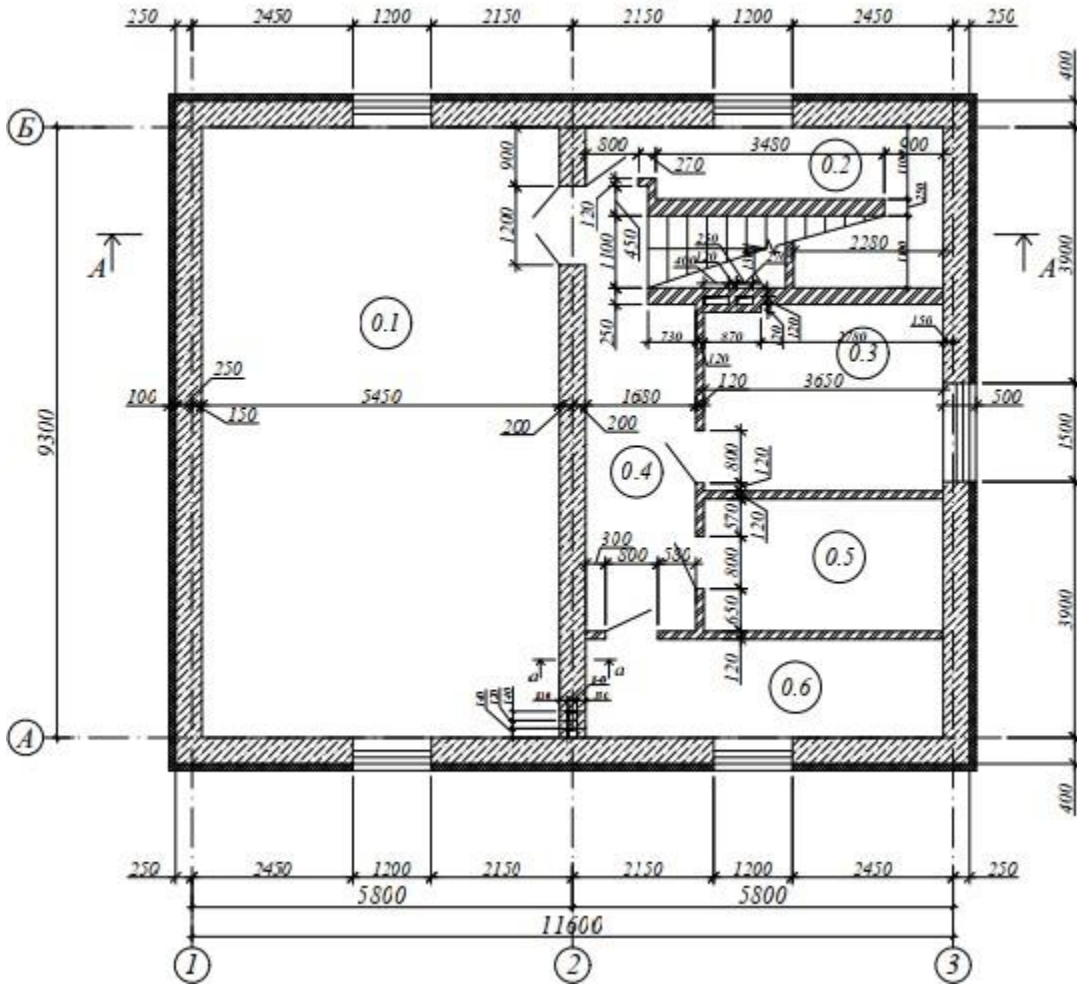
Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата
Розробив		Шандура Р.С.			
Консульт.		Буравченко В.С.			

ABP

Аркуш

14

План підвалу



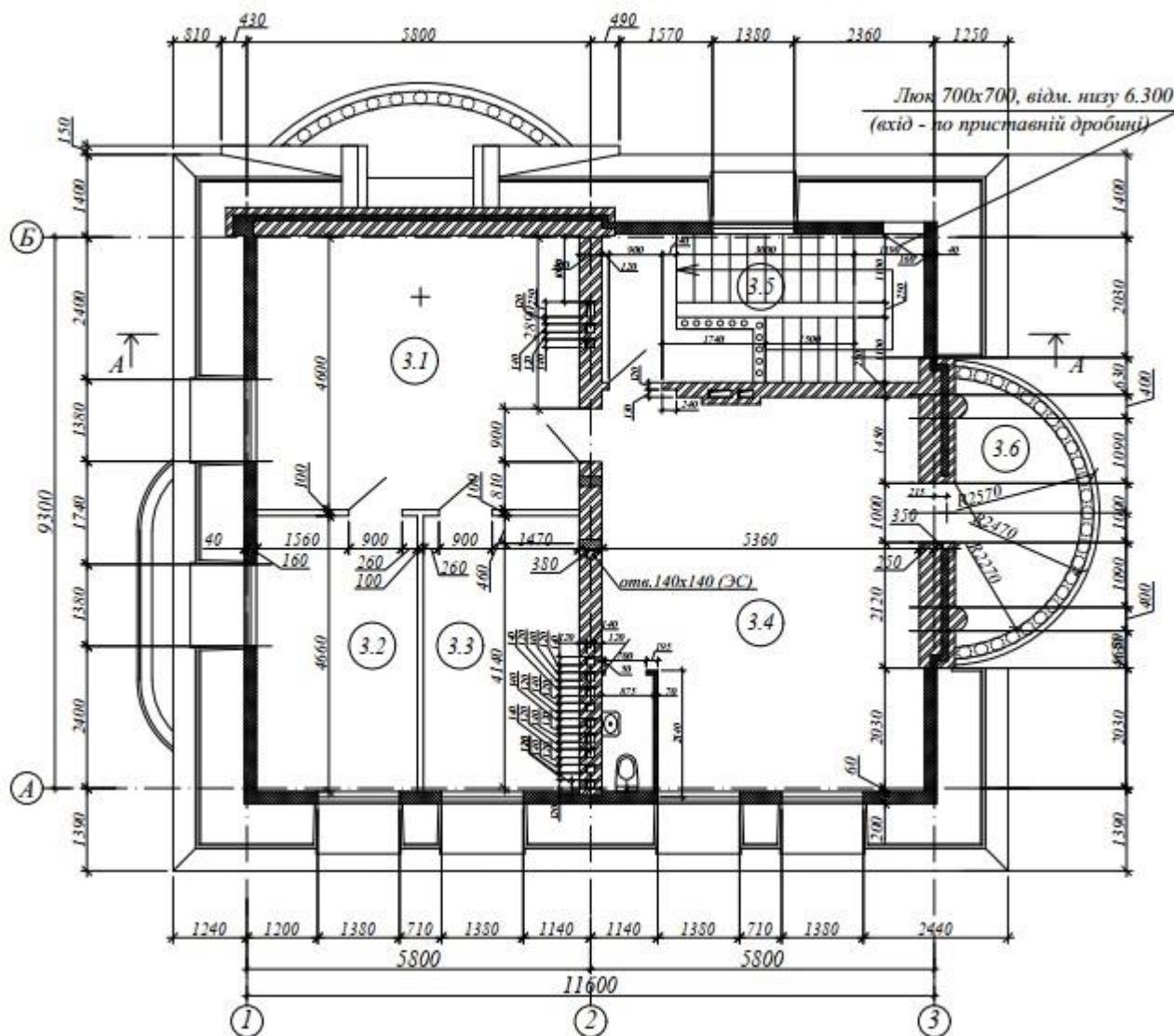
Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата
Розробив		Шандура Р.С.			
Консульт.		Буравченко В.С.			

ABP

Аркуш

16

План мансардного поверху



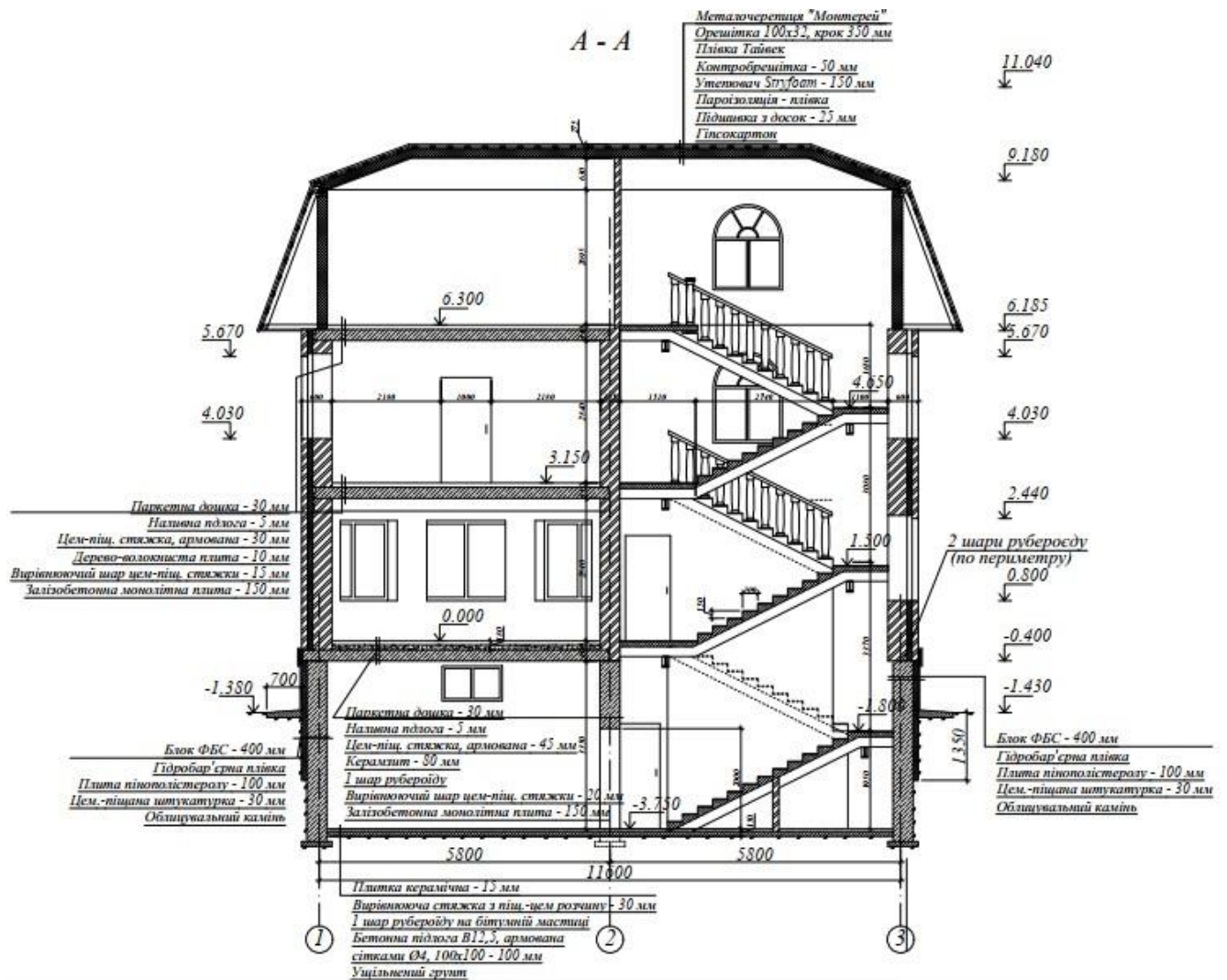
1.3. Основні конструктивні рішення будівлі.

Фундамент будівлі стрічковий з монолітного залізобетону неглибокого залягання.

Зовнішня і внутрішня несучі стіни виконані з червоної рядової цегли М75 товщиною 380 мм, а також утеплювача 100 мм і облицювальної цегли 120 мм. Зовнішня самонесуча стіна виконана з червоної цегли стандарту М75 товщиною 250 мм, а також шару утеплювача 100 мм та облицювальної цегли 120 мм.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					17
Консульт.		Буравченко В.С.					

Колони веранди виконано монолітними.



Армування стін виконується кладочною сіткою Ø4Вр-І, осередки 50х50 мм, 4-6 рядів кладки. Перед укладанням сітки її покривають ґрунтовкою. На рівні стелі підлоги укладається шар оцинкованої сітки або нержавіючої сталі.

Переkritтя виконано з монолітного залізобетону 150 мм.

Балконні та еркерні панелі виготовляються з монолітного залізобетону на консольних балках з прокатного профілю. Для запобігання «містків холоду» проводиться додаткове утеплення балок.

У центральній несучій стіні виконана інженерна система та система каналів для вентиляції.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					18
Консульт.		Буравченко В.С.					

У центральній частині будівлі виконано монолітний залізобетонний каркас, встановлено кроквяну конструкцію, яка є кріпильною діафрагмою для елементів даху. Фундамент каркасу знаходиться на рівні підлоги над 1 поверхом.

Жорсткість простору будівлі забезпечується жорсткістю взаємно перпендикулярних цегляних стін і жорсткістю диска перекриття.

Сходи виконані з монолітного залізобетону по металопрофілю: двотавр 20В1.

Несучими елементами покрівлі є монолітні залізобетонні каркаси, подвійні консольні балки зі сталевими спинками, сталеві ригелі і рами, дерев'яні балки.

Несучі елементи будівлі розраховані на навантаження, в тому числі:

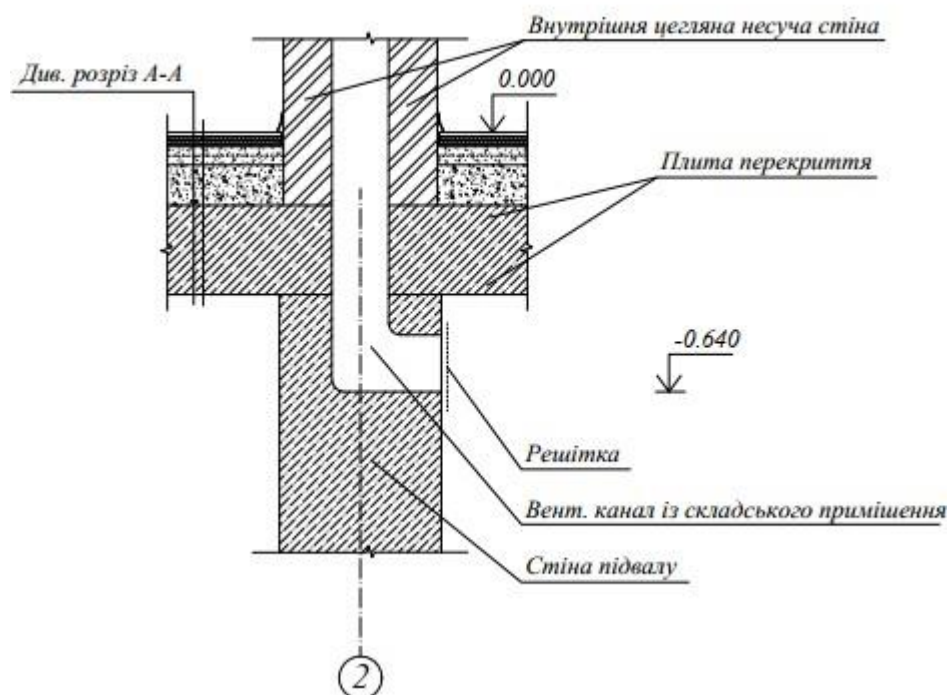
- власна вага;
- 150 кгс/м² тимчасове рівномірно розподілене навантаження на стелю (багатоквартирний будинок);
- вітер;
- 180 кгс/м² тимчасового снігового покриву.

У будівлі передбачені наступні інженерні системи:

- опалення водонагрівачем в газовому котлі;
- природна вентиляція;
- водопровідні труби;
- злив стічних вод у каналізацію;
- електрика;
- газопостачання.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					19
Консульт.		Буравченко В.С.					

Розріз вентиляційного каналу



1.5. Захист будівельних конструкцій

Всі металоконструкції будівлі заґрунтовані та пофарбовані олійною фарбою. Наплавлений шар зачищають, ґрунтують і фарбують олійною фарбою. Всі металоконструкції протипожежні штукатуркою по сітці цементно-піщаним розчином товщиною 30 мм. Дерев'яні конструкції обробляють антисептиками і антипіреном.

1.6. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

Місто будівництва – м. Дніпро, I -а температурна зона.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій житлових та громадських будинків згідно ДБН В.2.6-31:2021 [5]:

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					20
Консульт.		Буравченко В.С.					

Таблиця 1 – Мінімально допустиме значення приведеного опору теплопередачі огорожувальної конструкції житлових та громадських будівель R_{qmin}

Ч.ч.	Вид огорожувальної конструкції	Значення R_{qmin} , м ² ·К/Вт, для температурної зони	
		I	II
1	Зовнішні стінові огорожувальні конструкції	4,00	3,50
2	Суміщені покриття, що межують із зовнішнім повітрям	7,00	6,00
3	Покриття опалюваних горищ (технічних поверхів), мансард, горищні перекриття неопалюваних горищ	6,00	5,50
4	Перекриття, що межують із зовнішнім повітрям, та над неопалюваними підвалами	5,00	4,00
5	Світлопрозорі огорожувальні конструкції	0,90	0,70
6	Зенітні ліхтарі	0,80	0,70
7	Зовнішні двері	0,70	0,60

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків обов'язкове виконання умов:

$$R_{\Sigma np} \geq R_{q min},$$

де $R_{\Sigma np}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, м²К/Вт;

$R_{q min}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, м²К/Вт.

Розрахункове визначення приведеного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій визначається за формулою:

$$R_{\Sigma np} = 1/\alpha_в + \Sigma R_i + 1/\alpha_з = 1/\alpha_в + \Sigma \delta_i/\lambda_{ip} + 1/\alpha_з,$$

де $\alpha_в$, $\alpha_з$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції, Вт/(м²К); додаток Е,

R_i – термічний опір і-го шару конструкції, м²К/Вт;

δ_i – товщина і-го шару конструкції, м;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу і-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м²К); додаток Л.

Додаток Е

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						21
Консульт.	Буравченко В.С.						

Тип конструкції	Коефіцієнт тепловіддачі, Вт/(м²К)	
	$\alpha_в$	$\alpha_з$
Зовнішні стіни, покриття	8,7	23

Зовнішня і внутрішня несучі стіни виконані з червоної рядової цегли М75 товщиною 380 мм, а також утеплювача 120 мм і облицювальної цегли 120 мм.



Рис.1. Конструктивне рішення стіни.

1 – Цегляна стіна з червоної цегли повнотілої М75 ,

$$\gamma_1 = 1650 \text{ кг/м}^3;$$

$$\delta_1 = 0,38 \text{ м};$$

$$\lambda_1 = 0,81 \text{ Вт/мК}.$$

$$RR_{\text{ут}} = \frac{\delta\delta_1}{\lambda\lambda_1} = \frac{0,38}{0,81} = 0,47 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}};$$

2 – Утеплювач пінополістирол,

$$\gamma_2 = 45 \text{ кг/м}^3;$$

$$\delta_2 = 0,12 \text{ м};$$

$$\lambda_2 = 0,039 \text{ Вт/мК}.$$

$$RR_{\text{зо.ст}} = \frac{\delta\delta_2}{\lambda\lambda_2} = \frac{0,12}{0,039} = 3,08 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}};$$

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					22
Консульт.		Буравченко В.С.					

3,4 - Два оздоблювальні шари цементно-піщаний розчин

$$\gamma_3 = 2000 \text{ кг/м}^3;$$

$$\delta_3 = 0,025 \text{ м};$$

$$\lambda_3 = 0,81 \text{ Вт/мК}.$$

$$RR_{\text{оздобл}} = \frac{\delta \delta_{\text{оздобл}}}{\lambda \lambda_{\text{розчин}}} = \frac{0,025}{0,81} = 0,0074 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}};$$

5 – Облицювальна цегла,

$$\gamma_1 = 1300 \text{ кг/м}^3;$$

$$\delta_1 = 0,12 \text{ м};$$

$$\lambda_1 = 0,38 \text{ Вт/мК}.$$

$$RR_{\text{ут}} = \frac{\delta \delta_5}{\lambda \lambda_5} = \frac{0,12}{0,38} = 0,32 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} 0,963$$

Опір теплопередачі цегляної стіни із утепленням:

$$R_{\text{сум}} = \frac{1}{8,7} + 0,47 + 3,08 + 0,32 + 2 * 0,0074 + \frac{1}{23} = 4,04 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > 4,0 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

Тож, вимога виконується. Мінімального значення опору теплопередачі зовнішньої цегляної стіни з утепленням головного фасаду забезпечено. Товщина огорожувальної конструкції приймається 600 мм, товщина утеплювача 120 мм.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					23
Консульт.		Буравченко В.С.					

**КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ:
ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ**

						<i>Дипломний проект</i>		
<i>Зм.</i>	<i>Кі-</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док.</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дат</i>			
<i>Розробив</i>	<i>Шандура Р.С.</i>					<i>Стадія</i>	<i>Аруш</i>	<i>Архів</i>
<i>Консульт</i>	<i>Доброхлоп М.І.</i>					<i>АВР</i>	<i>24</i>	
<i>Керівник</i>	<i>Пятков О.В.</i>					<i>КНУБА</i>		

2.1. Збір навантаження

На 1м² перекриття.

Таблиця 2.1

Навантаження	Характеристичне навантаження, т/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm}	Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n	Розрахункове навантаження, т/м ²
Постійне				
Паркетна дошка $\delta=30\text{мм}$, $\rho=800\text{ кг/м}^3$ 0,03*0,8	0,024	1,1	1,2	0,032
Наливна підлога $\delta=5\text{мм}$, $\rho=2000\text{ кг/м}^3$ 0,005*2,0	0,01	1,3		0,016
Ц/п стяжка армована $\delta=30\text{мм}$, $\rho=1800\text{ кг/м}^3$ 0,03*1,8	0,054	1,3		0,084
Дерево-волокниста плит. $\delta=10\text{мм}$, $\rho=700\text{ кг/м}^3$ 0,01*0,7	0,007	1,1		0,009
Ц/п стяжка $\delta=15\text{мм}$, $\rho=1800\text{ кг/м}^3$ 0,015*1,8	0,027	1,3		0,042
Монолітна з/б плита $\delta=150\text{мм}$, $\rho=2500\text{ кг/м}^3$ 0,15*2,5	0,375	1,1		0,495
Разом	0,497			0,678
Корисне				
Житлові приміщення	0,15	1,3		0,195
Перегородки	0,2	1,3		0,26
Разом	0,35			0,455
Всього	0,847			1,133

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					25
Консульт.		Доброхлоп М.І.					

2.2 Розрахунок плити перекриття

Конструктивна система будівлі – безкаркасна. Вертикальні несучі конструкції - цегляні стіни товщиною 380мм та 250мм, горизонтальні – монолітні плити перекриття товщиною 150мм. Навантаження від перекриття передається безпосередньо на несучі стіни.

Вихідні дані:

Бетон: С20/25(В25)

Арматура: робоча повздовжня класу А400С; поперечна класу А240;

Висота підву $h=3,35$ м, стіни в підвалі виконані з блоків ФБС, висота типового поверху $h=2.84$ м, кількість поверхів $n=3$ з мансардним. Розрахунок виконано в програмному комплексі «Ліра». Попередньо виконали моделювання аналітичної моделі в програмному комплексі «Сапфір» для полегшення моделювання розрахункової моделі.

Розраховувати будемо перекриття на від- мітці низу $+2,840$.

Далі наведено алгоритм виконання розрахунку.

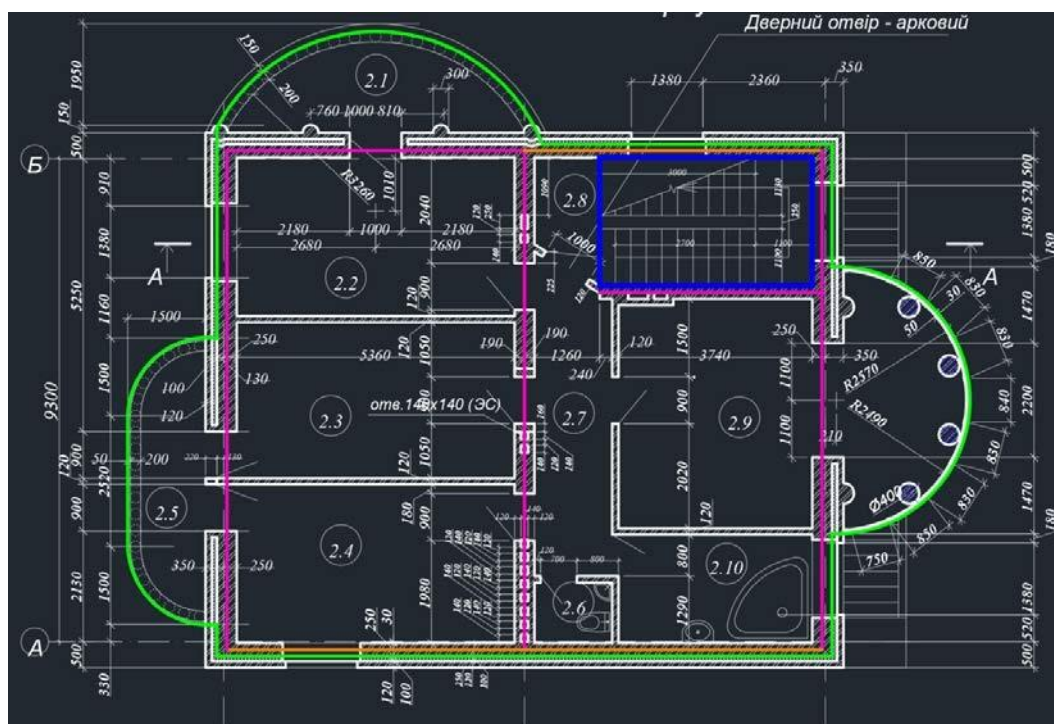


Рис. 2.1 Побудова просторової моделі за допомогою спеціальних трансферних ліній в AutoCAD

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					26
Консульт.		Доброхлп М.І.					

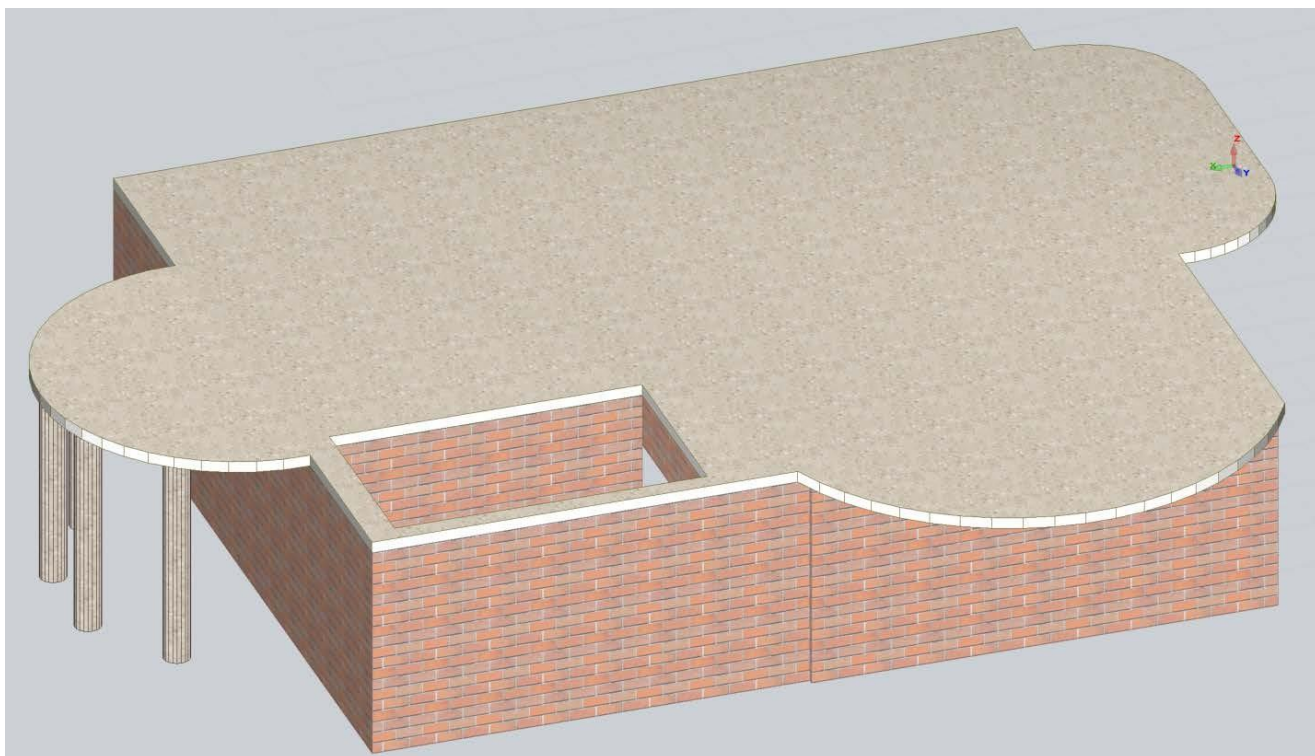


Рис. 2.2 Просторова модель після імпорту через dxf файл в ПК «Сапфір»

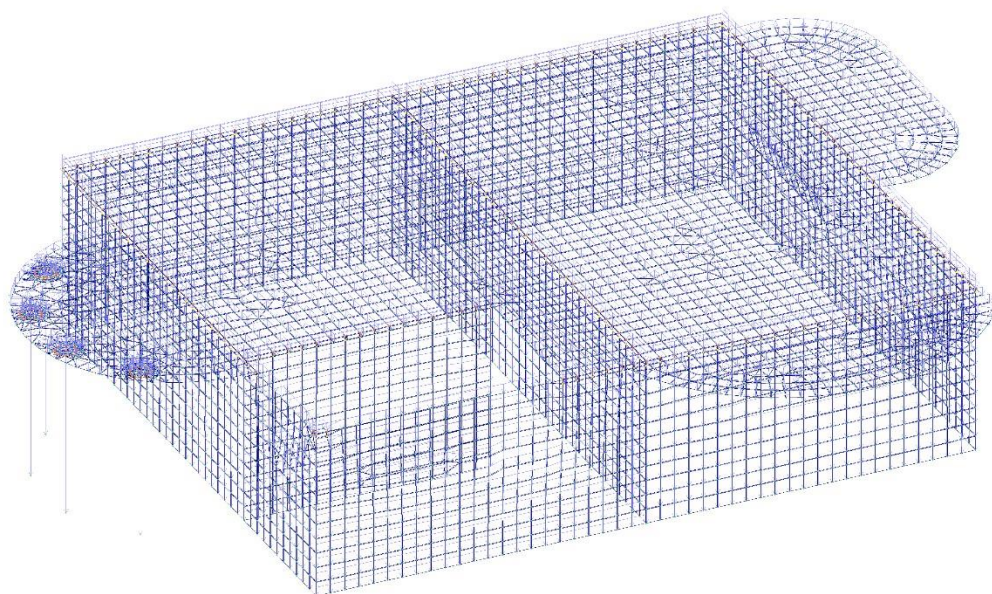


Рис. 2.3 Розрахункова схема в ПК «Ліра» із завантаженням власною вагою

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
	Розробив	Шандура Р.С.					27
	Консульт.	Доброхлос М.І.					

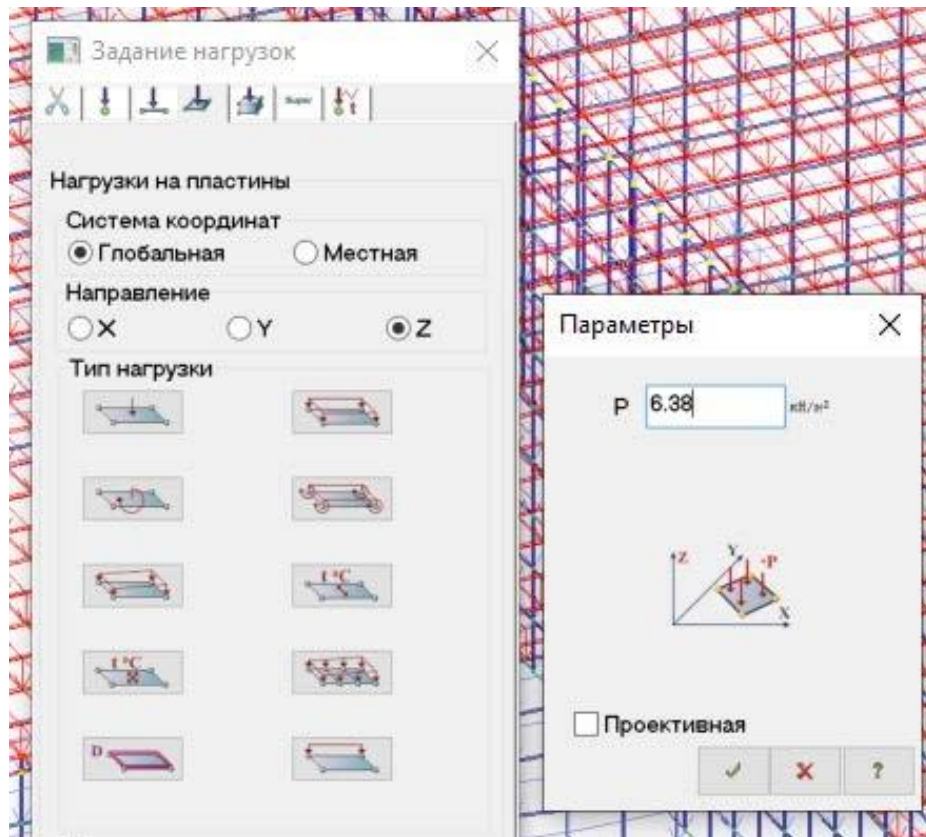


Рис. 2.4 Прикладемо корисне навантаження

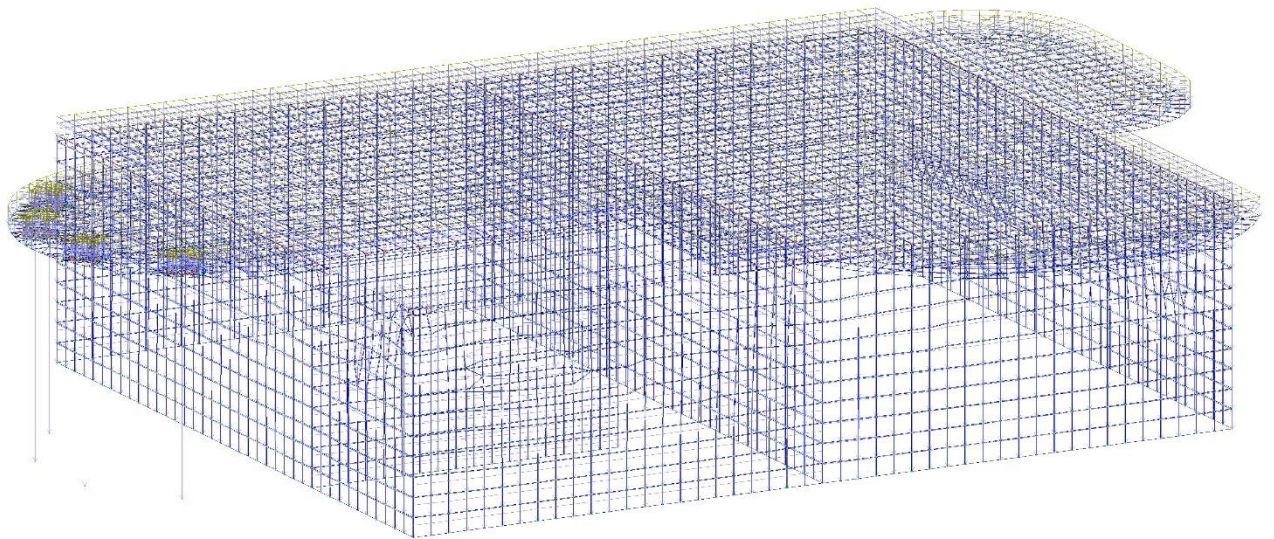


Рис. 2.5 Схема завантаження корисним навантаженням

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					28
Консульт.		Доброхлоп М.І.					

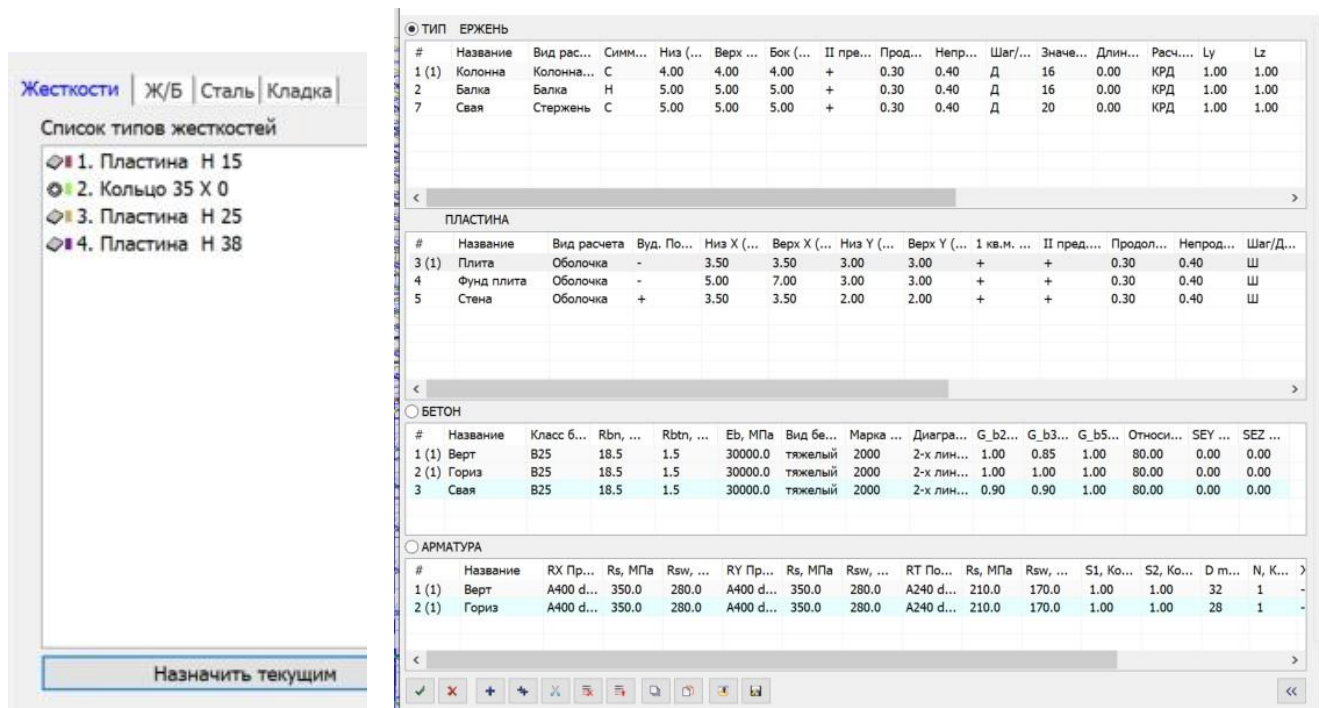


Рис. 2.6 Перевіряємо жорсткості

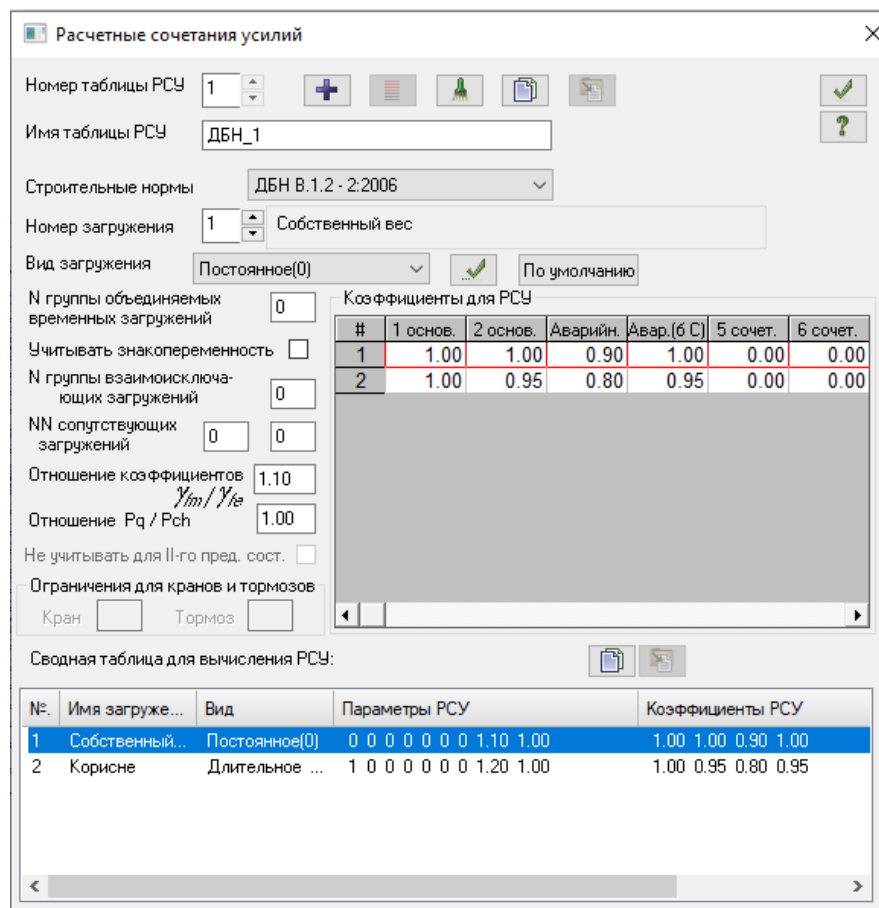


Рис. 2.7 Розрахункові сполучення зусиль РСУ

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						29
Консульт.	Доброхлп М.І.						

2.3 Результати розрахунку

Листок 1 з 1
Дата виходу: 2019

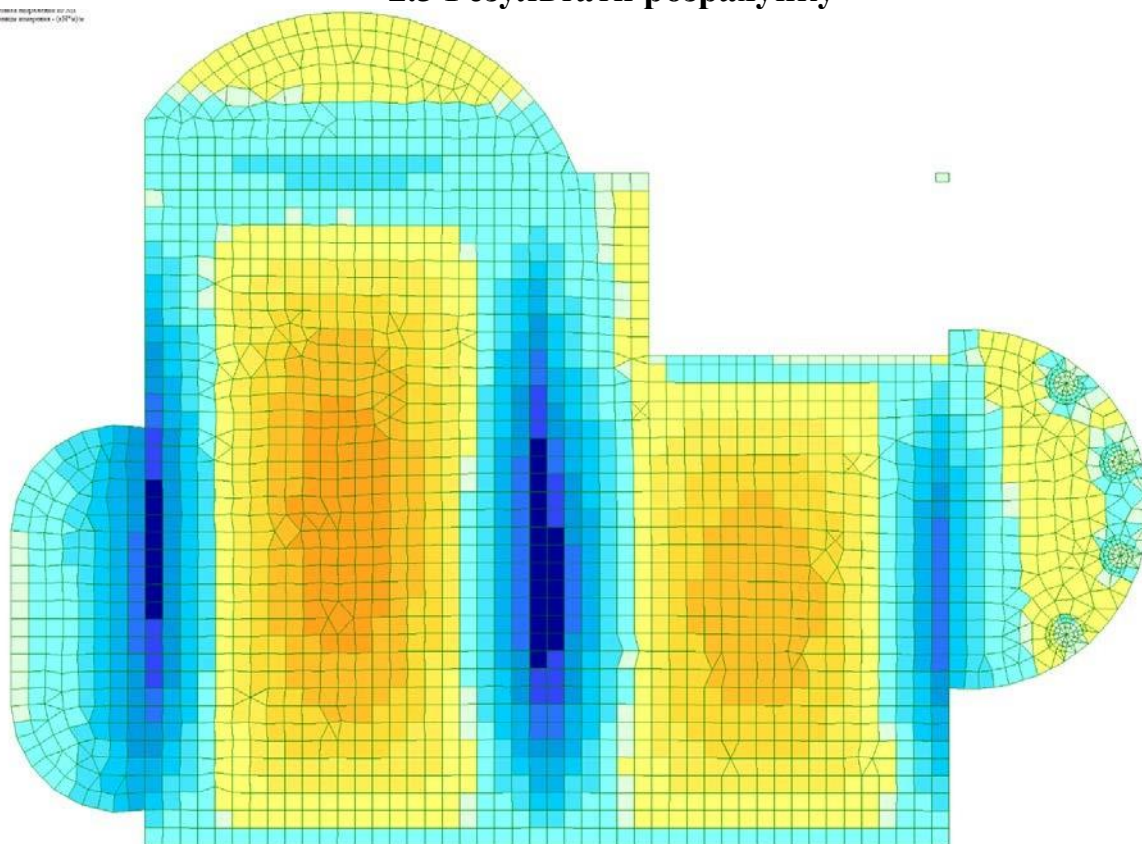


Рис. 2.9 Мозаїка напружень по M_x ($M_{\max}=-24,2\text{кН/м}$)

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					31
Консульт.		Доброхлос М.І.					

Собственный век.
Мозаика напряжений по My
Единица измерения: (кг*м)/м²

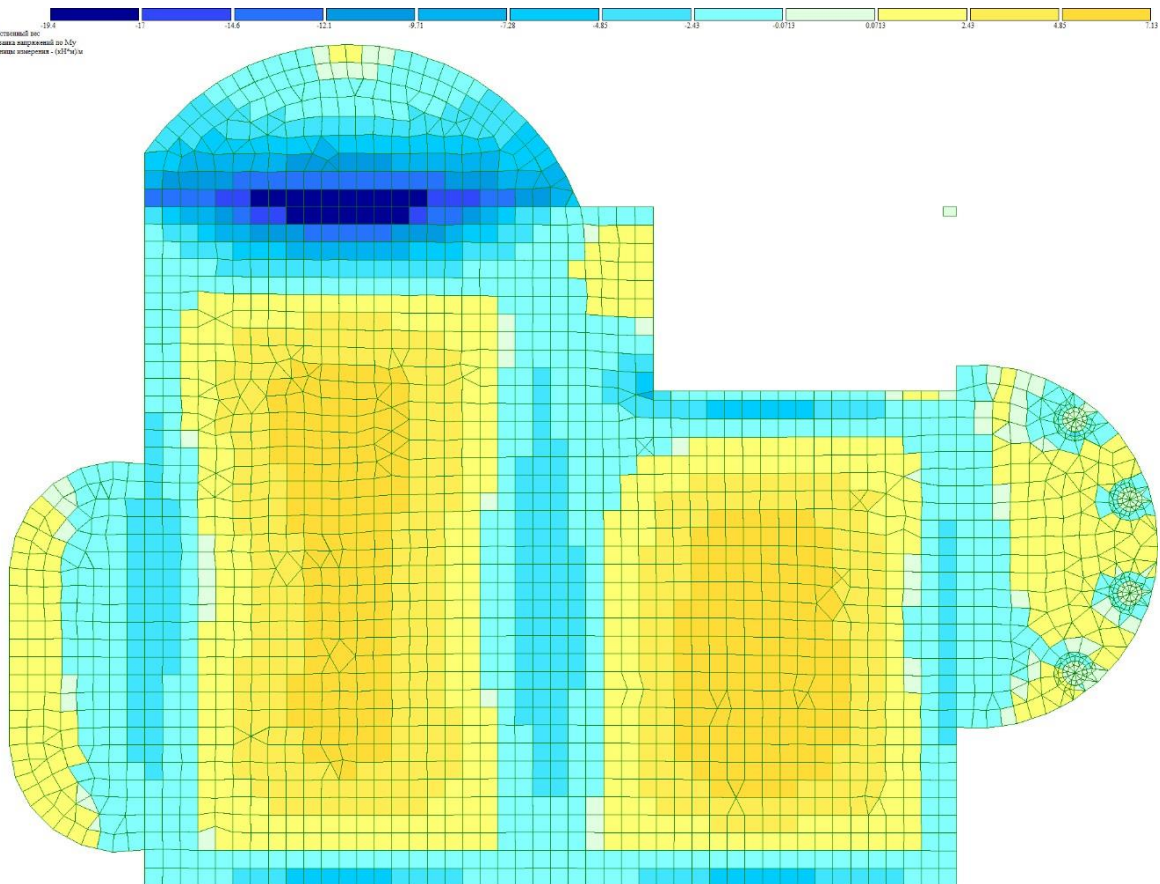


Рис. 2.10 Мозаїка напружень по My ($M_{\max}=-19,4\text{Н/м}$)

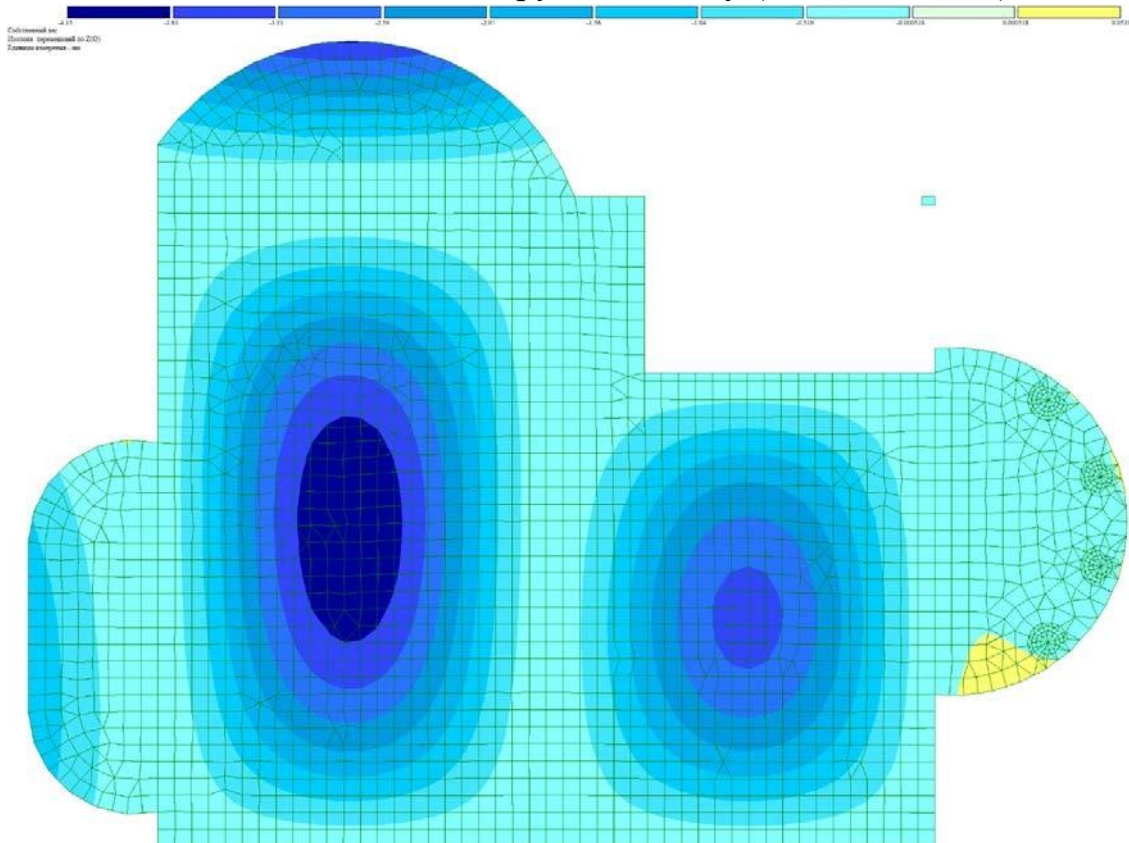


Рис. 2.11 Мозаїка переміщень по Z ($\max=4.15\text{мм}$)

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата
Розробив		Шандура Р.С.			
Консульт.		Доброхлоп М.І.			

ABP

Аркуш

32

Необхідно порівняти наявні переміщення з нормативними. Допустимі нормативні переміщення наведені в ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення.

- для консольної частини (виліт 1.5м) допустиме переміщення $L/150=10\text{мм}$.

Умова задовільнена;

- для 3.5м) допустиме прольоту в середині будівлі (проліт переміщення (так як стеля може бути не обшитою) будемо опиратися на естетико-психологічні $L/200=17,5\text{мм}$. Умова задовільнена.

Для зручності проектування створюємо шкалу для підбору арматури з фоновим армуванням $\text{Ø}12$, крок стержнів 200мм, так як за нормами мінімальний діаметр фонові арматури $\text{Ø}12$.

	Площадь
0.000000+s200d12	565.5
s200d12+s200d8	817
s200d12+s200d10	958
s200d12+s200d12	1131
s200d12+s200d14	1335
s200d12+s200d16	1571
s200d12+s200d18	1838
s200d32	4022

Рис. 2.12 Створена шкала з фоновим армуванням арматурою $\text{Ø}12$

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					33
Консульт.		Доброхлор М.І.					

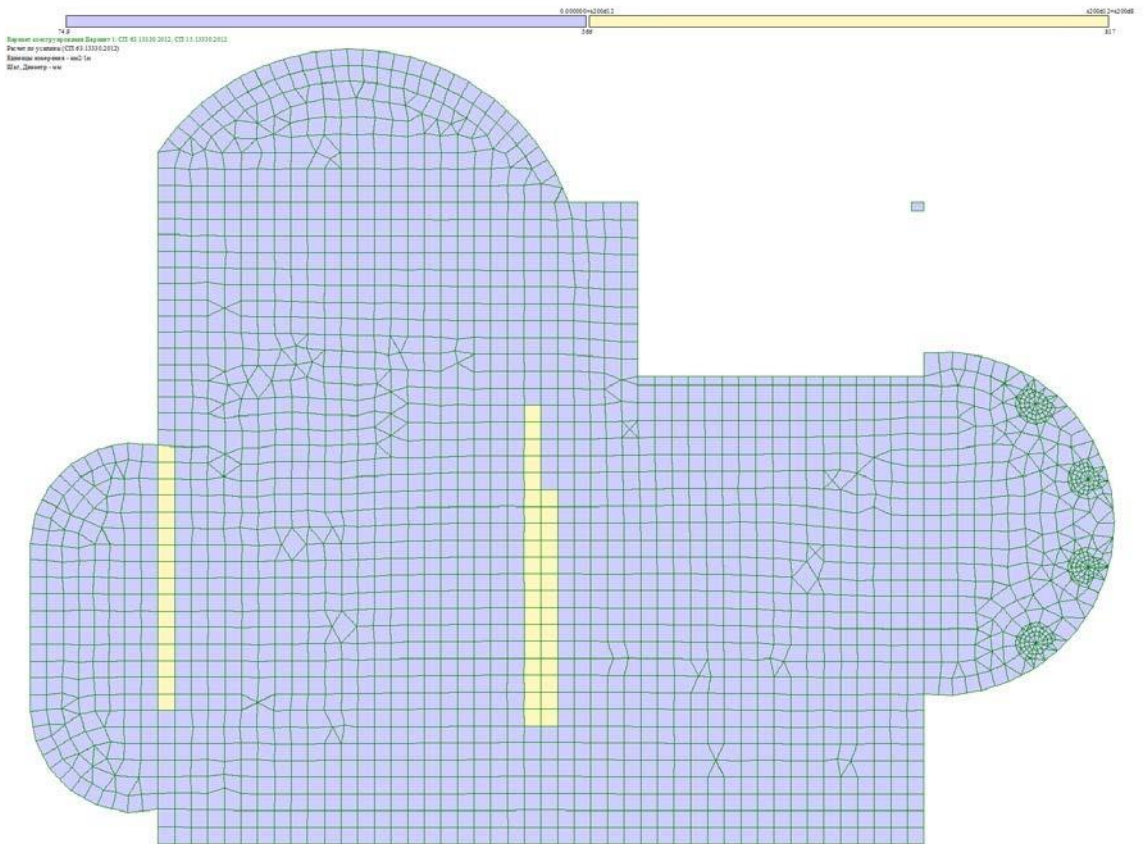


Рис. 2.13 Підбір верхньої арматури по осі X (макс. діам. 12+8мм)

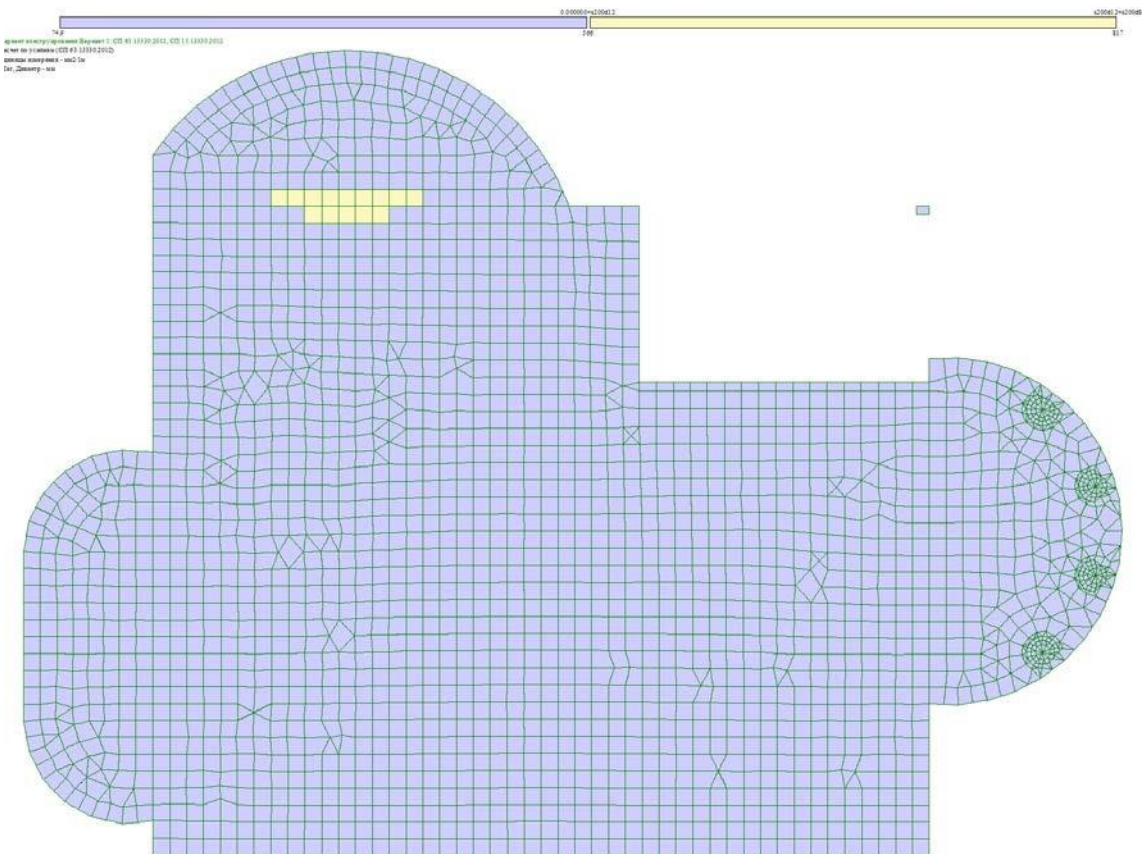


Рис. 2.14 Підбір верхньої арматури по осі Y (макс. діам. 12+8мм)

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш	
Розробив		Шандура Р.С.						34
Консульт.		Доброхлор М.І.						

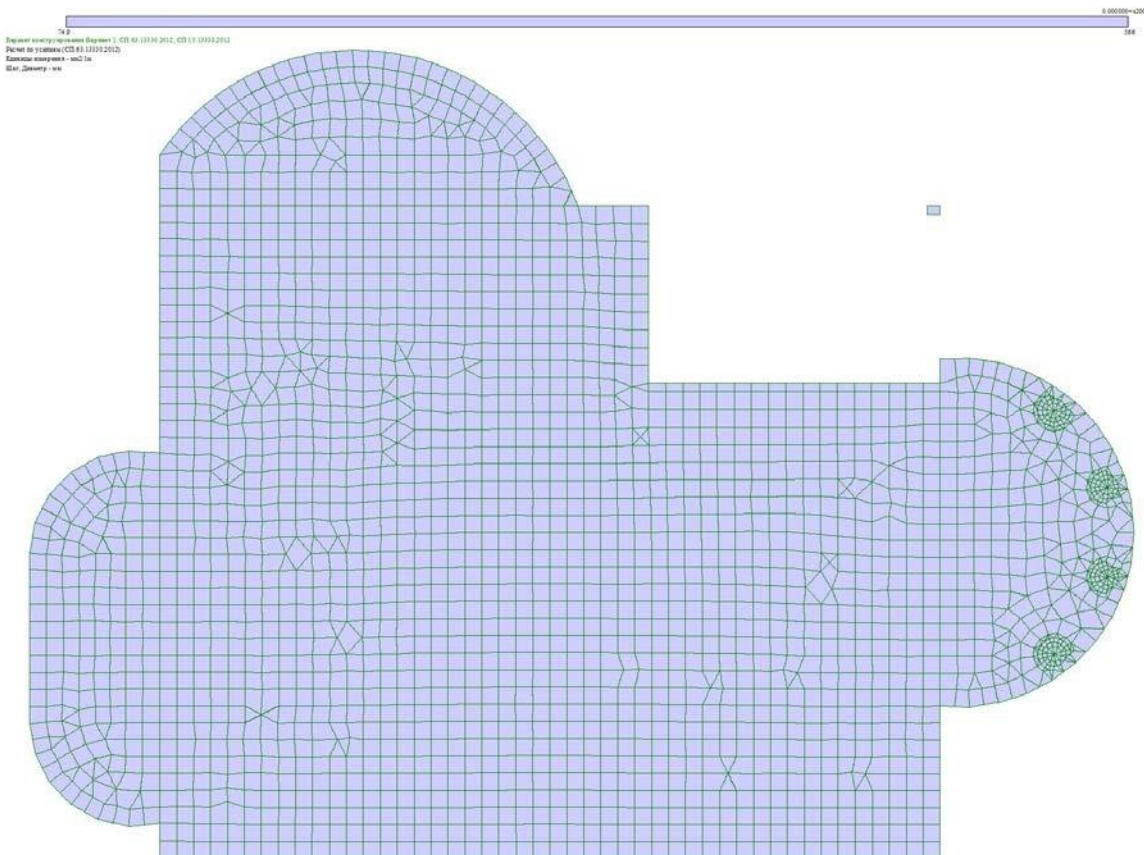


Рис. 2.15 Підбір нижньої арматури по осі X (макс. діам. 12мм)

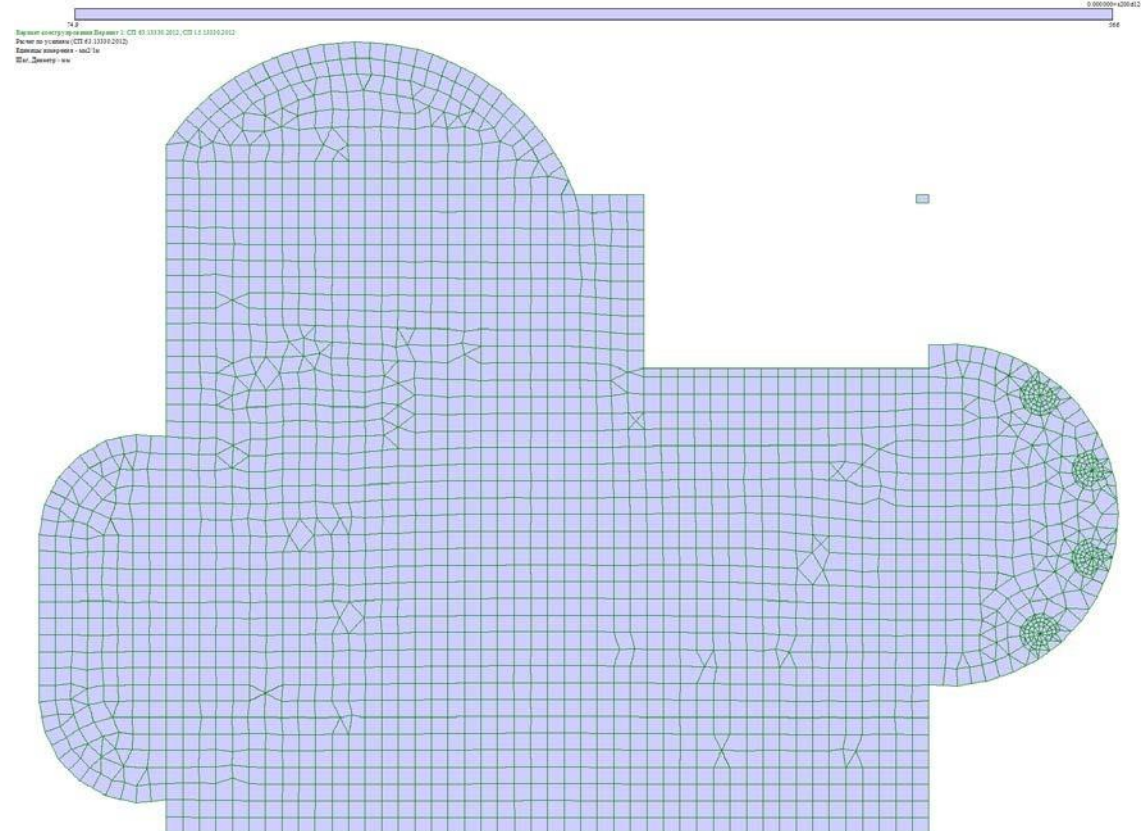


Рис. 2.16 Підбір нижньої арматури по осі Y (макс. діам. 12мм)

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
							35
Розробив		Шандура Р.С.					
Консульт.		Доброхлор М.І.					

2.4. Підбір арматури в плиті

$$d=h-a=150-25=125 \text{ мм}$$

Визначаємо площу армування плити по X при дії максимального моменту:

$$\alpha_m = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{24,2 \cdot 10^6}{1000 \cdot 125^2 \cdot 14,5} = 0,1068$$

$$\text{Звідси: } \zeta = 0,944$$

$$A_s = \frac{M_x}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{24,2 \cdot 10^6}{0,944 \cdot 125 \cdot 365} = 572 \text{ мм}^2$$

Приймаємо арматуру конструктивно (фонову) Ø12 5 стержнів з кроком 200мм $A_s=565\text{мм}^2$

Додаткове підсилення поодинокими стержнями Ø12 з кроком 200мм, так як діаметр підсилення має бути не меншим за фоновий .

Визначаємо площу армування плити по Y при дії максимального моменту:

$$\alpha_m = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{19,4 \cdot 10^6}{1000 \cdot 125^2 \cdot 14,5} = 0,0856$$

$$\text{Звідси: } \zeta = 0,955$$

$$A_s = \frac{M_x}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{19,4 \cdot 10^6}{0,955 \cdot 125 \cdot 365} = 445 \text{ мм}^2$$

Приймаємо арматуру конструктивно (фонову) Ø12 5 стержнів з кроком 200мм $A_s=565\text{мм}^2$

Підсилення не потрібне.

Відповідно до вимог мінімальна площа арматури повинна бути не меншою ніж $0.0013bd$:

$$A_{s,\min} = 0.0013 \cdot 1000 \cdot 125 = 162,5 \text{ мм}^2$$

Умова задовільнена. Площа фонового армування $A_s=565\text{мм}^2$

Отже, усі перерізи, що прийняті за програмним розрахунком нас задовільняють, тому приймаємо основну сітку Ø12 A400C.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					36
Консульт.		Доброхлоп М.І.					

Навколо отворів слід прийняти додаткову арматуру. Сумарна площа перерізу додаткових стержнів має бути більшою або дорівнювала площі вирізаних стержнів.

2.5. Розрахунок сходового маршу

Таблиця 2.5

Навантаження на марш, кН/м² (проектний стан)

№	Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	γ_{fm}	Розрахункове значення навантаження, кПа
1	Керамічна плитка 11 мм	0,245	1,3	0,319
2	Власна вага маршу, відповідно каталогу «ИИ-03»	3,6	1,1	3,96
Разом				4,28
Разом з врахування коефіцієнта $\gamma_{n1}=1,0$				4,28
3	Корисне навантаження відповідно до ДБН В.1.2-2:2006	3,0	1,2	3,6
Разом				3,6
Разом з врахування коефіцієнта $\gamma_{n1}=1,0$				7,88

Розрахункове значення навантаження на 1 м довжини маршу:

$$q = (4,28 + 3,6) \cdot 1,1 = 8,67 \text{ кН / м}$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прольоту маршу становить:

$$M = \frac{ql^2}{8 \cdot \cos a} = \frac{8,67 \cdot 3_2}{8 \cdot 0,867} = 11,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{ql^2}{2 \cdot \cos a} = \frac{8,67 \cdot 3}{2 \cdot 0,867} = 15,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Попередньо приймаємо типову заводську форму по перерізу між сходами:

$h_f = 30$ мм, висоту ребра косоурів $h = 170$ мм, товщина ребра $b_r = 80$ мм.

Зм.	Кі	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш	
Розробив	Шандура Р.С.							37
Консульт.	Доброхлор М.І.							

Розрахунковий тавровий переріз становить:

$$b = 2 \cdot b_r = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм} .$$

Ширина полиці b_f при відсутності поперечних ребер:

$$b_f = 2 \cdot (l / 6) + b = 2 \cdot (3000 / 6) + 160 = 1160 \text{ мм} .$$

Або

$$b_f = 12 \cdot h_f + b = 12 \cdot 30 + 160 = 520 \text{ мм}$$

Приймаємо менше значення, як розрахункове $b_f = 520 \text{ мм}$.

Підбір перерізу повздовжньої арматури:

Встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу (при $x = h_f$):

При:

$$M \leq f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0,5h_f)$$

$$1125000 < 14,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 3(14,5 - 0,5 \cdot 3) = 2640000 \text{ Н} \cdot \text{см} ;$$

Умова задовольняється, нейтральна вісь проходить в полиці; розрахунковий переріз приймається як прямокутний з шириною $b_f = 520 \text{ мм}$;

$$A_o \leq \frac{M \cdot \gamma_n}{f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{1125000 \cdot 0,95}{14,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 14,5} = 0,0749 ;$$

Відповідно: $\eta = 0,97$; $\xi = 0,058$;

$$A_s \leq \frac{M \cdot \gamma_n}{f_{yd} \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{1125000 \cdot 0,95}{14,5 \cdot 100 \cdot 0,97 \cdot 365} = 2,08 \text{ см}^2$$

Отже, приймаємо 2 $\emptyset 12 \text{ A400C}$, $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

В кожне ребро встановлюємо по одному плоскому каркасу К-1.

Розрахунок похилого перерізу на поперечну силу:

$$Q_{\max} = 15 \cdot 0,95 = 14,25 \text{ кН}$$

Проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню силу визначаємо за формулою:

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					38
Консульт.		Доброхлп М.І.					

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctk} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2,$$

де,

$$\varphi_n = 0; \quad \varphi_f = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3 \cdot h_f) \cdot h_f}{b \cdot h_0} = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3) \cdot 3^2}{2 \cdot 8 \cdot 14,5} = 0,175 < 0,5;$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,175 = 1,175 < 1,5;$$

$$B_b = 2 \cdot 1,175 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot (100) \cdot 16 \cdot 14,5^2 = 7,5 \cdot 10^5 \text{ Н / см}$$

В похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q / 2$, так як $Q_b = B_b / 2$, то

$$c = B_b / 0,5Q = 7,5 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 15000 = 100 \text{ см}, \text{ що більше за } 2h_0 = 29 \text{ см}.$$

Тоді $Q_b = B_b / c = 7,5 \cdot 10^5 / 29 = 25,9 \cdot 10^3$, $H = 25,9 \text{ кН}$, що більше ніж

$Q_{\max} = 15 \text{ кН}$, відповідно, поперечна арматура по розрахунку не потрібна.

В $1/4$ прольоту приймаємо із конструктивних міркувань поперечні стержні діаметром 6 мм із сталі класу А240С з кроком $s = 80 \text{ мм}$, $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$,

$$f_{ywd} = 170 \text{ МПа}; \text{ для двох каркасів } n = 2, \quad A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2,$$

$$\mu_\omega = 0,566 / 16 \cdot 8 = 0,0044;$$

$$a = E_s / E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 2,7 \cdot 10^4 = 7,75.$$

В середині прольоту розташовуємо арматуру з кроком 200 мм.

Перевіряємо міцність елемента по похилій смузі між похилими тріщинами:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{\omega 1} \varphi_{b1} f_{cd} \gamma_{b2} b h_0, \text{ де}$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5a \mu_\omega = 1 + 5 \cdot 7,75 \cdot 0,0044 = 1,17;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87;$$

$$Q = 15000 < 0,3 \cdot 1,17 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5(100) = 93000 \text{ Н};$$

Умова міцності виконується, міцність по похилому перерізу забезпечена.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					39
Консульт.		Доброхлор М.І.					

Плиту маршу армуємо сіткою із стержнів діаметром 4-6мм, розташованих з кроком 100-300 мм. Плита монолітна зв'язана з сходишками, її несуча здатність з урахуванням роботи сходинок забезпечується.

2.6. Розрахунок залізобетонної площадки сходів

Ширина плити 1200 мм, товщина 60 мм, ширина сходової клітини 2480 мм. Бетон С20/25. Арматура каркасів касу А400С, сітки Вр-1. Корисне навантаження на плиту 3кН/м², коеф. надійності за навантаженням $\gamma_{fm}=1,2$.

Власна вага плити при $h_f = 6\text{см}$, $g_n = 0,06 \cdot 25 = 1,5\text{кН} / \text{м}_2$

Розрахункова вага плити становить $g = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65\text{кН} / \text{м}^2$

Розрахункова вага опорного ребра

$$q = (0,29 \cdot 0,11 + 0,07 \cdot 0,07) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 1\text{кН} / \text{м}$$

Розрахункова вага пристінного ребра

$$q = 0,14 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,35\text{кН} / \text{м}$$

2.6.1.

Розрахунок полки плити

Розрахунковий проліт становить відстані між ребрами 980 мм.

При врахуванні утворення пластичного шарніру згинаючий момент в прольоті і на опорі визначаються за формулою, враховуючі зрівняння моментів:

$$M = M_s = ql_2 / 16 = 5250 \cdot 0,98_2 / 16 = 316\text{Н} \cdot \text{м}$$

$$\text{де, } q = (g + p)b = (1650 + 3600) \cdot 1 = 5250\text{кН} / \text{м}; b = 1\text{м}.$$

При $b=100\text{ см}$ і $h_0 = h - a = 6 - 2 = 4\text{см}$ вираховуємо

$$A_o \leq \frac{M \cdot \gamma_n}{f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3160 \cdot 0,95}{14,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 4^2} = 0,0144;$$

Відповідно: $\eta = 0,994$; $\xi = 0,012$;

$$A_s \leq \frac{M \cdot \gamma_n}{f_{yd} \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{3160 \cdot 0,95}{365 \cdot 100 \cdot 0,994 \cdot 4} = 0,21\text{см}^2$$

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					40
Консульт.		Доброхлоп М.І.					

Приймаємо армування із арматурної сітки Ø3 мм Вр-1 з кроком $s=200$ мм на 1 м. довжини з відгином на опорах, $A_s = 0,36\text{см}^2$.

2.6.2. Розрахунок опорного ребра

Сили, що діють на ребро: рівномірно розподілене навантаження з половини прольоту полиці, власна вага.

$$q = (1650 + 3600) \cdot 1,2 / 2 + 1000 = 4150 \text{кН} / \text{м};$$

Рівномірно розподілене навантаження від опорного маршу встановленого на виступ опорного ребра, що спричиняє його згин:

$$q_1 = Q / a = 15 / 1,2 = 11,12 \text{кН} / \text{м};$$

Розрахунок згинаючого моменту на виступі становить:

$$M_1 = q_1 \frac{10 + 7}{2} = 11,12 \cdot 8,5 = 0,95 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Визначаємо розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту приймаючі, що q_1 діє по всій довжині прольоту:

$$M = (q + q_1) l^2 / 8 = (4,15 + 1,112) \cdot 2,48^2 / 8 = 4,36 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункове значення поперечної сили на опорах:

$$Q = (q + q_1) l \gamma_n / 2 = (4,15 + 1,112) \cdot 2,48 \cdot 0,95 / 2 = 6,2 \text{кН}$$

Розрахунковий переріз лобового ребра представляє з себе тавровий з полицею в тиснутій зоні шириною:

$b_f = h_f + b_r = 6 \cdot 6 + 12 = 48 \text{см}$, так як ребро монолітно зв'язане з полицею від консольного виступу, його розрахунковий момент можна враховувати тільки на дію згинаючого моменту $4,35 \text{кНм}$

$$\begin{aligned} M \gamma_n &= 435000 \cdot 0,95 = 0,435 \cdot 10^6 < f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0,5h_f) = \\ &= 14,5(100) \cdot 0,9 \cdot 48 \cdot 6 \cdot (31,5 + 0,5 \cdot 6) = 10,7 \cdot 10^6 \text{Н} \cdot \text{см} \end{aligned}$$

Умова виконується нейтральна вісь проходить в полиці;

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					41
Консульт.		Доброхлоп М.І.					

$$A_o \leq \frac{M \cdot \gamma_n}{f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{4350 \cdot 0,95}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 48 \cdot 31,5^2} = 0,01$$

Відповідно: $\eta = 0,996; \xi = 0,008;$

$$A_s \leq \frac{M \cdot \gamma_n}{f_{yd} \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{4350 \cdot 0,95}{365 \cdot 0,996 \cdot 31,5} = 0,37 \text{ см}^2$$

Приймаємо армування із одного стержня $\emptyset 10$ мм А400С, $A_s = 0,78 \text{ см}^2$.

2.6.3. Розрахунок похилого перерізу ребра

$$Q_{\max} = 6,2 \cdot 0,95 = 14,25 \text{ кН}$$

Проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню силу визначаємо за формулою:

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctk} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2,$$

де,

$$\varphi_n = 0; \varphi_f = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3 \cdot h_f) \cdot h_f}{b \cdot h_0} = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3) \cdot 6^2}{12 \cdot 31,5} = 0,214 < 0,5;$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,214 = 1,214 < 1,5;$$

$$B_b = 2 \cdot 1,214 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot (100) \cdot 12 \cdot 31,5^2 = 27,4 \cdot 10^5 \text{ Н / см}$$

В похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q / 2$, так як $Q_b = B_b / 2$, то

$$c = B_b / 0,5Q = 27,4 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 6200 = 883,88 \text{ см}, \text{ що більше за } 2h_0 = 63 \text{ см}.$$

Тоді $Q_b = B_b / c = 27,4 \cdot 10^5 / 63 = 43,4 \cdot 10^3$, $H = 43,4 \text{ кН}$, що більше ніж

$Q_{\max} = 6,2 \text{ кН}$, відповідно, поперечна арматура по розрахунку не потрібна.

Відповідно конструктивних вимог приймаємо хомути діаметром 6 мм із сталі класу А240С з кроком $s = 150 \text{ мм}$.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					42
Консульт.		Доброхлоп М.І.					

***Конструктивні рішення.
Основи і фундаменти***

						<i>Дипломний проект</i>		
<i>Зм.</i>	<i>Кі-</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док.</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дат</i>	<i>Стадія</i>	<i>Аруш</i>	<i>Архів</i>
<i>Розробив</i>	<i>Шандура Р.С.</i>					<i>АВР</i>	<i>43</i>	
<i>Консульт</i>	<i>Пятков О.В.</i>					<i>КНУБА</i>		
<i>Керівник</i>	<i>Пятков О.В.</i>							

3. Дані інженерно-геологічних вишукувань

3.1. Фізико-географічні умови

В адміністративному відношенні територія вишукувань – м. Дніпро (на перетині вулиць Запрізьке шосе та Панікахи), Дніпровська область.

В геоморфологічному відношенні інженерно-геологічні вишукування на досліджуваній території приурочені до Придніпровської височини на неогеновому й докембрійському фундаменті.

Клімат Дніпра класифікують як вологий континентальний клімат без сухого сезону і з спекотним літом. Середньорічна температура повітря становить +9 °С. Найнижча - в січні: -3,6 °С, найвища - в липні: +22,1 °С. У році в середньому 260 сонячних днів [2].

Тривалість безморозного періоду (періоду вегетації) в середньому 185 днів на рік [5].

Середньорічна кількість опадів досягає максимуму на північному сході області (550 мм.), зменшується у південно-західному напрямку до 450-500 мм. Влітку кількість опадів становить 80% річної суми, взимку опади у вигляді снігу більше випадають на сході регіону, ніж на заході [5].

Серед інших погодних явищ трапляються тумани (від 50 днів на рік на височинах до 70 днів у знижених ділянках), хуртовини (10 – 20 днів), грози (до 25 - 30 днів) та град (4-5 днів). Для області характерні посушливі періоди навесні та у першій половині літа, підсилені сухими вітрами – суховіями [5].

Нормативна глибина промерзання 90 см.

3.2. Геологічна будова

В геоструктурному відношенню досліджувана територія розташована в межах північно-східної частини Українського кристалічного масиву. Український щит вкритий незначним шаром осадових порід палеогену – неогену, представлених вапняками, пісками, глинами, алевритами, залізистими кварцитами тощо.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					44
Консульт.		Пятков О.В.					

Корінні магматичні породи архею - протерозою – гнейси, граніти, кварцити, діорити тощо відслонюються у долинах річок. На схилі щита наявне потужніше на шарування осадових порід, але на поверхню виходять неогенові міоценові та пліоценові відклади – глини, алеврити, піски. Антропогенові відклади представлені плейстоценовими делювіальними суглинками та лесами.

Область знаходиться у зоні низької сейсмічної активності, сила землетрусів зазвичай не перевищує 2,0 – 2,5 бали.

Територія розташування об'єкту досліджень, згідно карт загального сейсмічного районування території України, наведених в додатках до ДБН В.1.1-12-2014, знаходиться в межах зон з інтенсивністю впливів:

5 - балів карта ЗСР 2004-А ймовірність 10% перевищення сейсмічної інтенсивності в балах шкали MSK-64 протягом 50 років, або один раз за 500 років;

5 - балів; карта ЗСР 2004-В ймовірність 5% перевищення сейсмічної інтенсивності в балах шкали MSK-64 протягом 5 років, або один раз за 1000 років;

6 - балів; карта ЗСР 2004-С ймовірність 1% перевищення сейсмічної інтенсивності в балах шкали MSK-64 протягом 50 років, або один раз за 5000 років

Уточнення інтенсивності сейсмічного впливу з урахуванням локальних ґрунтових умов, виконується на основі сейсмічного мікрорайонування (СМР) згідно п.5.1.2, ДБН В.1.1-12:2014.

В геологічній будові досліджуваної території на розвідану глибину 20 м приймають участь (з низу до верху):

- супіском еолово-делювіальним, лесовим, від пластичного до текучого, від світло-сірого до світло-жовтого кольору, розкрита потужність шару 11 м (св. №7), абс відмітка покрівлі 132,5 - 143,5 м;

- суглинки лесові, просідаючі, тверді, макропористі, пілуваті, від жовто-сірого до жовтого, розкрита потужність шару 5,7-7,5 м, абс. відміка покрівлі 143,5 – 151,0 м.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					45
Консульт.		Пятков О.В.					

З поверхні відклади перекриті насипним шаром, потужність шару 1,5–2,0 м.

Отже, позитивом геологічної будови є сейсмостійкість тектонічної основи, міцність підстилаючих антропогенних порід та кристалічного фундаменту, наявність передумов щодо залягання різноманітних рудних корисних копалин. Негативом є розташування в межах області системи глибинних розломів, які можуть загрожувати техногенній безпеці екологічно небезпечних підприємств, а також підвищений рівень природного радіаційного фону внаслідок впливу магматичних порід.

3.4. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та фізико-механічних властивостей ґрунтів

Інженерно-геологічна будова майданчика та нормативні величини характеристик ґрунтів отримані за даними лабораторних випробувань. Для проведення досліджень було розроблено дві свердловини, глибиною 20 м, загальний метраж буріння склав 40 п.м.

3.4.1. Інженерно-геологічні елементи Св. № 7

ІГЕ-1 - Насипний шар - відноситься до слабких ґрунтів, використання його як основи під фундаменти не є доцільним.

Потужність:

$$h = 1,5-2,0 \text{ м}$$

Основні показники фізичних властивостей:

Щільність ґрунту:

$$\rho = 1.62 \text{ г/см}^3.$$

Похідні фізичні характеристики:

Питома вага ґрунту:

$$\gamma = \rho * g = 1.62 * 9.81 = 15,89 \text{ кН/м}^3$$

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					46
Консульт.		Пятков О.В.					

де $g=9,81$ – прискорення вільного падіння.

Сверловина № 7 - Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, макропористий, пилуватий, від жовто-сірого до жовтого.

ІГЕ-2а – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 3,2 м

Потужність: $h = 1,7$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.13	0.29	0.19	0.10	< 0	1.49	2.69	1.32	0.51	1.038	0.34	0.39		

ІГЕ-2б – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 3,7 м

Потужність: $h = 0,5$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.13	0.29	0.18	0.11	< 0	1.51	2.69	1.34	0.50	1.007	0.33	0.37		

ІГЕ-3а – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 4,5 м

Потужність: $h = 0,8$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.15	0.25	0.17	0.08	< 0	1.56	2.68	1.36	0.49	0.971	0.41	0.36		

ІГЕ-3б – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 5,5 м

Потужність: $h = 1,0$ м

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						47
Консульт.	Пятков О.В.						

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.12	0.26	0.17	0.09	< 0	1.55	2.69	1.38	0.49	0.949	0.35	0.35		

ПГЕ-3в – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 6,5 м

Потужність: h = 1,0 м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.09	0.26	0.17	0.09	< 0	1.55	2.68	1.43	0.47	0.874	0.27	0.33		

ПГЕ-3г – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 7,2м

Потужність: h = 0,7 м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.11	0.26	0.17	0.09	< 0	1.54	2.68	1.39	0.48	0.928	0.31	0.35		

ПГЕ-4 – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 8,0 м

Потужність: h = 0,8 м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.16	0.25	0.20	0.05	< 0	1.77	2.67	1.52	0.43	0.757	0.57	0.28		

ПГЕ-4б – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 9,0 м

Потужність: h = 1,0 м

Основні показники фізичних властивостей:

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						48
Консульт.	Пятков О.В.						

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.19	0.24	0.19	0.07	0.04	1.77	2.67	1.47	0.44	0.792	0.62	0.30		

ІГЕ-5 – Супісок еолово-делювіальний, лесовий, від пластичного до текучого, від світло-сірого до світло-жовтого.

Глибина залягання: 20 м

Потужність: h = 12..12,3 м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.21	0.25	0.20	0.05	0.24	1.79	2.67	1.48	0.45	0.804	0.7			

3.4.2. Інженерно-геологічні елементи Св. № 7

ІГЕ-1 - Насипний шар - відноситься до слабких ґрунтів, використання його як основи під фундаменти не є доцільним.

Потужність:

h = 1,5-2,0 м

Основні показники фізичних властивостей:

Щільність ґрунту:

ρ = 1.62 г/см³.

Похідні фізичні характеристики:

Питома вага ґрунту:

γ = ρ * g = 1.62 * 9.81 = 15,89 кН/м³

де g=9,81 – прискорення вільного падіння.

Сверловина № 13 - Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, макропористий, пилуватий, від жовто-сірого до жовтого.

ІГЕ-2 – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 4,0 м

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					49
Консульт.		Пятков О.В.					

Потужність: $h = 2,0$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.17	0.28	0.19	0.09	< 0	1.60	2.69	1.36	0.49	0.978	0.48	0.36		

ІГЕ-3д – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 5,0 м

Потужність: $h = 1,0$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.16	0.26	0.18	0.08	< 0	1.60	2.68	1.38	0.49	0.942	0.46	0.35		

ІГЕ-3е – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 6,0 м

Потужність: $h = 1,0$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.13	0.25	0.17	0.08	< 0	1.51	2.68	1.34	0.50	1.000	0.34	0.37		

ІГЕ-3ж – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 6,8 м

Потужність: $h = 0,8$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	n	e	Sr	W _{sat}	σ _{zg}	I _{SL}
0.11	0.26	0.18	0.08	< 0	1.50	2.68	1.36	0.49	0.971	0.29	0.36		

ІГЕ-4а – Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, жовто-сірий.

Глибина залягання: 7,7 м

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						50
Консульт.	Пятков О.В.						

Потужність: $h = 0,9$ м

Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ_s	ρ_d	n	e	Sr	W _{sat}	σ_{zg}	I _{SL}
0.14	0.23	0.19	0.04	< 0	1.66	2.67	1.46	0.45	0.829	0.45	0.31		

ПГЕ-5 – Супісок еолово-делювіальний, лесовий, від пластичного до текучого, від світло-сірого до світло-жовтого.

Глибина залягання: 20 м

Потужність: $h = 12..12,3$ м

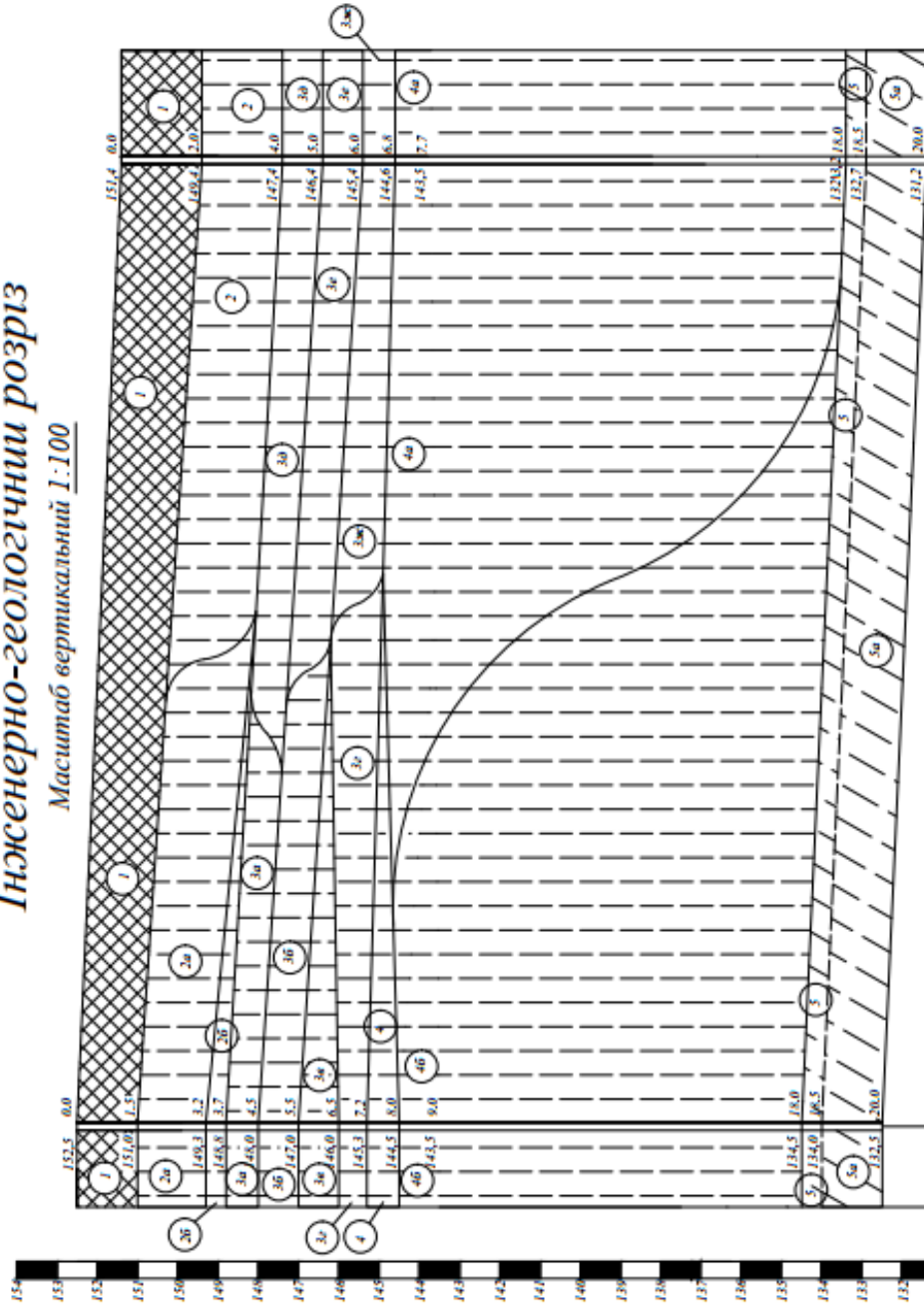
Основні показники фізичних властивостей:

W	W _L	W _P	I _P	I _L	ρ	ρ_s	ρ_d	n	e	Sr	W _{sat}	σ_{zg}	I _{SL}
0.21	0.25	0.20	0.05	0.24	1.79	2.67	1.48	0.45	0.804	0.7			

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						51
Консульт.	Пятков О.В.						

Інженерно-геологічний розріз

Масштаб вертикальний 1:100



Ль свердловини	Св. №7	Св. №13
Абсолютна позначка устя, м	152,5	151,40
Відстань, м	10,0	

Зм.	Кі-	Арк.	№	Піон.	Дата
Розробив	Шандура Р.С.				
Консульт.	Пятков О.В.				

ABP

3.5. Гідрогеологічні умови

Під час інженерно-геологічних вишукувань в межах розвіданою глибини 20 м підземні води зустрінуті на глибині 18,5 м.

На Дніпропетровщині поширені різноманітні несприятливі фізико-географічні процеси. Найбільшого поширення отримала водна ерозія ґрунтів, особливо на територіях з пересіченим рельєфом (лінійна ерозія). Повсюдний характер мають процеси просідання лесових порід.

3.6. Конструктивні рішення

Вибір конструктивного рішення основ і фундаментів ґрунтується на аналізі інженерно-геологічних умов будівельного майданчику та техніко-економічним показникам об'єкту будівництва, щоб обрати найбільш оптимальний та економічно вигідний варіант.

За завдання дипломного керівника необхідно розробити стрічковий фундамент неглибокого закладання. В даних геологічних умовах – просідаючих лесових ґрунтах, можливе виконання лише стрічкового або плитного фундаменту. Дослідження та розрахунок ширини фундаментної подушки в лесових просідаючих ґрунтах стало метою наукових магістерської роботи. Тож, розрахунок та обґрунтування прийнятих рішень наведено у науково-дослідницькому розділі.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					54
Консульт.		Пятков О.В.					

4.1. Аналіз літературних джерел

4.1.1. Вступ

Основною властивістю, що визначає надійність споруди і основи, є безвідмовність їх роботи - здатність зберігати задані експлуатаційні якості протягом певного терміну служби. Споруди і основи слід розраховувати за методом граничних станів, основні положення якого повинні бути спрямовані на забезпечення безвідмовної роботи конструкцій споруди і основи з урахуванням мінливості властивостей матеріалів, ґрунтів, навантажень і впливів, геометричних характеристик конструкцій, умов їх роботи, а також міри відповідальності проєктованих об'єктів, визначається матеріальним і соціальним збитком при порушенні їх працездатності [9].

Інженерна підготовка ґрунтової основи споруди це комплекс геотехнічних заходів по покращенню будівельних властивостей ґрунтового масиву (основи), який сприймає навантаження від фундаментів споруди [9].

Метою інженерної підготовки ґрунтової основи є забезпечення міцності та стійкості споруд. Споруди і основи повинні бути запроектовані таким чином, щоб вони мали достатньою надійністю при зведенні і експлуатації з урахуванням, за необхідності, особливих впливів (наприклад, у результаті землетрусу, повені, пожежі, вибуху) [9].

Інженерно-геологічні вишукування та інженерна підготовка ґрунтової основи є першим кроком вибору оптимальних розмірів фундаменту, матеріалу та конструкцій, що прямолинійно впливає на техніко-економічні показники будівництва об'єкту. У нашому випадку, ґрунтовий масив представлено просідаючими ґрунтами.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					56
Консульт.		Пятков О.В.					

4.1.2. Просідаючі ґрунти згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 [11]

До просідаючих ґрунтів відносять лесовидні зв'язні (глинисті) ґрунти, деякі види покривних зв'язних відкладень, а також в окремих випадках дрібні та пилюваті піски з підвищеною структурною міцністю, насипні глинисті ґрунти, деякі види промислових відходів (колосниковий порошок, попіл та ін.), попелові відкладення тощо. Під дією зовнішнього навантаження та власної ваги або тільки власної ваги при замочуванні водою або іншою водною речовиною такі ґрунти зазнають вертикальної деформації просідання $\epsilon_{sl} \geq 0,01$ (загальна деформація $\geq 1\%$) за рахунок різких змін структури ґрунту.

При проектуванні основ, які складені просідаючими ґрунтами, рекомендується враховувати можливість підвищення їх вологості за рахунок :

- замочування ґрунтів зверху – з зовнішніх джерел та (або) знизу при підйомі рівня підземних вод;
- поступового накопичування вологи в ґрунті внаслідок інфільтрації поверхневих вод та екранування поверхні.

Просідаючі ґрунти характеризуються :

- відносною просадочністю ϵ_{sl} ,
- відносним стиском ґрунтів при заданому тиску після їх замочування;
- початковим тиском просідання p_{sl} – мінімальним тиском, при якому виявляються просадочні властивості ґрунту при його повному водонасиченні;
- початковою вологістю просідання ω_{sl} - мінімальною вологістю, при якій виявляються властивості просідання ґрунту.

Ґрунтові умови майданчиків, що складені просідаючими ґрунтами, в залежності від можливості прояву просідання від власної ваги, розподіляються на:

- ґрунтові умови, в яких, головним чином, можливе просідання лише від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl,p}$, а просідання від власної ваги практично відсутнє;

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					57
Консульт.		Пятков О.В.					

- ґрунтові умови, в яких окрім просідання від зовнішнього навантаження виникає також просідання від власної ваги ґрунту в нижній зоні основи hsl.g.

Можливі випадки, коли зовнішнє навантаження на основу не викликає просідання в верхній зоні hsl.p, а має місце лише просідання в нижній зоні hsl.g.

При можливості замочування ґрунтів основи рекомендується передбачати:

- усунення властивостей просідання ґрунтів в межах усієї товщі просідання (ущільненням важкими трамбівками, влаштуванням ґрунтових паль, попереднім замочуванням, у тому числі методом гідровибуху, повною або частковою заміною ґрунту ґрунтовими подушками, хімічним, електрохімічним, термічним закріпленням, армуванням ґрунту тощо);

- прорізку товщі просідання глибокими фундаментами, у тому числі пальовими, масивами з закріпленого ґрунту тощо);

- повну або часткову прорізку товщі просідання підземними поверхнями будинку (споруди);

- комплекс заходів, що містить часткове усунення властивостей просідання, водозахисні та конструктивні заходи для зниження чутливості будівель до можливих деформацій основи.

В ґрунтових умовах поруч з усуненням властивостей просідання ґрунтів або прорізкою товщі просідання палями чи глибокими фундаментами рекомендується передбачати водозахисні заходи, а також відповідну компоновку генерального плану забудови з метою запобігання накопичення та швидкого відведення атмосферних, талих, аварійних вод.

4.1.3. Лабораторне визначення властивостей просідання за офіційною методикою ДСТУ

Дана методика розрахунку поширюється на глинисті просідаючі ґрунти і установлює метод лабораторного визначення властивостей просідання при

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					58
Консульт.		Пятков О.В.					

змочуванні ґрунту водою (відносної деформації просідання та початкового тиску просідання).

Властивості просідання визначають за відносною деформацією просідання, отриманою за результатами випробування зразків ґрунту непорушеного складу в компресійних приладах. Випробування проводять на зразках ґрунту із замочуванням їх водою при тиску, який послідовно ступенями збільшується.

Випробування просідних ґрунтів у компресійних приладах виконують за схемами: - "однієї кривої" - для визначення відносного просідання при одній заданій величині тиску; - "двох кривих" - для визначення початкового тиску просідання та відносного просідання при різних тисках. Проби ґрунтів (моноліти) для випробувань відбирають із відкритих виробок - шурфів, котлованів, розчищень тощо [12].

4.1.3.1. Визначення стисливості ґрунту за допомогою компресійних випробувань

Під дією прикладеного навантаження ґрунт стискається під фундаментом, прагнучі розширитись в боки, при цьому отримуючи протидію з боку навколишнього ґрунту. Розглянемо об'єм ґрунту, що знаходиться під центром фундаменту, та стискається без бічного розширення, а лише за рахунок зменшення об'єму (збільшення щільності) у напрямку дії навантаження - вертикально. Стиснення ґрунту без можливості бічного розширення – *компресія*.

При компресійних (за міжнародною термінологією – одометричних) випробуваннях [6] зразок ґрунту розташовують в обоймі з жорсткими стінками, що виключає його бічне розширення. Прикладається вертикальне навантаження, яке зменшує об'єм зразка за рахунок зменшення об'єму пор, що зовні проявляється у зменшенні його висоти. При цьому визначають залежність коефіцієнта пористості від тиску, яка графічно зображується компресійною кривою.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					59
Консульт.		Пятков О.В.					

Характер компресійної кривої показує ступінь стисливості ґрунту, який може бути виражений коефіцієнтом стисливості m_0 або модулем деформації E . Таким чином, одна з основних цілей компресійних випробувань - отримати значення m_0 , E або p_{str} , необхідні для розрахунку деформацій основи або осідання фундаментів [7].

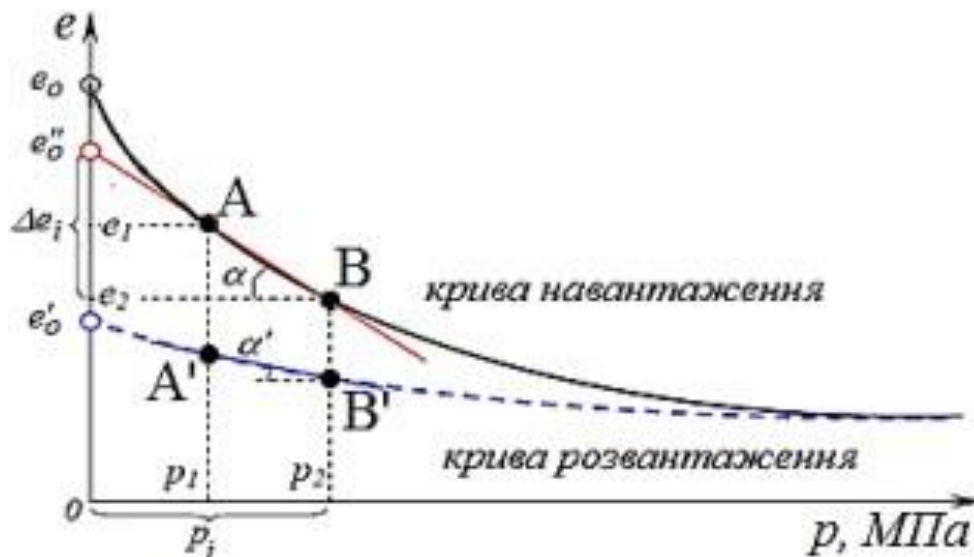


Рис.1. Компресійна крива за результатами одометричних випробувань

Для побудови компресійної кривої необхідно кілька точок, тому завантаження зразка проводиться ступенями. Кожна ступінь навантаження витримується в часі до настання стабілізації осідання ґрунту, щоб його щільність прийшла у відповідність з прикладеним навантаженням. Тільки після цього здійснюється перехід до наступної ступені. Зазвичай значення ступенів навантаження приймається з кроком 0,05 МПа [7].

Коефіцієнт пористості ґрунту, що відповідає кожній ступені навантаження, визначають за формулою:

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta S}{h} \cdot (1 + e_0)$$

де: e_0 – початковий коефіцієнт пористості ґрунту (до стиснення),

$$e_0 = \frac{\rho_s \cdot (1 + w)}{\rho} - 1$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					60
Консульт.		Пятков О.В.					

де: ρ_s - щільність частинок ґрунту;

ρ - щільність ґрунту;

w - природна вологість ґрунту;

$\Delta S = \Delta h$ - вертикальна деформація зразка;

h - початкова (до стиснення) висота зразка ґрунту в кільці, мм.

4.1.3.2. Обробка результатів випробувань

За результатами випробування просідного ґрунту в компресійному приладі обчислюють із відповідними записами в журналі випробування [12]:

а) величини абсолютної вертикальної деформації зразка ґрунту Δh_i в міліметрах із точністю 0,01, обчислені як середні арифметичні значення показань індикаторів;

б) величини відносної вертикальної деформації зразків ґрунту ε_i з точністю 0,001 при відповідних значеннях тиску p_i та умовно стабілізованих деформаціях за формулою:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i - r}{h_0}, \quad (8.1)$$

де Δh_i – абсолютна вертикальна деформація зразка ґрунту, мм;

r – поправка на пружну деформацію приладу при тиску p_i , що визначається за результатами тарування згідно з 6.1, мм;

h_0 – висота зразка ґрунту із природною вологістю при природному тиску (на глибині відбору зразка), обчислена в міліметрах, і дорівнює:

$$h_0 = h_{in} - \Delta h_\varepsilon, \quad (8.2)$$

де h_{in} – початкова висота зразка ґрунту (висота робочого кільця), мм;

Δh_ε – абсолютна вертикальна деформація зразка ґрунту із природною вологістю при природному тиску, мм.

За величинами відносного стиснення зразків будують графік залежності $\varepsilon = f(p)$ з відображенням просідних деформацій. У випадку набухання зразка ґрунту, що замочений до навантаження (при випробуваннях за схемою "двох кривих"), визначають вільне відносне набухання ε_{SW} як відношення збільшення висоти

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					61
Консульт.		Пятков О.В.					

зразка до його початкової висоти; точку, що відповідає ε_{SWv} , включають в графік $\varepsilon = f(p)$, відкладаючи її на осі ординат наверх від осі абсцис.

Відносну деформацію просідання ґрунту ε_{sl} при заданому тиску $p_{гг}$ при випробуваннях за схемою "однієї кривої" обчислюють як додаткову відносну вертикальну деформацію зразка ґрунту в результаті замочування (згідно з 8.1, 8.2) за формулою:

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\Delta h_{sl}}{h_0} = \frac{h' - h_{sl}}{h_0}, \quad (8.3)$$

де Δh_{sl} – додаткова вертикальна деформація (просадка) зразка ґрунту в результаті замочування;

h' - висота зразка ґрунту із природною вологістю при заданому тиску;

h_{sl} - висота зразка ґрунту після додаткової вертикальної деформації (просадки) у результаті замочування.

Величини відносної деформації просідання ε_{sl} для різних тисків при випробуваннях за схемою "двох кривих" визначають як різницю значень відносного просідання зразків у водонасиченому стані ε_{sat} та природної вологості ε_{nat} або як різницю ординат відповідних кривих графіка $\varepsilon = f(p)$. За значеннями p_{sl} будують графік залежності відносної деформації просідання від тиску $\varepsilon_{sl} = f(p)$.

Початковий тиск просідання p_{sl} визначають за графіком залежності відносної деформації просідання від тиску $\varepsilon_{sl} = f(p)$, приймаючи за величину p_{sl} той тиск, за якого відносна деформація просідання становить 0,01.

Результати визначення відносної деформації просідання обчислюють з точністю 0,001, початкового тиску просідання - з точністю 0,01 МПа (0,1 кг/см²) та реєструють в журналі випробування з вказівкою найменування виду ґрунту і значень його фізичних властивостей.

4.1.4. Огляд літературних джерел за темою роботи

Згідно з даними наукового дослідження Поклонського С.В., результати якого викладено в статті «О необходимости уточнения определения

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					62
Консульт.		Пятков О.В.					

деформационных характеристик грунтов» [13] автора Поклонського С. В., одним з найважливіших показників для ґрунтів є модуль деформації E_{oed} .

Основною думкою, що змусила звернути увагу на це стало, що за останні роки в Україні при оцінці стискальності ґрунтів частіше звертаються до випробувань в одометрах. Однак еталонною величиною модуля деформації ґрунту вважалося його визначення за результатами випробування ґрунту статичним навантаженням за допомогою штампів площею не менш ніж 0,5 м². Розмір модуля деформації за результатами одометричних випробувань E_{oed} суттєво нижче величини отриманих при випробуваннях штампів EPLT.

Аналізом наукового дослідження Поклонського С.В. показав, що на результати може впливати більш ніж 20 факторів, але вирішальний вплив на визначення E_{oed} мають два типи факторів: зминання зразка під штампами одометра, вплив історії завантаження й часу випробування. Отже реальне значення E_{oed} може бути отримане при прямому вимірі деформацій зразків ґрунту в зоні, де відсутній вплив пластичних деформацій зминання й при правильному підборі критеріїв стабілізації деформації, які будуть залежати й від глибини відбору.

Як показали дослідження Гольдштейна, Корнієнко і Галкіна сили тертя можуть зменшувати вертикальну навантаження, що передається на зразок до 10...20%, залежно від вологості, виду ґрунту та умов випробування.

Дослідження Поклонського С.В. показали, що сили тертя у процесі випробування в одометрі змінюються за криволінійною залежністю, близькою до прямолінійної і досягають 0,1...0,2 вертикального тиску у сумарному обчисленні. Їхня величина може визначатися якістю підготовки внутрішньої поверхні кільця до випробування. Більшою мірою сили тертя проявляються на початкових етапах завантаження 0,025 ... 0,1 МПа. Надалі зі зростанням тиску на ґрунт по поверхні кільця долаються і відбувається «прослизування». Зразок ґрунту знаходиться в

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					63
Консульт.		Пятков О.В.					

умовах тривісного напруженого стану. Зміна горизонтальної складової напруги змінює внутрішній тиск на стінки кільця, що своєю чергою впливає сили тертя.

Втрати на тертя при одометрическом стисканні становлять до 10...20% і залежить від різновиду ґрунту та його стану. Однак слід зазначити, що вплив сил тертя дозволяє лише частково усунути компресійні похибки [14].

Вплив змінання зразків ґрунту на оцінку рівня їх деформації раніше для лесів досліджував Корнієнко Н.В. та ін [14, 15] з використанням лазерної установки. Ці досліді підтвердили, що основний вплив на «збільшені» деформації має змінання зразка ґрунту на контакті зі штампами одометра. Також при цьому було підкреслено, що залишається вплив на результати випробувань сил тертя зразка ґрунту по стінках компресійного кільця.

Згідно аналізу літератури за темою наукового дослідження магістерської роботи, зроблено основні висновки, а саме:

- 1. Деформація зразка ґрунту є нерівномірною за висотою зразка.*
- 2. Деформація змінання значно впливає величину модуля деформації.*
- 3. Коефіцієнти кореляції m_c встановлені на основі комплексних досліджень та кореляційних зв'язків між величиною деформації зразка та ступеню вологості його при різних навантаженнях для лесових супісків та сугленків.*
- 4. При проектуванні фундаментів неглибокого закладання по варіанту, який забезпечує неможливість просідаючих деформацій при змочуванні основи важливим практичним фактором є уточнене визначення початкового тиску просідання, який буде значно наближений до величини P_{sl} отриманих при випробуваннях лесових ґрунтів штампами.*

Тому, компресійна похибка може бути врахована при розрахунках просадності узагальненим корегуючим коефіцієнтом m_c (табл2), що дозволяє уточнювати значення Δh_y за формулою [3]:

$$\Delta h_y = m_c * \Delta h$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					64
Консульт.		Пятков О.В.					

При степенях : влагистости	Коэффициенты m_c при давлении σ , МПа				
	0,025	0,05	0,10	0,20	0,30
0,15 - 0,30	0,60	0,65	0,65	0,70	0,70
0,31 - 0,50	0,55	0,60	0,60	0,65	0,70
0,51 - 0,79	0,50	0,55	0,60	0,65	0,65
0,80 - 1,0	0,45	0,50	0,60	0,60	0,60

Табл.2. Узагальнений корегуючий коефіцієнт m_c
За компресійними кривими визначаємо відносну деформацію просідання ґрунту:

$$\epsilon_{sl} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0}$$

де: e_0 - коефіцієнт пористості ґрунту природної вологості при природному тиску;

e_1 - коефіцієнт пористості того ж ґрунту природної вологості при заданому тиску p ;

e_2 – коефіцієнт пористості того ж ґрунту при заданому тиску p після насичення водою.

4.2. Постановка задачі

Згідно з проведеним аналізом інженерно-геологічних умов виявлені просідаючі лесові ґрунти. Згідно з опрацьованими науковими дослідженнями та літературою, пов'язаними з визначенням основних властивостей просідаючих ґрунтів, рекомендаціями щодо їх досліджень та розрахунку, встановлено, що при виконанні компресійних лабораторних досліджень виміри відносних деформацій мають похибки, які можуть бути спричинені багатьма різними факторами, що будуть впливати на подальші розміри фундаментів, відповідно і на техніко-економічні показники будівництва.

Тож, основними задачами даної науково-дослідної роботи будуть:

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш	
Розробив		Шандура Р.С.						65
Консульт.		Пятков О.В.						

1. Проаналізувати дані лабораторних результатів компресійних випробувань графіки залежності $\varepsilon=f(P)$ для лесової основи. Визначити тип ґрунтових умов (за просіданням) майданчика;
2. Аналіз відносної деформації для залежності $\varepsilon=f(P)$ з коретируючим коефіцієнтом. Узагальнення даних. Визначити тип ґрунтових умов (за просіданням) майданчика з урахуванням корегуючого коефіцієнту наведеного у наукових роботах;
 - 2.1. Побудувати графіки залежності відносного просідання від тиску для даних за методикою ДСТУ та корегуванням величин відносних деформацій.
3. Уточнити значення початкового тиску просідання з використанням коригуючого коефіцієнту.
4. Виконати розрахунок фундаменту неглибокого закладання для варіантів: суцільна плита та раціональні стрічкові фундаменти.
 - 4.1. Запроектувати раціональний фундамент котеджного будинку.
 - 4.2. Розрахувати техніко-економічні показники цих варіантів.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					66
Консульт.		Пятков О.В.					

4.3. Виконання першої задачі науково-дослідницької роботи

Вихідні дані:

Приймаючи до уваги вимоги норм - при будівництві на лесових ґрунтах (особливо для тих випадків, коли ґрунти просідають під дією власної ваги), не допускається в межах одного блоку будівлі влаштування підвальної та безпідвальної частини будівлі - в цій науковій роботі підвал виконується під всією будівлею.

Додаткові відомості:

- Вид будівлі: житловий будинок котеджного типу.
- Місце будівництва – м. Дніпро.
- Абсолютна позначка рельєфу (Св. 13): 151,40 м.
- Інженерно-геологічна будова майданчика та нормативні величини основних характеристик ґрунтів за даними компресійних випробувань по методиці «двох кривих» на просідання приведені в таблицях.
- Ґрунтові води знаходяться на глибині 18,5 м від поверхні майданчика.
- Будинок має 2 поверхи висотою 3,15 м, та мансардний поверх , висота якого 3,33 м;
- матеріал зовнішніх стін – червоної рядової цегли М75 товщиною 380 мм;
- матеріал фундаментних стін – монолітний залізобетон;
- територія майданчика горизонтальна розташована у відмітках 151,4...152,50м;

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					67
Консульт.		Пятков О.В.					

- абсолютна позначка верхнього обрізу фундаменту: 152,45 м;
- термін «висота підвалу» рівноцінний терміну «висота підвального приміщення» і складає 3,75 м від підлоги першого поверху, або 2,37 м від позначки рельєфу.

4.3.1. Визначення типу ґрунтових умов (за просіданням) майданчика

Поділ на типи ґрунтових умов необхідний для вибору проектного рішення влаштування фундаментів та використання заходів для наземних конструкцій, що зменшують вплив величини просідання на умови експлуатації будівлі.

Визначимо початковий тип просідання для кожного інтервалу глибин за даними лабораторних випробувань.

№ досліджу	Глибина, м	Відносне просідання ϵ_{SL} при тиску, p , МПа					
		0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
1	3.2	0,0088	0,0128	0,0204	0,0308	0,0352	0,0452
2	3.7	0,0076	0,0124	0,0172	0,0212	0,0236	0,0272
3	4.0	0,0056	0,0128	0,0220	0,0292	0,0300	0,0320
4	4.5	0,0088	0,0240	0,0280	0,0292	0,0264	0,0272
5	5.0	0,0080	0,0172	0,0244	0,0280	0,0316	0,0396
6	5.5	0,0040	0,0112	0,0192	0,0244	0,0292	0,0296
7	6.0	0,0056	0,0156	0,0216	0,0264	0,0304	0,0356
8	6.5	0,0052	0,0116	0,0188	0,0216	0,0232	0,0240
9	6.8	0,0064	0,0136	0,0204	0,0308	0,0332	0,0292
10	7.2	0,0044	0,0112	0,0196	0,0296	0,0388	0,0240
11	7.7	0,0072	0,0080	0,0148	0,0156	0,0160	0,0160

Відносне просідання ϵ_{SL} визначене при лабораторних дослідженнях. Харктеризує відносний приріст деформації під дією навантаження при замочуванні лесового ґрунту відносно деформації від того ж навантаження ґрунту за умов його природного стану.

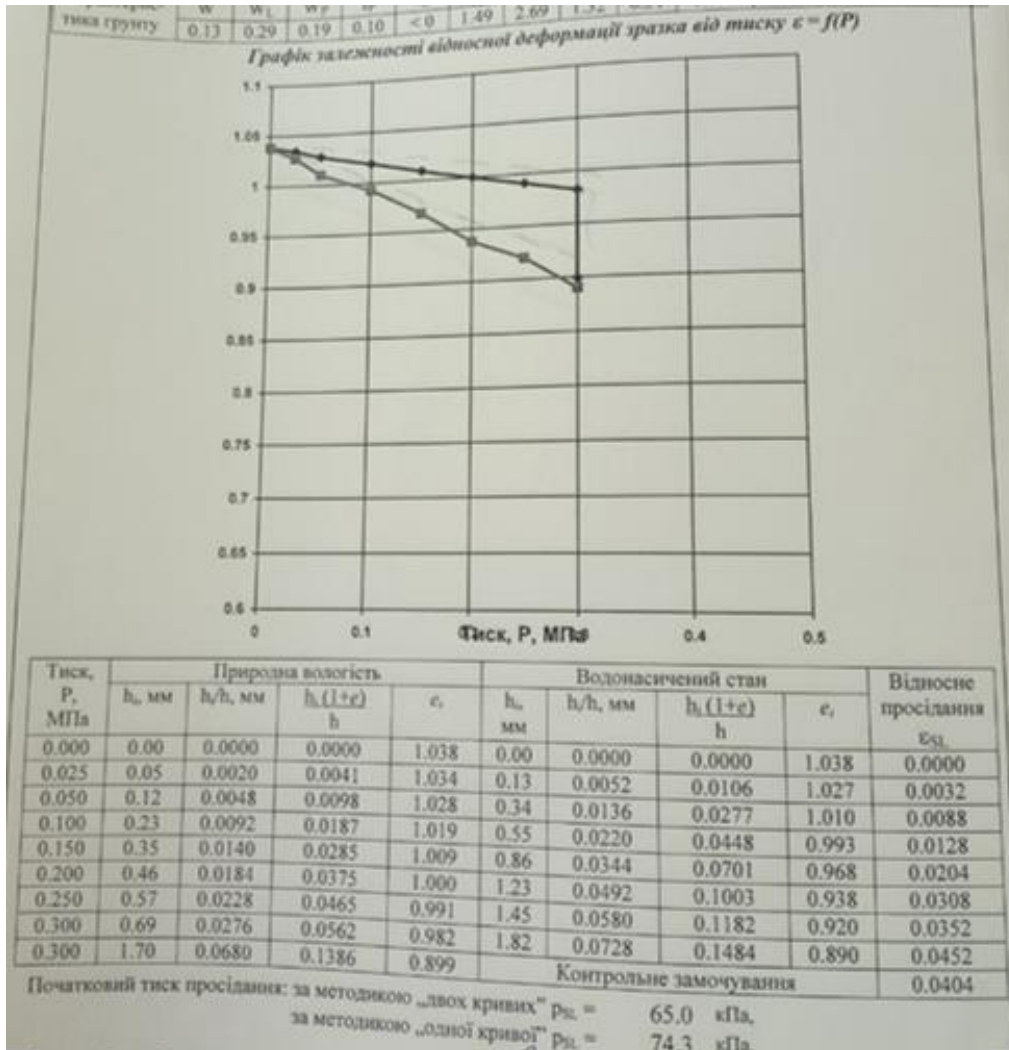
Визначимо початковий тиск просідання для кожного досліджу. Початковий тиск просідання p_{SL} визначають тоді, коли $\epsilon_{SL} = 0.01$ графічним або аналітичним

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						68
Консульт.	Пятков О.В.						

методом (методом лінійної інтерполяції). Використаємо аналітичний метод, так як він є більш практичним, та зменшує значення похибки.

4.3.1.1. Свердловина №7

Дані та компресійні криві для глибини 3.2 м:



- Верхня крива $\epsilon_{сух}$ для сухого стану, нижня $\epsilon_{зам}$ для водонасиченого стану.

Для визначення скористаємося формулою, що описує пряму на графіку:

$$(X-X_1)/(X_1-X_2) = (Y-Y_1)/(Y_1-Y_2),$$

де X, X1, X2, Y, Y1, Y2 відповідні значення абсцис та ординат.

З таблиці лабораторних досліджень, виділимо необхідний фрагмент, де ϵ_{SL} менше та більше 0.01

№ дослідю	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						69
Консульт.	Пятков О.В.						

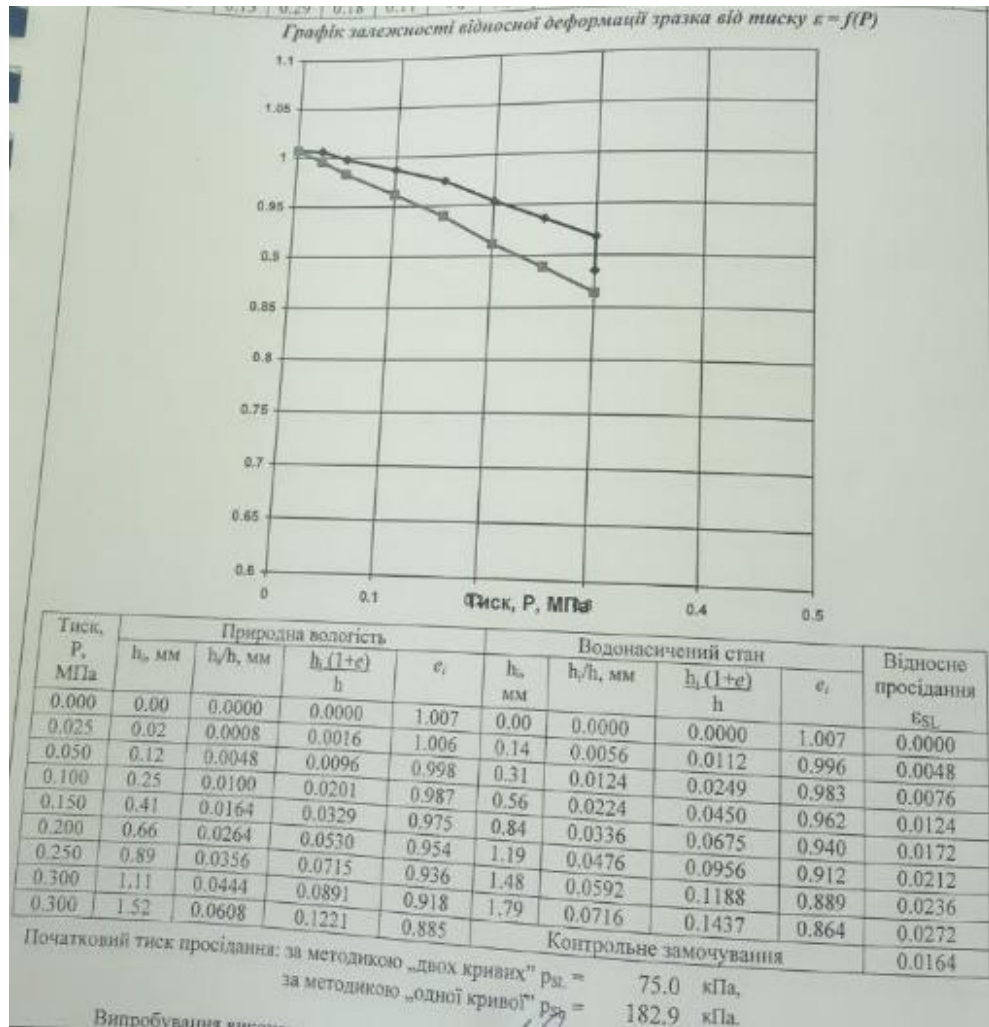
1	3,2	0,0088	0,0128
---	-----	--------	--------

Складаємо матрицю:

p	0,05	p _{SL}	0,10
ε _{sl}	0,0088	0,01	0,0128

$$p_{SL} = 0,065 \text{ МПа} = 65 \text{ кПа.}$$

Дані та компресійні криві для глибини 3.7 м:



- Верхня крива ε_{сух} для сухого стану, нижня ε_{зам} для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
2	3,7	0,0076	0,0124

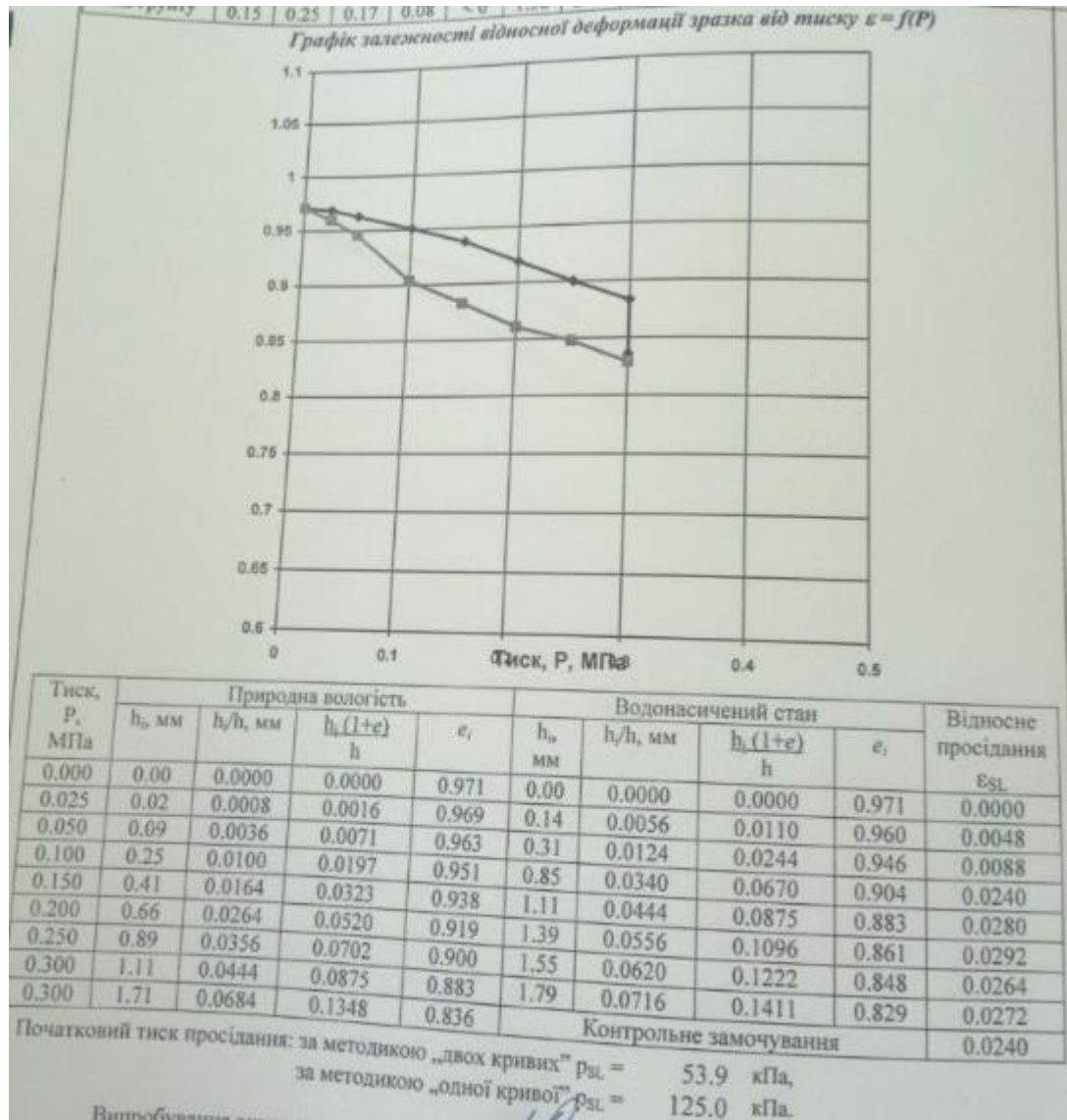
Складаємо матрицю:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						70
Консульт.	Пятков О.В.						

p	0,05	p _{SL}	0,10
ε _{sl}	0,0076	0,01	0,0124

$$p_{SL} = 0,075 \text{ МПа} = 75 \text{ кПа.}$$

Дані та компресійні криві для глибини 4.5 м:



- Верхня крива ε_{сух} для сухого стану, нижня ε_{зам} для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
4	4,5	0,0088	0,0240

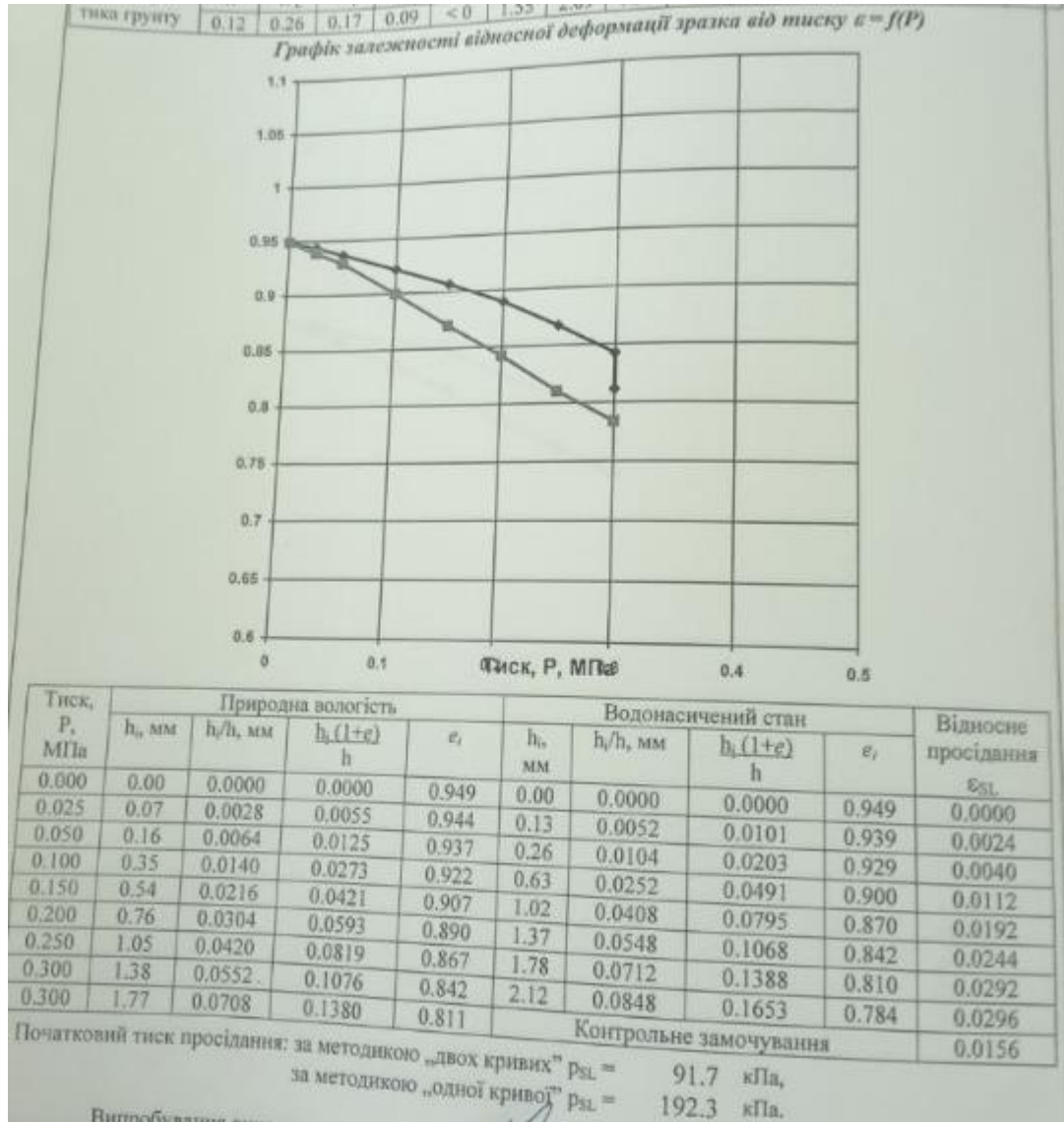
Складаємо матрицю:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						71
Консульт.	Пятков О.В.						

p	0,05	p _{SL}	0,10
ε _{sl}	0,0088	0,01	0,0240

$$p_{SL} = 0,0539 \text{ МПа} = 53,9 \text{ кПа.}$$

Дані та компресійні криві для глибини 5,5 м:



- Верхня крива ε_{сух} для сухого стану, нижня ε_{зам} для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
6	5,5	0,0040	0,0112

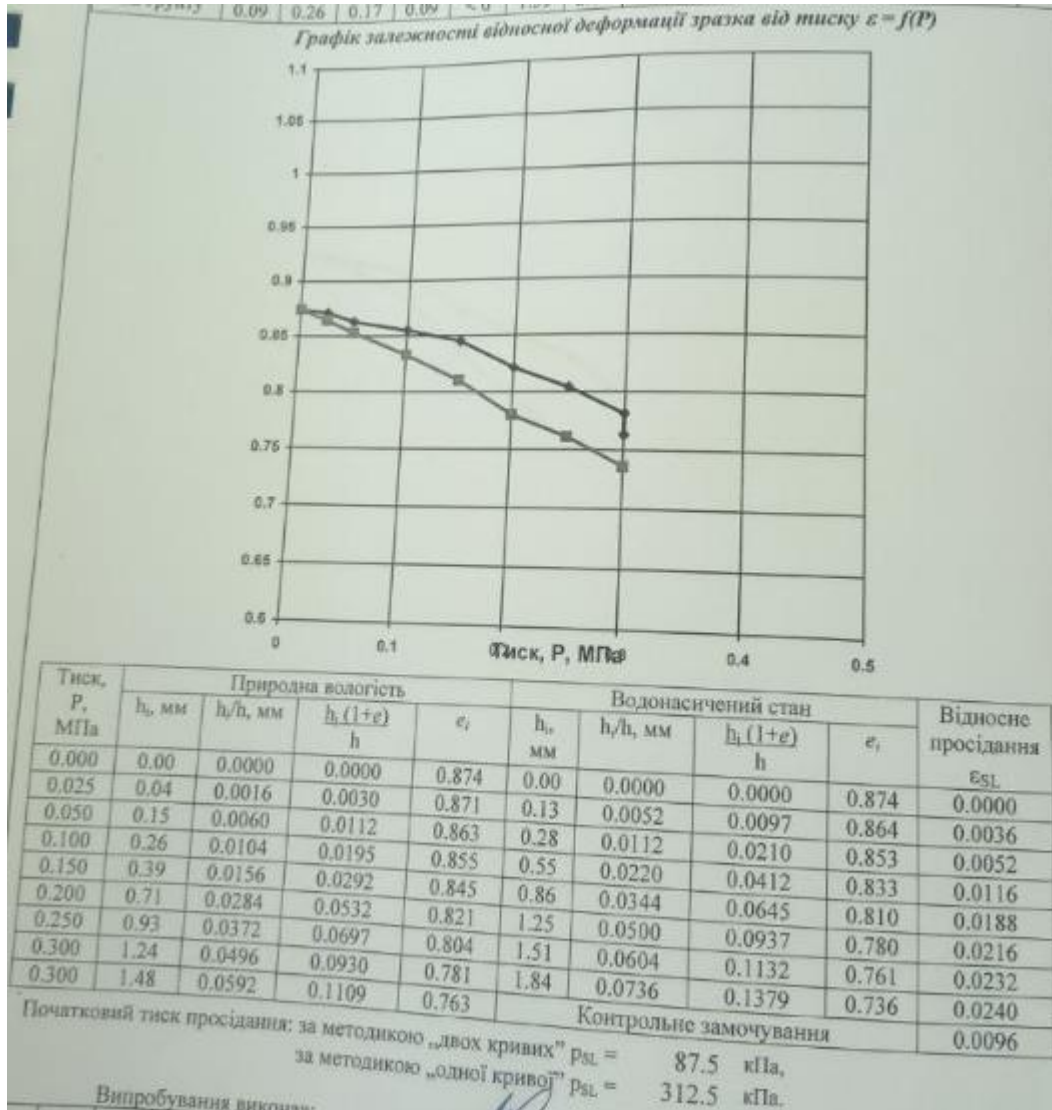
Складаємо матрицю:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						72
Консульт.	Пятков О.В.						

p	0,05	p _{SL}	0,10
ε _{sl}	0,0040	0,01	0,0112

$$p_{SL} = 0,0917 \text{ МПа} = 91,7 \text{ кПа.}$$

Дані та компресійні криві для глибини 6,5 м:



- Верхня крива ε_{сух} для сухого стану, нижня ε_{зам} для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
8	6,5	0,0052	0,0116

Складаємо матрицю:

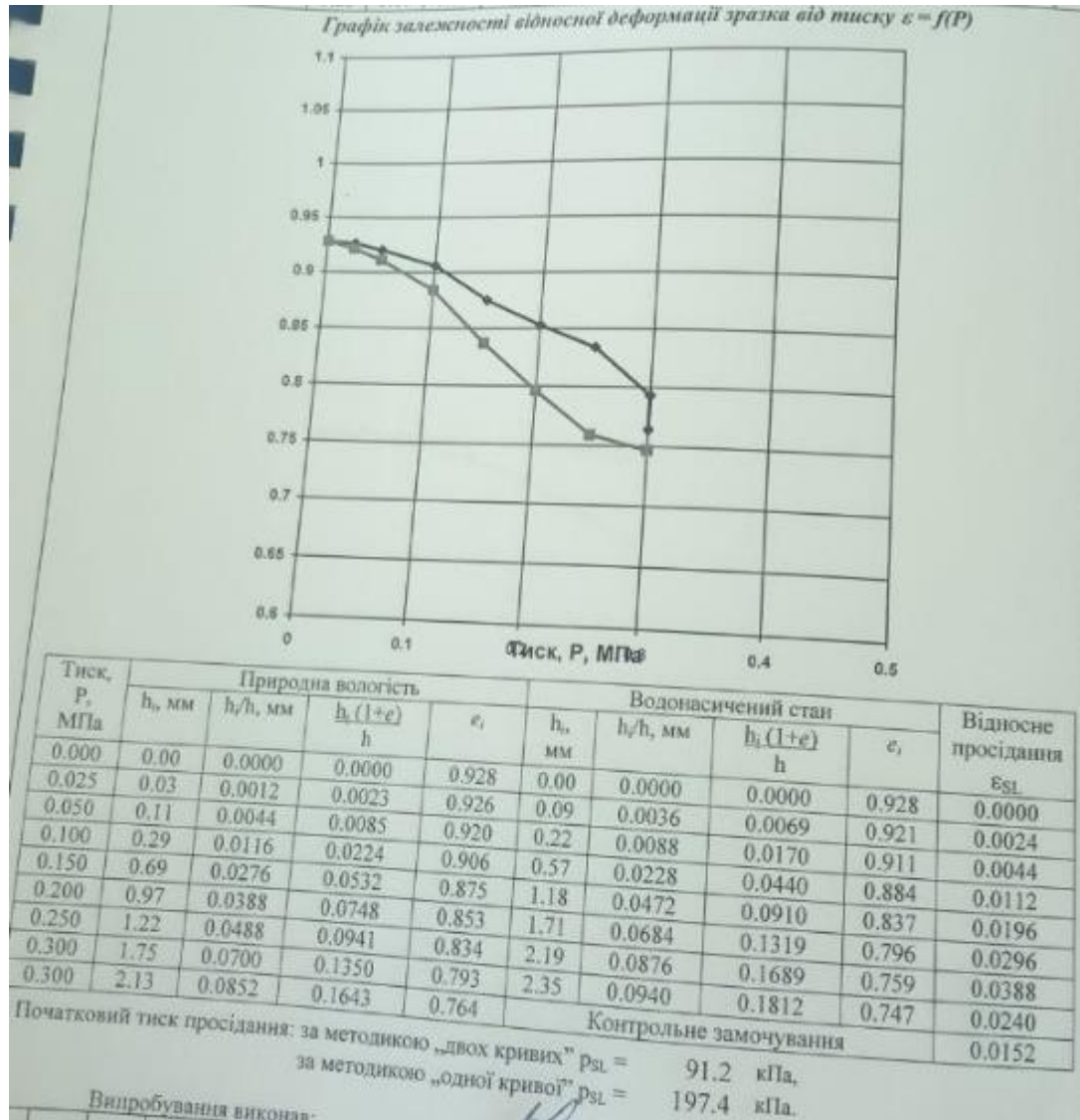
p	0,05	p _{SL}	0,10
---	------	-----------------	------

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						73
Консульт.	Пятков О.В.						

ϵ_{sl}	0,0052	0,01	0,0116
-----------------	--------	------	--------

$p_{SL} = 0,0875 \text{ МПа} = 87,5 \text{ кПа}$.

Дані та компресійні криві для глибини 7,2 м:



- Верхня крива $\epsilon_{сух}$ для сухого стану, нижня $\epsilon_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
10	7,2	0,0044	0,0112

Складаємо матрицю:

p	0,05	p_{SL}	0,10
---	------	----------	------

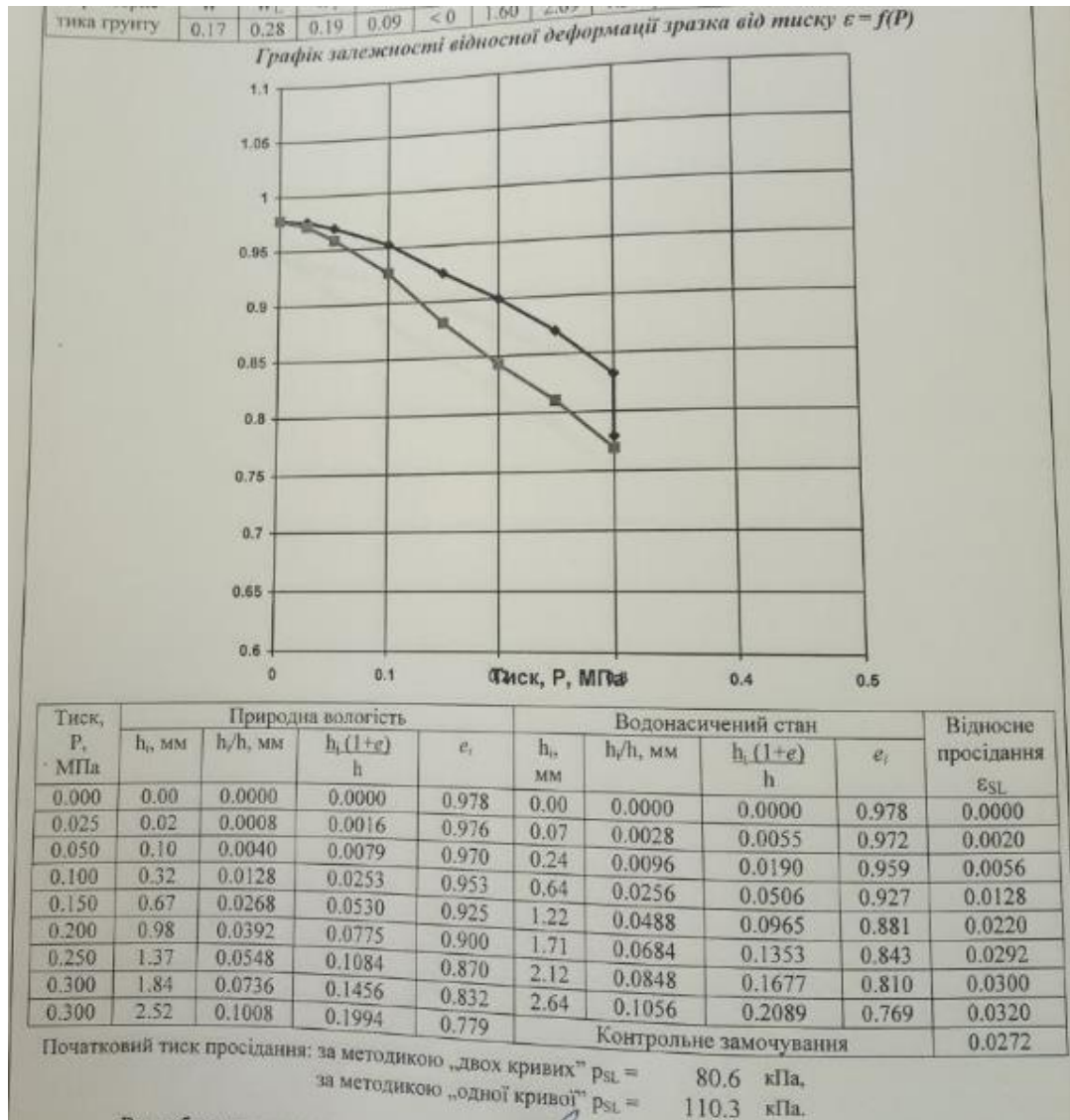
Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						74
Консульт.	Пятков О.В.						

ϵ_{sl}	0,0044	0,01	0,0112
-----------------	--------	------	--------

$p_{SL} = 0,0912 \text{ МПа} = 91,2 \text{ кПа}$.

4.3.1.2. Свердловина №13

Дані та компресійні криві для глибини 4.0 м:



- Верхня крива $\epsilon_{сух}$ для сухого стану, нижня $\epsilon_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
3	4,0	0,0056	0,0128

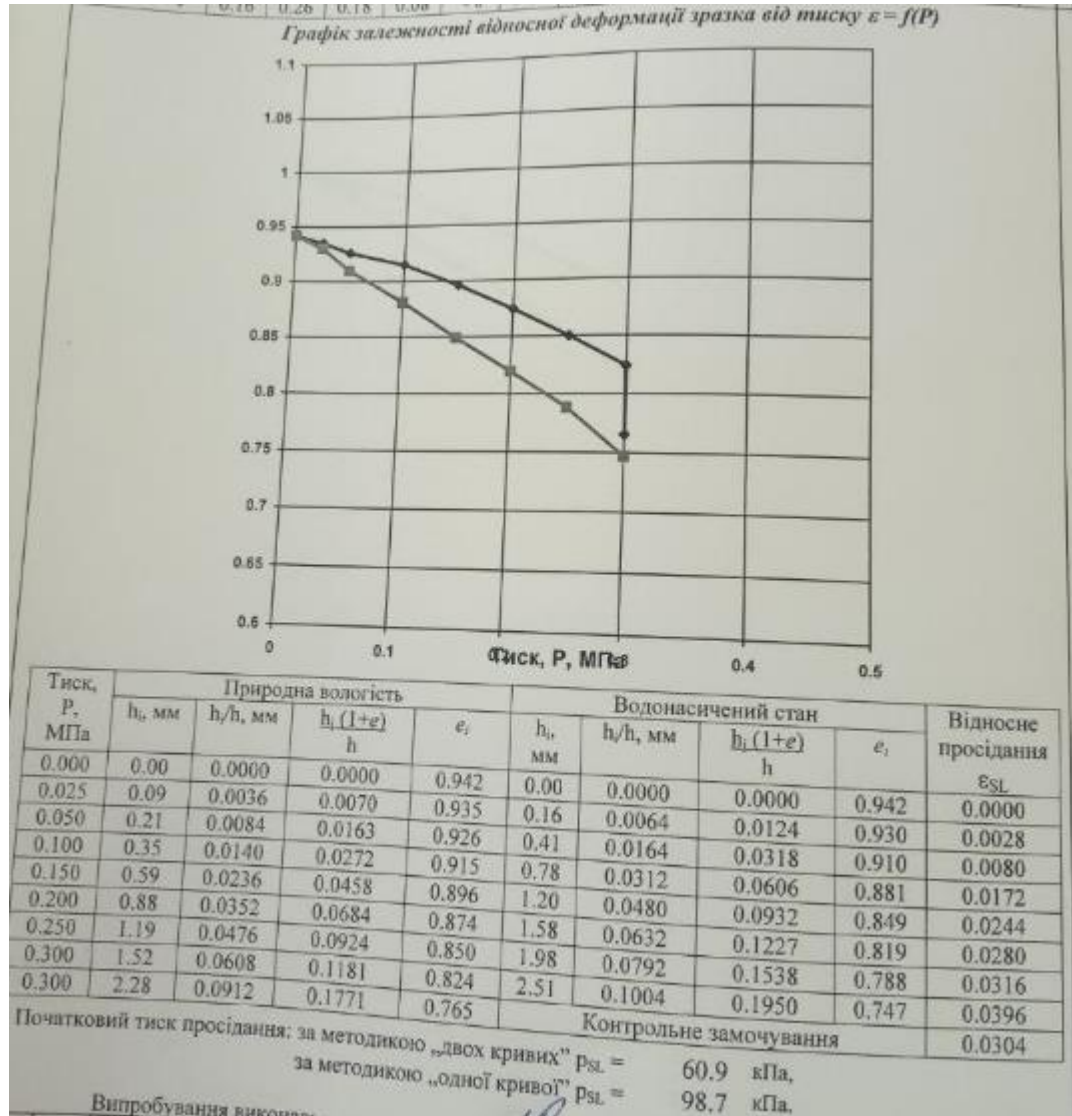
Складаємо матрицю:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						75
Консульт.	Пятков О.В.						

p	0,05	p _{SL}	0,10
ε _{sl}	0,0056	0,01	0,0128

p_{SL} = 0,0806 МПа = 80.6 кПа.

Дані та компресійні криві для глибини 5,0 м:



- Верхня крива e_{сух} для сухого стану, нижня e_{зам} для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
5	5,0	0,0080	0,0172

Складаємо матрицю:

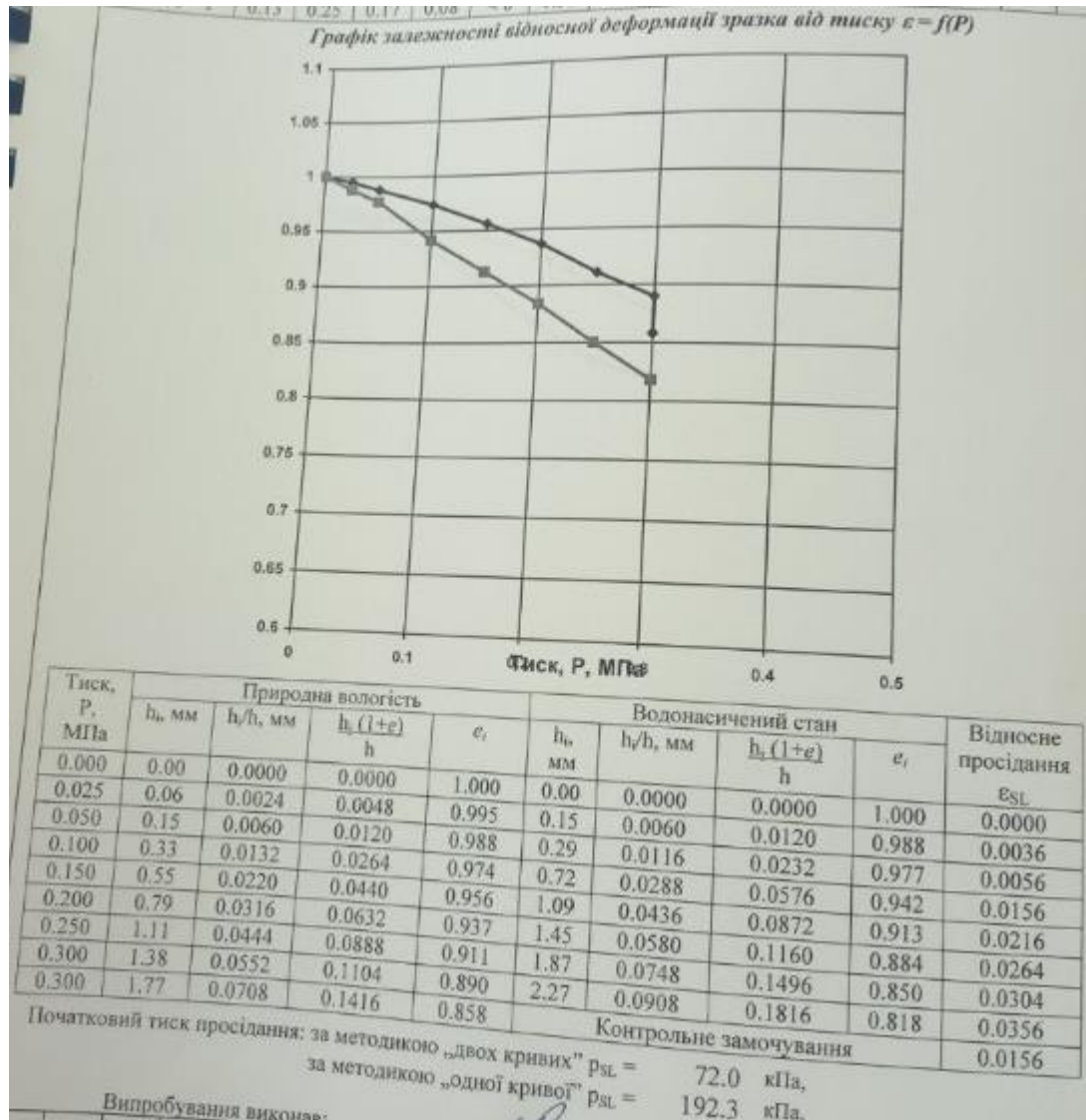
p	0,05	p _{SL}	0,10
---	------	-----------------	------

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						76
Консульт.	Пятков О.В.						

ϵ_{sl}	0,0080	0,01	0,0172
-----------------	--------	------	--------

$p_{SL} = 0,0609 \text{ МПа} = 60,9 \text{ кПа}$.

Дані та компресійні криві для глибини 6,0 м:



- Верхня крива $\epsilon_{сух}$ для сухого стану, нижня $\epsilon_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
7	6,0	0,0056	0,0156

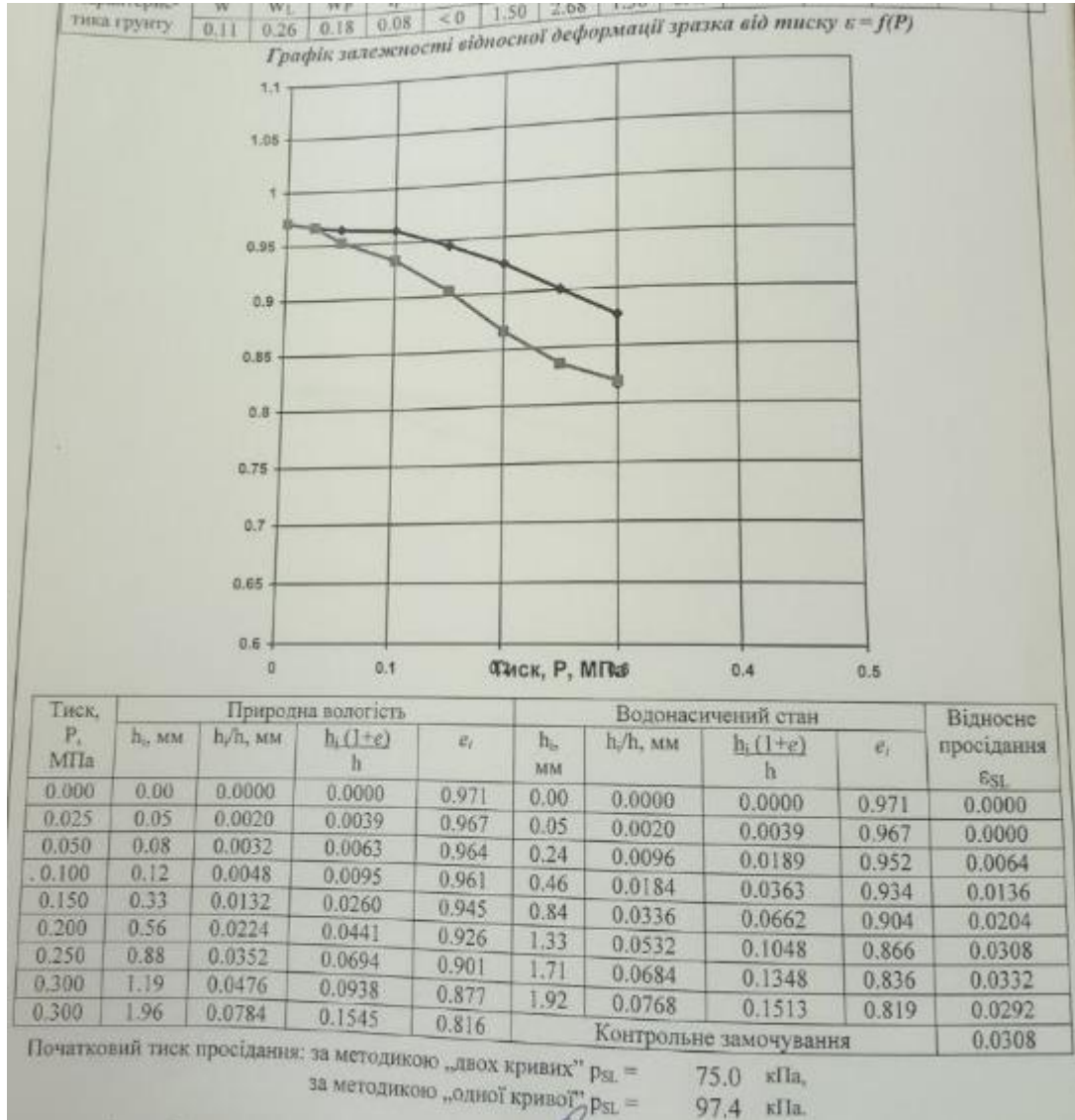
Складаємо матрицю:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						77
Консульт.	Пятков О.В.						

p	0,05	p_{SL}	0,10
ϵ_{sl}	0,0056	0,01	0,0156

$$p_{SL} = 0,072 \text{ МПа} = 72,0 \text{ кПа.}$$

Дані та компресійні криві для глибини 6,8 м:



- Верхня крива $e_{сух}$ для сухого стану, нижня $e_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,10
9	6,8	0,0064	0,0136

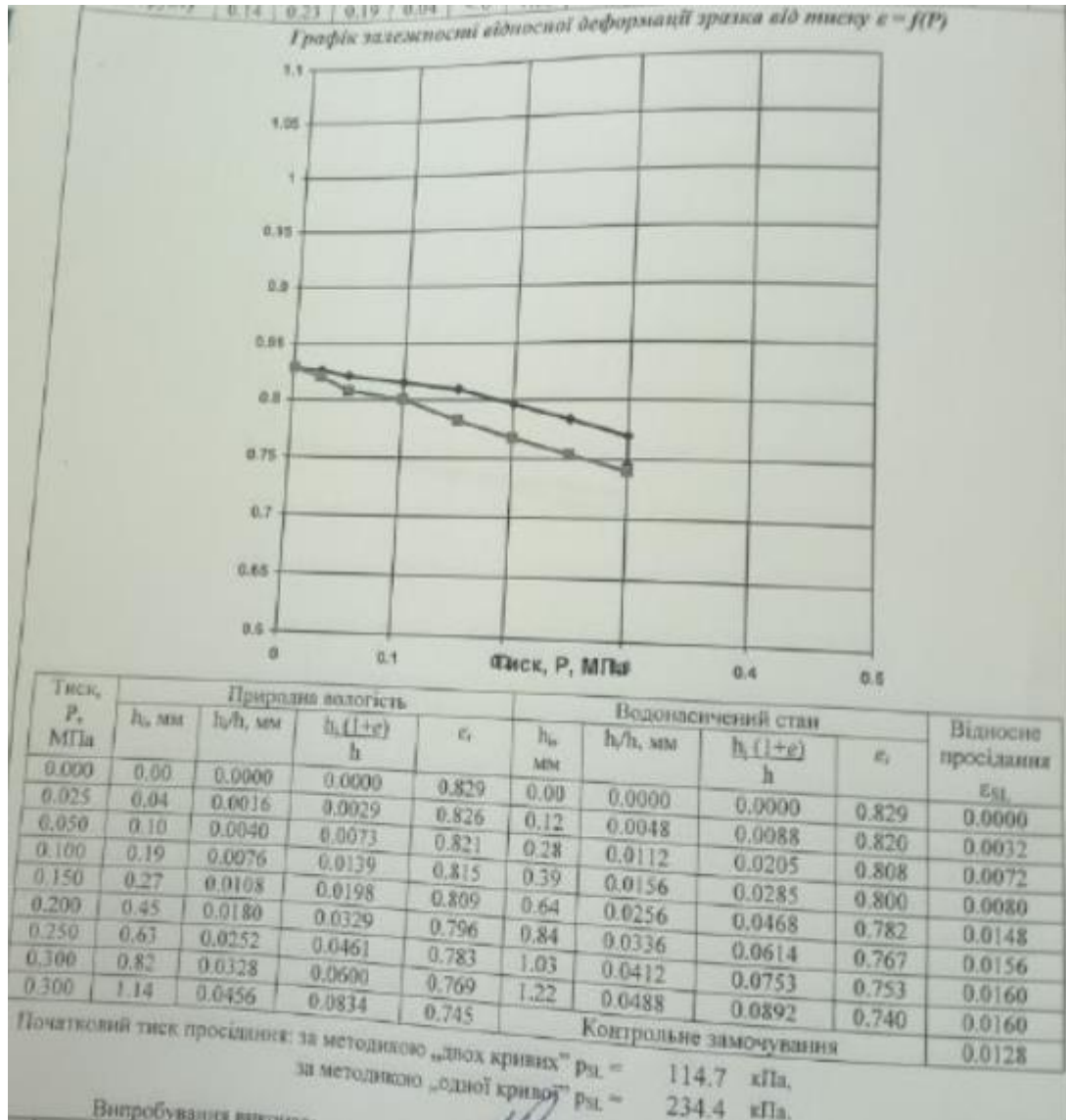
Складаємо матрицю:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						78
Консульт.	Пятков О.В.						

p	0,05	p_{SL}	0,10
ϵ_{sl}	0,0064	0,01	0,0136

$$p_{SL} = 0,0750 \text{ МПа} = 75,0 \text{ кПа.}$$

Дані та компресійні криві для глибини 7,7 м:



- Верхня крива $\epsilon_{сух}$ для сухого стану, нижня $\epsilon_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p , МПа	
		0,10	0,15
11	7,7	0,0080	0,0148

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						79
Консульт.	Пятков О.В.						

Складаємо матрицю:

ρ	0,10	ρ_{SL}	0,15
ϵ_{sl}	0,0080	0,01	0,0148

$$\rho_{SL} = 0,1147 \text{ МПа} = 114,7 \text{ кПа.}$$

Зведена таблиця значень ρ_{SL} (Св. 7), кПа

H, м	ρ_{SL} , кПа
0.0	-
1.5	-
3.2	65,0
3.7	75,0
4.5	53,9
5.5	91,7
6.0	72,0
6.5	87,5
7.2	91,2
8.0	156,3
9.0	312,5

Зведена таблиця значень ρ_{SL} (Св. 13), кПа

H, м	ρ_{SL} , кПа
0.0	-
2.0	-
4.0	80,6
5.0	60,9
6.0	72,0
6.8	75,0
7.7	114,7

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						80
Консульт.	Пятков О.В.						

4.3.3. Визначення величини відносного просідання для тиску ґрунту від його власної ваги у природному стані та при повному водонасиченні

4.3.3.1. Свердловина №7

<i>Зм.</i>	<i>Кільк</i>	<i>Арк.</i>	<i>№</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дата</i>	<i>АВР</i>	<i>Аркуш</i>
<i>Розробив</i>		<i>Шандура Р.С.</i>					81
<i>Консульт.</i>		<i>Пятков О.В.</i>					

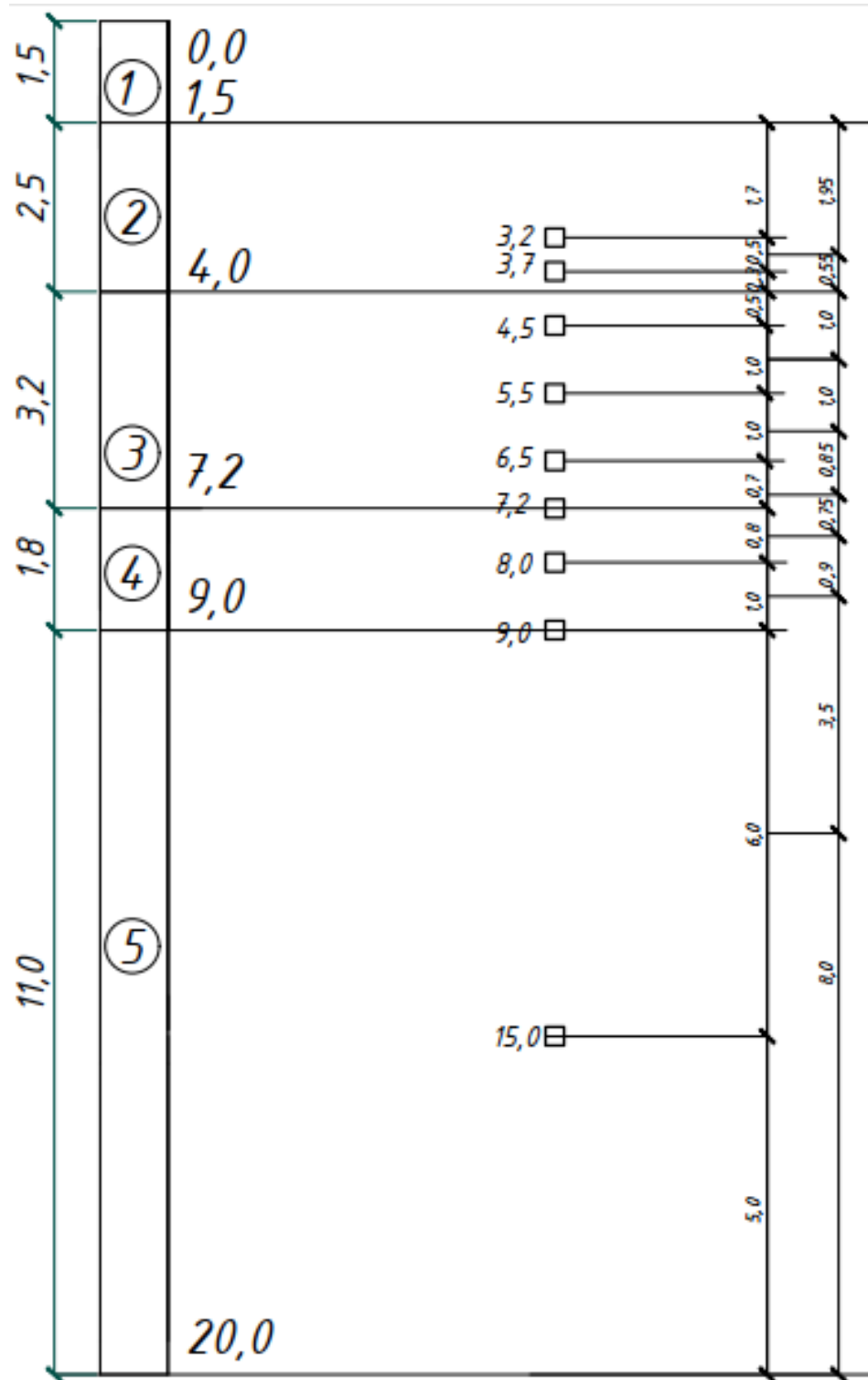


Рис. 3.3.1. Розрахункова схема для визначення потужностей і-х розрахункових елементів свердловина №7

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					82
Консульт.		Пятков О.В.					

Глибина 3,2 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \varepsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,95 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

де значення $\varepsilon_{sl.zg}$ знаходимо за допомогою інтерполяції, попередньо виділивши діапазон тисків менше та більше величини напруження від власної ваги ґрунту:

p, кПа	50	50,86	100
ε_{sl}, см	0,0088	$\varepsilon_{sl.zg}=0,0094$	0,0128

$\varepsilon_{sl.zg}=0,0094$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 3,2 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\varepsilon_{sl.zg}=0$.

$k_{sl.i}=1,175$ – коефіцієнт, значення якого приймається в залежності від потужності просідаючої товщі, оскільки просідаючі ґрунти залягають до глибини 20,0 м, а їх потужність (без врахування потужності насипного чи рослинного шару 1,5 м) складає 18,5 м, значення коефіцієнта приймаємо за допомогою інтерполяції (з умов, що: $k_{sl.i} = 1,00$ при $H_{sl} < 15$ м та $k_{sl.i} = 1,25$ при $H_{sl} > 20$ м).

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \varepsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,95 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	50,86	100
ε_{sl}, см	0,0088	$\varepsilon_{sl.zg.sat}=0,0094$	0,0128

$\varepsilon_{sl.zg..sat}=0,0094$ см < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні знизу на глибині 3,2 м також не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\varepsilon_{sl.zg.sat}=0$.

Глибина 3,7 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \varepsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 0,55 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	58,16	100
---------------	----	-------	-----

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						83
Консульт.	Пятков О.В.						

$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0076	$\epsilon_{sl.zg}=0,0084$	0,0124
-----------------------------	--------	---------------------------	--------

$\epsilon_{sl.zg}=0,0084 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 3,7 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 0,55 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

$p, \text{ кПа}$	50	59,85	100
$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0076	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0085$	0,0124

$\epsilon_{sl.zg..sat}=0,0085 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$, отже, просідання при замочуванні знизу на глибині 3,7 м також не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg.sat}=0$.

Глибина 4,5 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0149 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,017 \text{ м}$$

$p, \text{ кПа}$	50	70,01	100
$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0088	$\epsilon_{sl.zg}=0,0149$	0,0240

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0162 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,019 \text{ м}$$

$p, \text{ кПа}$	50	74,26	100
$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0088	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0162$	0,0240

Глибина 5,5 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

$p, \text{ кПа}$	50	85,32	100
$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0040	$\epsilon_{sl.zg}=0,0091$	0,0112

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						84
Консульт.	Пятков О.В.						

$\epsilon_{sl.zg}=0,0091$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 5,5 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0101 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,012 \text{ м}$$

p, кПа	50	92,41	100
ϵ_{sl}, см	0,0040	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0101$	0,0112

Глибина 6,5 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0117 \cdot 0,85 \cdot 1,175 = 0,012 \text{ м}$$

p, кПа	100	100,52	150
ϵ_{sl}, см	0,0116	$\epsilon_{sl.zg}=0,0117$	0,0188

2) Для ґрунту

при повному

водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0131 \cdot 0,85 \cdot 1,175 = 0,013 \text{ м}$$

p, кПа	100	110,7	150
ϵ_{sl}, см	0,0116	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0131$	0,0188

Глибина 7,2 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0130 \cdot 0,75 \cdot 1,175 = 0,011 \text{ м}$$

p, кПа	100	111,17	150
ϵ_{sl}, см	0,0112	$\epsilon_{sl.zg}=0,0130$	0,0196

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0152 \cdot 0,75 \cdot 1,175 = 0,013 \text{ м}$$

p, кПа	100	123,7	150
---------------	-----	-------	-----

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						85
Консульт.	Пятков О.В.						

ϵ_{sl}, см	0,0112	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0152$	0,0196
---------------------------------------	--------	-------------------------------	--------

Глибина 8,0 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 0,9 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	100	123,25	150
ϵ_{sl}, см	0,0060	$\epsilon_{sl.zg}=0,0073$	0,0088

$\epsilon_{sl.zg}=0,0073$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 8,0 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 0,9 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	100	138,5	150
ϵ_{sl}, см	0,0060	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0082$	0,0088

$\epsilon_{sl.zg}=0,0082$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 8,0 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

Глибина 9,0 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 3,5 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	100	140,62	150
ϵ_{sl}, см	0,0032	$\epsilon_{sl.zg}=0,0042$	0,0044

$\epsilon_{sl.zg}=0,0042$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 9,0 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						86
Консульт.	Пятков О.В.						

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \varepsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl,i} = 0,0 \cdot 3,5 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	150	157,6	200
ε_{sl}, см	0,0044	$\varepsilon_{sl.zg.sat}=0,0043$	0,0040

$\varepsilon_{sl.zg}=0,0043 \text{ м} < 0,0$ м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині $\xi = 0$ м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\varepsilon_{sl.zg}=0$.

<i>Зм.</i>	<i>Кільк.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дата</i>	<i>ABP</i>	<i>Аркуш</i>
<i>Розробив</i>	<i>Шандура Р.С.</i>						87
<i>Консульт.</i>	<i>Пятков О.В.</i>						

4.3.3.2. Свердловина №13

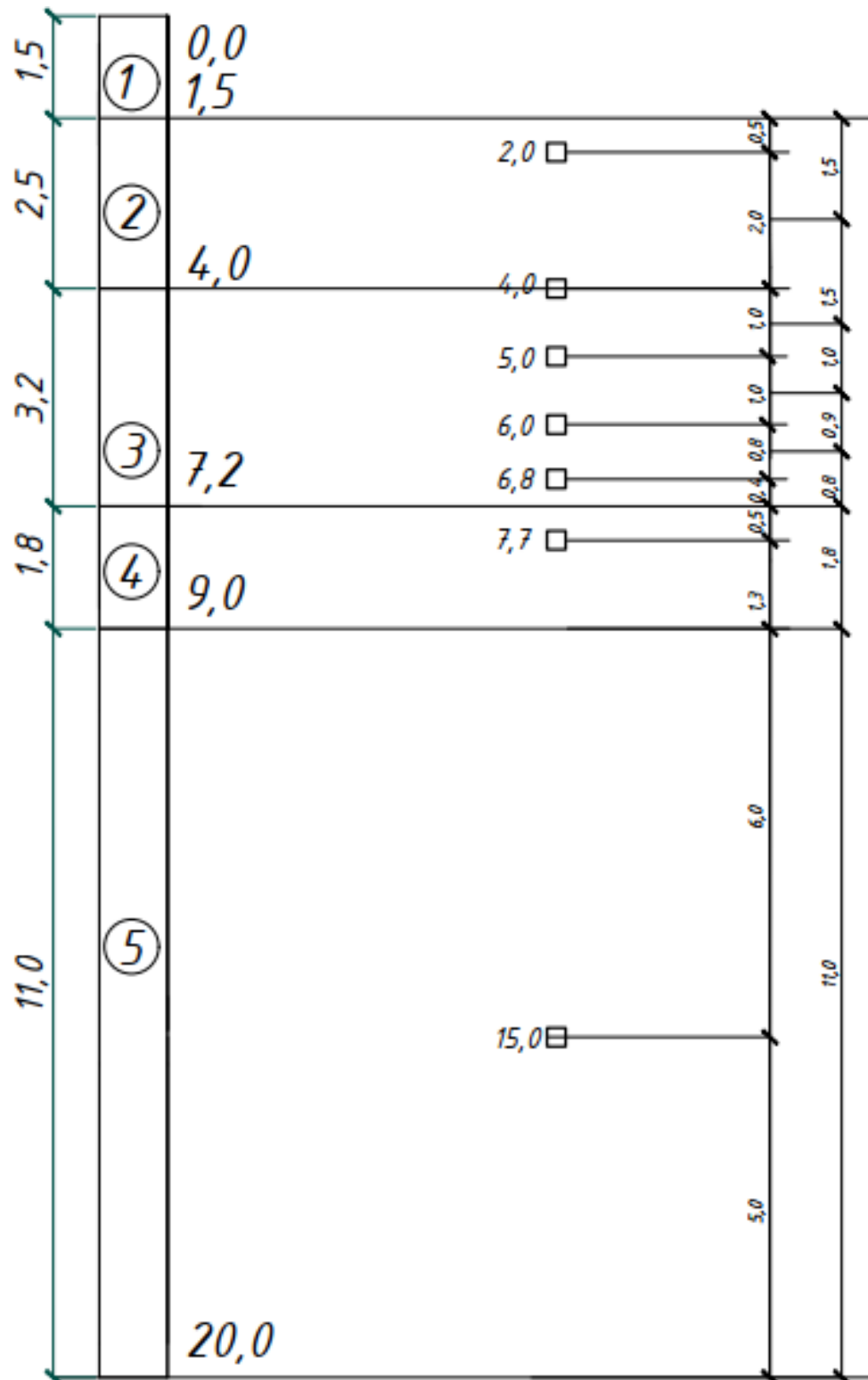


Рис. 3.3.2. Розрахункова схема для визначення потужностей і-х розрахункових елементів свердловина №13

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					88
Консульт.		Пятков О.В.					

Глибина 4,0 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \varepsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,5 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	63,57	100
ε_{sl}, см	0,0056	$\varepsilon_{sl.zg}=0,0076$	0,0128

$\varepsilon_{sl.zg}=0,0076 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 4,0 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\varepsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \varepsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,5 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	63,57	100
ε_{sl}, см	0,0056	$\varepsilon_{sl.zg.sat}=0,0076$	0,0128

$\varepsilon_{sl.zg.sat}=0,0076 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$, отже, просідання при замочуванні знизу на глибині 4,0 м також не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\varepsilon_{sl.zg.sat}=0$.

Глибина 5,0 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \varepsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0134 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,016 \text{ м}$$

p, кПа	50	79,26	100
ε_{sl}, см	0,0080	$\varepsilon_{sl.zg}=0,0134$	0,0172

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \varepsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0138 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,016 \text{ м}$$

p, кПа	50	81,71	100
ε_{sl}, см	0,0080	$\varepsilon_{sl.zg.sat}=0,0138$	0,0172

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						89
Консульт.	Пятков О.В.						

Глибина 6,0 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \varepsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0146 \cdot 0,9 \cdot 1,175 = 0,015 \text{ м}$$

p, кПа	50	94,96	100
ε_{sl}, см	0,0056	ε _{sl.zg} =0,0146	0,0156

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \varepsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0156 \cdot 0,9 \cdot 1,175 = 0,016 \text{ м}$$

p, кПа	50	99,99	100
ε_{sl}, см	0,0056	ε _{sl.zg.sat} =0,0156	0,0156

Глибина 6,8 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \varepsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0145 \cdot 0,8 \cdot 1,175 = 0,014 \text{ м}$$

p, кПа	100	106,81	150
ε_{sl}, см	0,0136	ε _{sl.zg} =0,0145	0,0204

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \varepsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0156 \cdot 0,8 \cdot 1,175 = 0,015 \text{ м}$$

p, кПа	100	114,4	150
ε_{sl}, см	0,0136	ε _{sl.zg.sat} =0,0156	0,0204

Глибина 7,7 м

1) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \varepsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0107 \cdot 1,8 \cdot 1,175 = 0,023 \text{ м}$$

p, кПа	100	120,05	150
---------------	-----	--------	-----

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						90
Консульт.	Пятков О.В.						

$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0080	$\epsilon_{sl.zg}=0,0107$	0,0148
-----------------------------	--------	---------------------------	--------

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl,i} = 0,0122 \cdot 1,8 \cdot 1,175 = 0,026 \text{ м}$$

$p, \text{ кПа}$	100	130,7	150
$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0080	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0122$	0,0148

Результати розрахунку

Зведена таблиця величин просідання ґрунтів (Св. №7)

Глибина від поверхні, м	№ ІГЕ	Потужність розрахункового шару, м	Питома вага ґрунту у природному стані, кН/м ³	Питома вага ґрунту при водонасиченні, кН/м ³	Природній тиск, кПа	Тиск водонасиченого ґрунту, кПа	Початковий тиск просідання, кПа	Відносне просідання при σ_{zg} , м	Просідання від власної ваги ґрунту (замочування зверху), м	Відносне просідання при $\sigma_{z,sat}$, м	Просідання від власної ваги ґрунту (замочування знизу), м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3,2	2	1,95	14,62	18,00	50,86	50,86	65	0,0094	0	0,0094	0
3,7	2	0,55	14,81	18,01	58,16	59,85	75	0,0084	0	0,0085	0
4,5	3	1,0	15,3	18,14	70,01	74,26	53,9	0,0149	0,017	0,0162	0,019
5,5	3	1,0	15,21	18,28	85,32	92,41	91,7	0,0091	0	0,0101	0,012
6,5	3	0,85	15,21	18,66	100,52	110,7	87,5	0,0117	0,012	0,0131	0,013
7,2	3	0,75	15,11	18,41	111,17	123,7	91,2	0,013	0,011	0,0152	0,013
8,0	4	0,9	17,36	19,09	123,25	138,5	156,3	0,0073	0	0,0088	0
9,0	4	3,5	17,36	18,75	140,62	157,6	312,5	0,0042	0	0,0043	0
Загальне просідання під дією власної ваги при $K_{sl}=1,175$									4,0 см	-	5,70 см

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						91
Консульт.	Пятков О.В.						

Зведена таблиця величин просідання ґрунтів (Св. №13)

Глибина від поверхні, м	№ ІГЕ	Потужність розрахункового шару, м	Питома вага ґрунту у природному стані, кН/м ³	Питома вага ґрунту при водонасиченні, кН/м ³	Природний тиск, кПа	Тиск водонасиченого ґрунту, кПа	Початковий тиск просідання, кПа	Відносне просідання при σ_{zg} , м	Просідання від власної ваги ґрунту (замочування зверху), м	Відносне просідання при $\sigma_{z, sat}$, м	Просідання від власної ваги ґрунту (замочування знизу), м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	2	1,5	15,7	18,14	63,57	63,57	80,6	0,0076	0	0,0076	0
5	3	1,0	15,7	18,28	79,26	81,71	60,9	0,0134	0,016	0,0138	0,016
6	3	0,9	14,81	18,01	94,96	99,99	72	0,0146	0,015	0,0156	0,016
6,8	3	0,8	14,72	18,14	106,81	114,4	75	0,0145	0,014	0,0156	0,015
7,7	4	1,8	16,28	18,76	120,05	130,7	114,7	0,0107	0,023	0,0122	0,026
Загальне просідання під дією власної ваги при $K_{sl}=1,175$									6,8 см	-	7,3 см

Результати розрахунку:

Свердловина №7:

- 1) *к* и замочуванні зверху величина просідання лесових ґрунтів під дією власної ваги становить 4 см;
- 2) *к* и замочуванні знизу величина просідання лесових ґрунтів під дією власної ваги становить 5,7 см.

Свердловина №13:

- 1) *к* и замочуванні зверху величина просідання лесових ґрунтів під дією власної ваги становить 6,8 см;
- 2) *к* и замочуванні знизу величина просідання лесових ґрунтів під дією власної ваги становить 7,3 см.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					92
Консульт.		Пятков О.В.					

Висновок: майданчик, що розглядається, для випадків замочування зверху та знизу відноситься до другого типу умов за просіданням під дією власної ваги, оскільки просідання від власної ваги при змочуванні знизу складає більше 5 см ($S_{sl}=7,3$ см) (за нормами, що діяли до 2009 р.). Далі у розрахунках будемо використовувати дані свердловини №13, так як значення просідання більше.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					93
Консульт.		Пятков О.В.					

4.4. Виконання другої задачі науково-дослідницької роботи.

4.4.1. Розрахунок нових значень відносного просідання \mathcal{E}_{SL} та значень тиску p_{SL}

Розглянемо зміну p_{SL} враховуючи корегуючий коефіцієнт m_c на проміжку 0,1..0,2 МПа для свердловини № 13, так як значення просідання значно гірші, ніж дані свердловини № 7.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					94
Консульт.		Пятков О.В.					

Дані та компресійні криві для глибини 4,0 м

Sr = 0.48

$e_0 = 0,9671$ – початковий коефіцієнт пористості ґрунту (до стиснення),

$$e_0 = \frac{\rho_s \cdot (1 + w)}{\rho} - 1$$

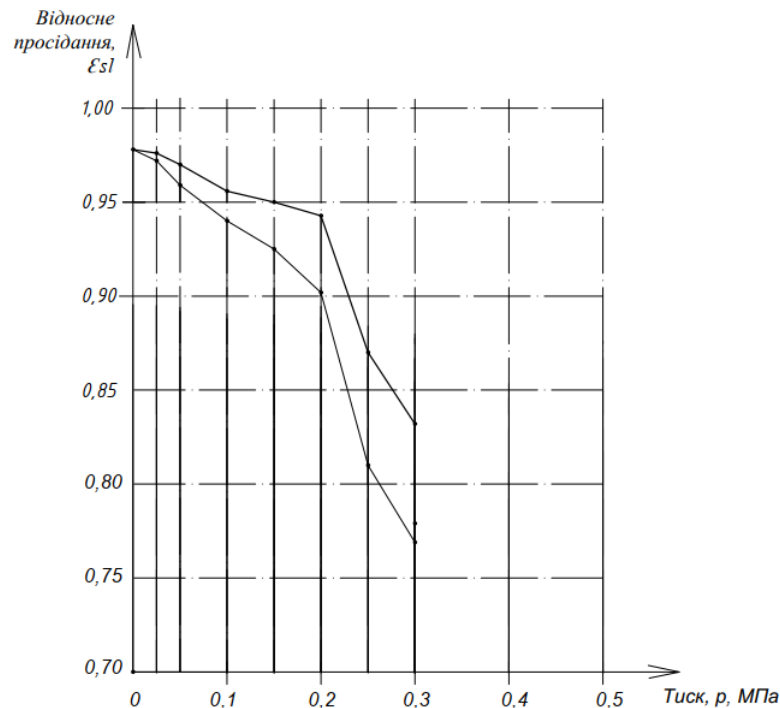
де: $\rho_s = 2,69$ - щільність частинок ґрунту;

$\rho = 1,60$ - щільність ґрунту;

$w = 0,17$ - природна вологість ґрунту;

Тиск, P, Мпа	Природна вологість					Водонасичений стан			Відносне просідання ESL
	Sr	Mc	$\Delta h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	ei	$\Delta h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	ei	
0,1	0,48	0,6	0,0187	0,01122	0,95588	0,0448	0,02688	0,94022	0,0080
0,15	0,48	0,6	0,0285	0,0171	0,95	0,0701	0,04206	0,92504	0,0127
0,2	0,48	0,65	0,0375	0,024375	0,94273	0,1003	0,065195	0,90191	0,0208

Графік залежності відносної деформації зразка від тиску $\epsilon = f(P)$



- Верхня крива $e_{сух}$ для сухого стану, нижня $e_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,1	0,15
1	4,0	0,0080	0,0127

Складаємо матрицю:

p	0,05	p _{SL}	0,15
ϵ_{sl}	0,0080	0,01	0,0127

$$p_{SL} = 0,12128 \text{ МПа} = 121,28 \text{ кПа.}$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					95
Консульт.		Пятков О.В.					

Дані та компресійні криві для глибини 5,0 м

$S_r = 0.46$

$e_0 = 0,943$ – початковий коефіцієнт пористості ґрунту (до стиснення),

$$e_0 = \frac{\rho_s \cdot (1 + w)}{\rho} - 1$$

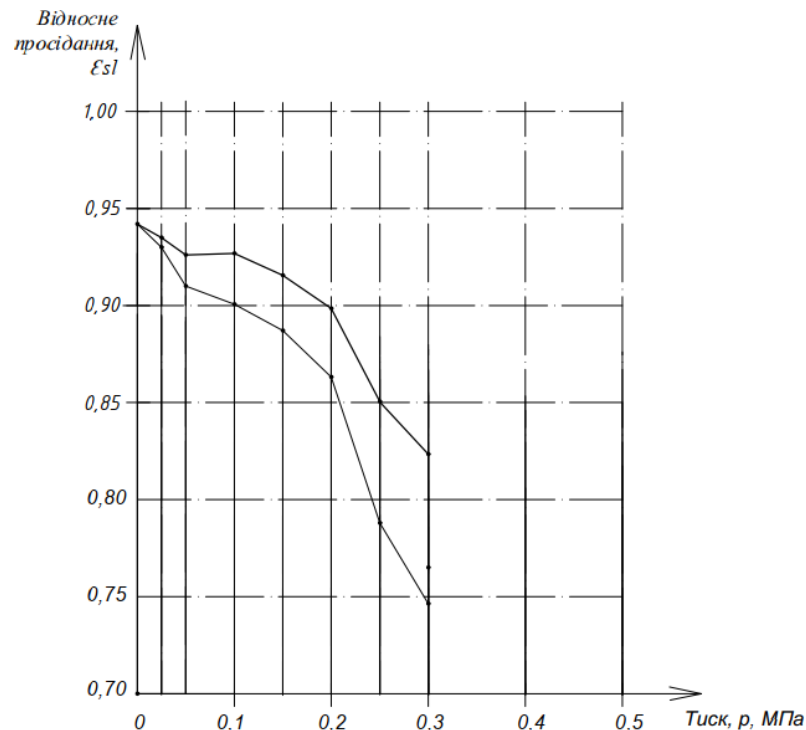
де: $\rho_s = 2,68$ - щільність частинок ґрунту;

$\rho = 1,60$ - щільність ґрунту;

$w = 0,16$ - природна вологість ґрунту;

Тиск, P, Мпа	Природна вологість					Водонасичений стан			Відносне просідання ϵ_{SL}
	S_r	M_c	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	e_i	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	e_i	
0,1	0,46	0,6	0,0272	0,01632	0,92668	0,0606	0,03636	0,90664	0,0103
0,15	0,46	0,6	0,0458	0,02748	0,91552	0,0932	0,05592	0,88708	0,0146
0,2	0,46	0,65	0,0684	0,04446	0,89854	0,1227	0,079755	0,86325	0,0182

Графік залежності відносної деформації зразка від тиску $\epsilon = f(P)$



- Верхня крива $e_{сух}$ для сухого стану, нижня $e_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ дослідів	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,05	0,1
2	5,0	0,0080	0,0103

Складаємо матрицю:

p	0,05	p_{SL}	0,1
ϵ_{sl}	0,0080	0,01	0,0103

$$p_{SL} = 0,0935 \text{ МПа} = 93,5 \text{ кПа.}$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						96
Консульт.	Пятков О.В.						

Дані та компресійні криві для глибини 6,0 м

$S_r = 0.34$

$e_0 = 0,943$ – початковий коефіцієнт пористості ґрунту (до стиснення),

$$e_0 = \frac{\rho_s \cdot (1 + w)}{\rho} - 1$$

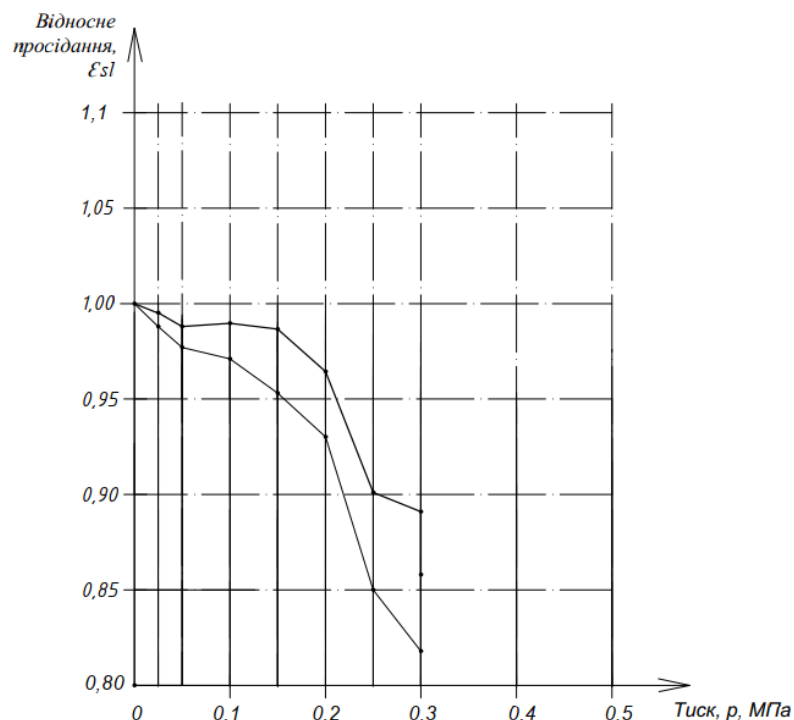
де: $\rho_s = 2,68$ - щільність частинок ґрунту;

$\rho = 1,51$ - щільність ґрунту;

$w = 0,13$ - природна вологість ґрунту;

Тиск, P, Мпа	Природна вологість					Водонасичений стан			Відносне просідання ϵ_{sl}
	S_r	M_c	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h/h^* (1+e_0)$	e_i	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h/h^* (1+e_0)$	e_i	
0,1	0,34	0,6	0,0264	0,01584	0,98972	0,0576	0,03456	0,971	0,0093
0,15	0,34	0,6	0,0440	0,0264	0,97916	0,0872	0,05232	0,95324	0,0129
0,2	0,34	0,65	0,0632	0,04108	0,96448	0,116	0,0754	0,93016	0,0171

Графік залежності відносної деформації зразка від тиску $\epsilon = f(P)$



- Верхня крива $\epsilon_{сух}$ для сухого стану, нижня $\epsilon_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,10	0,15
3	6,0	0,0093	0,0129

Складаємо матрицю:

p	0,10	p_{SL}	0,15
ϵ_{sl}	0,0093	0,01	0,0129

$$p_{SL} = 0,10972 \text{ МПа} = 109,72 \text{ кПа.}$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						97
Консульт.	Пятков О.В.						

Дані та компресійні криві для глибини 6,8 м

$S_r = 0.29$

$e_0 = 0,97$ – початковий коефіцієнт пористості ґрунту (до стиснення),

$$e_0 = \frac{\rho_s \cdot (1 + w)}{\rho} - 1$$

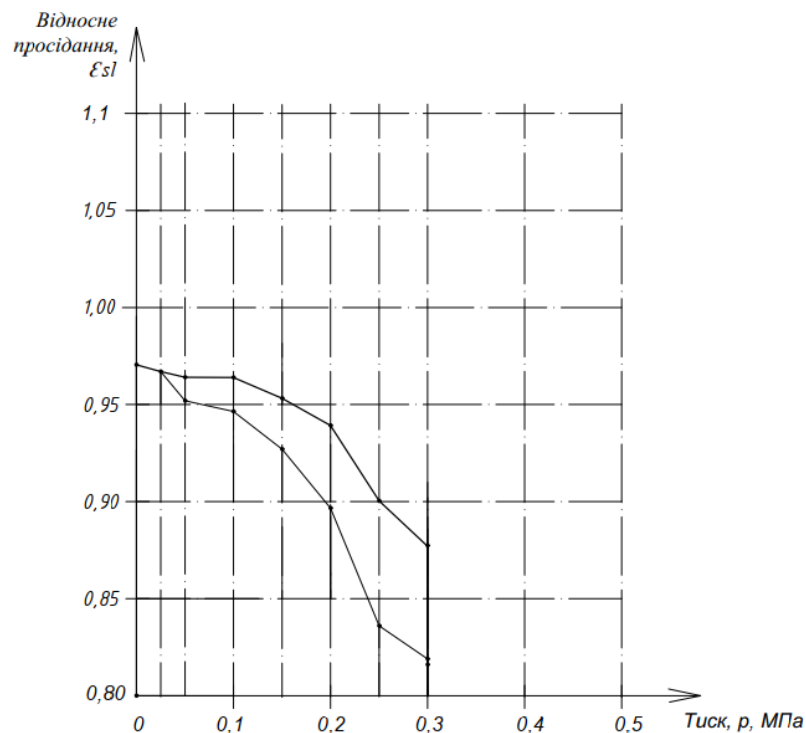
де: $\rho_s = 2,68$ - щільність частинок ґрунту;

$\rho = 1,50$ - щільність ґрунту;

$w = 0,11$ - природна вологість ґрунту;

Тиск, P, Мпа	Природна вологість					Водонасичений стан			Відносне просідання ϵ_{sl}
	S_r	M_c	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	e_i	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	e_i	
0,1	0,29	0,65	0,0095	0,006175	0,96389	0,0363	0,023595	0,94647	0,0088
0,15	0,29	0,65	0,0260	0,0169	0,95317	0,0662	0,04303	0,92704	0,0133
0,2	0,29	0,7	0,0441	0,03087	0,9392	0,1048	0,07336	0,89671	0,0216

Графік залежності відносної деформації зразка від тиску $\epsilon = f(P)$



- Верхня крива $e_{сух}$ для сухого стану, нижня $e_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ досліду	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,10	0,15
4	6,8	0,0088	0,0133

Складаємо матрицю:

p	0,10	p_{SL}	0,15
ϵ_{sl}	0,0088	0,01	0,0133

$$p_{SL} = 0,11333 \text{ МПа} = 113,33 \text{ кПа.}$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						98
Консульт.	Пятков О.В.						

Дані та компресійні криві для глибини 7,7 м

$S_r = 0.45$

$e_0 = 0,97$ – початковий коефіцієнт пористості ґрунту (до стиснення),

$$e_0 = \frac{\rho_s \cdot (1 + w)}{\rho} - 1$$

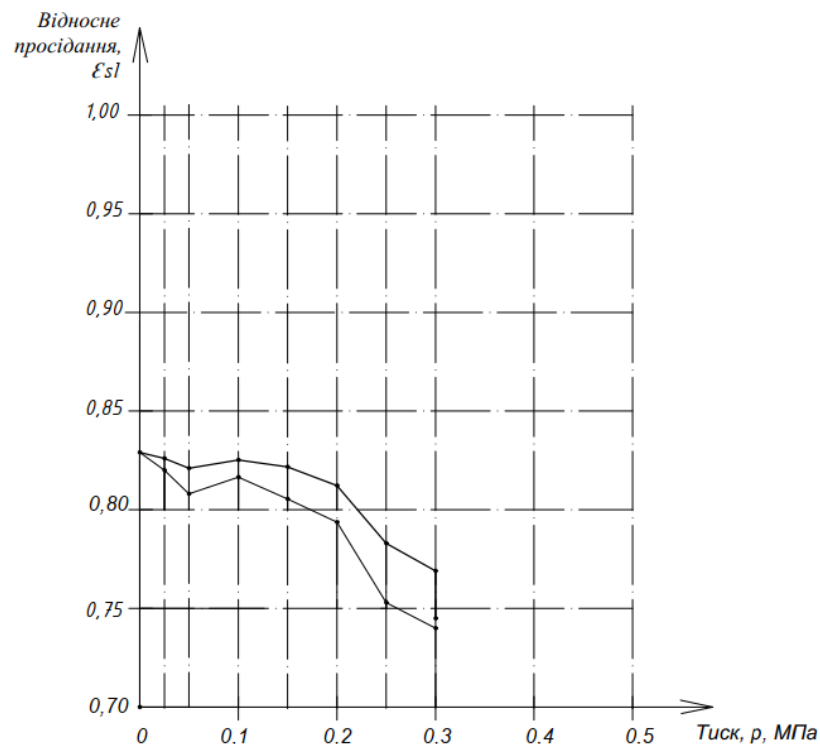
де: $\rho_s = 2,67$ - щільність частинок ґрунту;

$\rho = 1,66$ - щільність ґрунту;

$w = 0,14$ - природна вологість ґрунту;

Тиск, P, Мпа	Природна вологість					Водонасичений стан			Відносне просідання ϵ_{sl}
	S_r	M_c	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	e_i	$h/h^* (1+e_0)$	$\Delta h_y/h^* (1+e_0)$	e_i	
0,1	0,45	0,6	0,0139	0,00834	0,82527	0,0285	0,0171	0,81651	0,0048
0,15	0,45	0,6	0,0198	0,01188	0,82173	0,0468	0,02808	0,80553	0,0088
0,2	0,45	0,65	0,0329	0,021385	0,81223	0,0614	0,03991	0,7937	0,0101

Графік залежності відносної деформації зразка від тиску $\epsilon = f(P)$



- Верхня крива $\epsilon_{сух}$ для сухого стану, нижня $\epsilon_{зам}$ для водонасиченого стану.

№ дослідю	Глибина, м	Відносне просідання при тиску, p, МПа	
		0,15	0,20
5	7,7	0,0088	0,0101

Складаємо матрицю:

p	0,15	p_{SL}	0,20
ϵ_{sl}	0,0088	0,01	0,0101

$$p_{SL} = 0,19615 \text{ МПа} = 196,15 \text{ кПа.}$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						99
Консульт.	Пятков О.В.						

Зведена таблиця нових значень відносного просідання

№ досліджу	Глибина, м	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , МПа					
		0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
1	4,0	0,0056	0,0080	0,0127	0,0208	0,0300	0,0320
2	5,0	0,0080	0,0103	0,0146	0,0182	0,0316	0,0396
3	6,0	0,0056	0,0093	0,0129	0,0171	0,0304	0,0356
4	6,8	0,0064	0,0088	0,0133	0,0216	0,0332	0,0292
5	7,7	0,0072	0,0048	0,0088	0,0101	0,0160	0,0160

Зведена таблиця значень p_{SL} (Св. 13), кПа

Н, м	p_{SL} , кПа
0.0	-
2.0	-
4.0	121,28
5.0	93,5
6.0	109,72
6.8	113,33
7.7	196,15

4.4.3. Визначення величини відносного просідання для тиску ґрунту від його власної ваги у природному стані та при повному водонасиченні

(Св.13 при Мс)

Глибина 4,0 м

2) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,5 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	63,57	100
ϵ_{sl}, см	0,0056	$\epsilon_{sl.zg}=0,0063$	0,0080

$\epsilon_{sl.zg}=0,0063 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 4,0 м не настає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,5 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	63,57	100
---------------	----	-------	-----

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						100
Консульт.	Пятков О.В.						

ϵ_{sl}, см	0,0056	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0063$	0,0128
---------------------------------------	--------	-------------------------------	--------

$\epsilon_{sl.zg..sat}=0,0063$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні знизу на глибині 4,0 м також не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg.sat}=0$.

Глибина 5,0 м

2) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	79,26	100
ϵ_{sl}, см	0,0080	$\epsilon_{sl.zg}=0,0093$	0,0103

$\epsilon_{sl.zg}=0,0093$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 5,0 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,0 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	81,71	100
ϵ_{sl}, см	0,0080	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0095$	0,0172

$\epsilon_{sl.zg..sat}=0,0095$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні знизу на глибині 5,0 м також не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg.sat}=0$.

Глибина 6,0 м

2) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 0,9 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	94,96	100
ϵ_{sl}, см	0,0056	$\epsilon_{sl.zg}=0,0089$	0,0093

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						101
Консульт.	Пятков О.В.						

$\epsilon_{sl.zg}=0,0089$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 6,0 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 0,9 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	50	99,99	100
ϵ_{sl}, см	0,0056	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0093$	0,0093

$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0093$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні знизу на глибині 6,0 м також не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg.sat}=0$.

Глибина 6,8 м

2) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 0,8 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	100	106,81	150
ϵ_{sl}, см	0,0088	$\epsilon_{sl.zg}=0,0094$	0,0133

$\epsilon_{sl.zg}=0,0094$ м < 0,01 м, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 6,8 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_i k_{sl.i} = 0,0101 \cdot 0,8 \cdot 1,175 = 0,009 \text{ м}$$

p, кПа	100	114,4	150
ϵ_{sl}, см	0,0088	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0101$	0,0133

Глибина 7,7 м

2) Для ґрунту у природному стані:

$$S_{sl.g(3,2)} = \epsilon_{sl.zg} h_i k_{sl.i} = 0,0 \cdot 1,8 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

p, кПа	100	120,05	150
---------------	-----	--------	-----

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						102
Консульт.	Пятков О.В.						

$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0048	$\epsilon_{sl.zg}=0,0064$	0,0088
-----------------------------	--------	---------------------------	--------

$\epsilon_{sl.zg}=0,0064 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$, отже, просідання при замочуванні зверху на глибині 7,7 м не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg}=0$.

2) Для ґрунту при повному водонасиченні:

$$S_{sl.g.sat(4,0)} = \epsilon_{sl.zg.sat} h_{i,k_{sl,i}} = 0,0 \cdot 1,8 \cdot 1,175 = 0,0 \text{ м}$$

$p, \text{ кПа}$	100	130,7	150
$\epsilon_{sl}, \text{ см}$	0,0048	$\epsilon_{sl.zg.sat}=0,0073$	0,0088

$\epsilon_{sl.zg..sat}=0,0073 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$, отже, просідання при замочуванні знизу на глибині 7,7 м також не наступає. В цьому випадку у розрахунках приймаємо $\epsilon_{sl.zg.sat}=0$.

Результати розрахунку

Зведена таблиця величин просідання ґрунтів (Св. №13)

Глибина від поверхні, м	№ ІГЕ	Потужність розрахункового шару, м	Питома вага ґрунту у природному стані, кН/м ³	Питома вага ґрунту при водонасиченні, кН/м ³	Природний тиск, кПа	Тиск водонасиченого ґрунту, кПа	Початковий тиск просідання, кПа	Відносне просідання при σ_{zg} , м	Просідання від власної ваги ґрунту (замочування зверху), м	Відносне просідання при $\sigma_{z,sat}$, м	Просідання від власної ваги ґрунту (замочування знизу), м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	2	1,5	15,7	18,14	63,57	63,57	80,6	0,0063	0	0,0063	0

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						103
Консульт.	Пятков О.В.						

5	3	1,0	15,7	18,28	79,26	81,71	60,9	0,0093	0	0,0095	0
6	3	0,9	14,81	18,01	94,96	99,99	72	0,0089	0	0,0093	0
6,8	3	0,8	14,72	18,14	106,81	114,4	75	0,0094	0	0,0101	0,009
7,7	4	1,8	16,28	18,76	120,05	130,7	114,7	0,0064	0	0,0073	0
Загальне просідання під дією власної ваги при $K_{sl}=1,175$									0,0 см	-	0,9 см

Результати розрахунку:

Свердловина №13:

- 1) *п. и замочуванні зверху величина просідання лесових ґрунтів під дією власної ваги становить 0,0 см;*
- 2) *п. и замочуванні знизу величина просідання лесових ґрунтів під дією власної ваги становить 0,9 см.*

Висновок: майданчик, що розглядається, для випадків замочування зверху та знизу відноситься до першого типу умов за просіданням під дією власної ваги, оскільки просідання від власної ваги при змочуванні знизу складає менше 5 см ($S_{sl}=0,9$ см) (за нормами, що діяли до 2009 р.).

4.5. Визначення мінімальної глибини закладання фундаменту

1. Кліматичний критерій.

Ної мативна глибина промерзання для міста Дніпро $d_{fm}=1,05$ м, за схематичною картою нормативних глибин промерзання ґрунтів.

2. З конструктивних вимог.

Для фундаментів неглибокого закладання щонайменше можна приймати 0,5 м від поверхні. Ця вимога повинна забезпечити збереження основи від руйнування з поверхні. Також ця вимога зберігається і для підвальних приміщень, де глибина закладання в 0,5 м від поверхні підлоги підвалу. При врахуванні підвальної частини:

$$d_{\min} = d_{\text{підв}} + 0,5 = 2,37 + 0,5 = 2,87 \text{ м}$$

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						104
Консульт.	Пятков О.В.						

3. З умови закладання водонесучих трубопроводів.

Підошва мінімально заглиблюється на 0,5 м. Глибина вводу комунікацій 1,2 м.

$$d_{\min} = d_k + 0,5 = 1,2 + 0,5 = 1,7 \text{ м}$$

Визначаємо d_{\min} та d_{\max} з таблиці:

Критерій	d_{\min} , м	d_{\max} , м
1	1,05	-
2	2,87	-
4	1,7	-

Отже, глибина закладання фундаментів $d_{\min} = 2,87 \text{ м}$.

4.6. Збір навантаження на обріз фундаменту

Клас наслідків (відповідальності) для об'єкту дипломного проектування встановлений – СС1 (незначні наслідки). За табл. 5 ДБН В.1.2-14:2018 при виконанні усталених розрахунків, коефіцієнти надійності за відповідальністю наступні (коефіцієнти прийняті для конструкцій класу А):

$$\gamma_{n1} = \gamma_{nm} = 1.000;$$

$$\gamma_{n2} = \gamma_{ne} = 0.950.$$

Збір навантажень виконано за декількома етапами:

- 1) збір навантаження на 1 м² в табличній формі (див. табл. 1);
- 2) збір навантажень на обріз фундаментів.

Табл. 1 Збір навантажень на 1 м²

Назва навантаження	Об'ємна вага γ , кг/м ³	Товщина, м	Характеристичне значення, кгс/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_{fm}	Розрахункове експлуатаційне значення, кгс/м ²	Розрахункове граничне значення, кгс/м ²
1	2	3	4	6	7	8
Покриття						

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					105
Консульт.		Пятков О.В.					

Постійне навантаження						
Металочерепиця	-	-	6.0	1.20	6.0	7.2
Обрешітка	-	-	10.0	1.10	10.0	11.0
Утеплювач	35	0.15	5.3	1.20	5.3	6.3
Кроквяна система	-	-	20.0	1.10	20.0	22.0
Підшивка з дошок	-	-	10.0	1.10	10.0	11.0
Гіпсокартон	-	-	8.0	1.20	8.0	9.6
Всього постійного навантаження на покриття			71.3	-	59.3	67.1
Тимчасове навантаження (короткочасне) на покриття						
Сніг (м. Дніпро, Техр=50р)	-	-	163.1	1.00	79.9	163.1
Вітер повний (м. Дніпро, Техр=50р)	-	-	43.8	1.00	9.2	43.8

Перекриття						
Постійне навантаження						
Паркетна дошка	1400	0.015	21.0	1.10	21.0	23.1
Цементно-піщана стяжка	2000	0.045	90.0	1.10	90.0	99.0
ДВП плита	900	0.03	27.0	1.20	27.0	32.4
Перегородки	-	-	150.0	1.30	150.0	195.0
З/б плита перекриття	2500	0.15	375.0	1.10	375.0	412.5
Всього постійного навантаження на перекриття			663.0	-	663.0	762.0
Тимчасове навантаження (довготривале) на перекриття житлових поверхів						
Квартири житлових будинків	-	-	150.0	1.30	150.0	195.0
Технологічне обладнання	-	-	25.0	1.30	25.0	32.5
Підвісна стеля	-	-	20.0	1.30	20.0	26.0
Всього тимчасового (довготривале) навантаження			201.0	-	195.0	253.5

Стіна по осі 1 (3)						
Стіна надземна цегляна	1800	0.38	684.0	1.10	684.0	752.4
Утеплювач пінополістирол	20	0.1	2.0	1.20	2.0	2.4
Облицювання з керамічної цегли	1800	0.12	216.0	1.20	216.0	259.2
Стійки з утеплювачем	-	-	30.0	1.20	30.0	36.0
Стіна підвалу монолітна	2500	0.4	1000.0	1.10	1000.0	1100.0

Стіна по осі 2						
Стіна надземна цегляна	1800	0.38	684.0	1.10	684.0	752.4

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп	Дата	ABP	Аркуш	
Розробив								
Консульт.								106

Стіна підвалу монолітна	2500	0.4	1000.0	1.10	1000.0	1100.0
-------------------------	------	-----	--------	------	--------	--------

Стіна по осі А

Стіна надземна цегляна	1800	0.38	684.0	1.10	684.0	752.4
Утеплювач пінополістирол	20	0.1	2.0	1.20	2.0	2.4
Облицювання з керамічної цегли	1800	0.12	216.0	1.20	216.0	259.2
Стійки з утеплювачем	-	-	30.0	1.20	30.0	36.0
Стіна підвалу монолітна	2500	0.4	1000.0	1.10	1000.0	1100.0

За другим етапом визначаємо навантаження на 1 м.п. на стіни:

1. Навантаження по осі 1:

вантажна площа перекриття

кількість надземних поверхів	2	од.
кількість підземних поверхів	1	од.
довжина стіни	10.1	м
висота надземного поверху	3.15	м
висота підземного поверху	3.75	м
вантажна площа перекриття	20.44	м ²
вантажна площа покриття	26.33	м ²
площа прорізів	5.80	м ²
площа балкону	7.3	м ²

за першою групою граничних станів

$$N^I = (67.1 + 163.1) * 26.3 / \cos 20 + 3 * (762 + 254) * 20.44 + 1100 * 3.75 * 10.1 + 2 * (752.4 + 2.4 + 259.2) * 3.15 * 10.1 - (752.4 + 2.4 + 259.2) * 5.8 + (412.5 + 195) * 7.3 / 10.1 = (6447.56 + 63301.12 + 41662.5 + 64520.82 - 5881.2 + 4106.3) / 10.1 = 174157.1 / 10.1 = 17243.3 \text{ кг/м} = 17.24 \text{ т/м}$$

за другою групою граничних станів

$$N^{II} = (59.3 + 79.9) * 26.3 / \cos 20 + 3 * (663 + 195) * 20.44 + 1000 * 3.75 * 10.1 + 2 * (684.0 + 2.0 + 216.0) * 3.15 * 10.1 - (684.0 + 2.0 + 216.0) * 5.8 + (375.0 + 150) * 7.3 / 10.1 =$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						107
Консульт.	Пятков О.В.						

$$(3898.8 + 52612.6 + 37875.0 + 57394.3 - 5231.6 + 3832.5) / 10.1 = 150381.6 / 10.1 = 14889.27 \text{ кг/м} = 14.89 \text{ т/м}$$

2. Навантаження по осі 2:

вантажна площа перекриття

кількість надземних поверхів	2	од.
кількість підземних поверхів	1	од.
довжина стіни	10.1	м
висота надземного поверху	3.15	м
висота підземного поверху	3.75	м
вантажна площа перекриття	40.88	м ²
вантажна площа покриття	33.90	м ²
площа прорізів	12.6	м ²

за першою групою граничних станів

$$N^I = (67.1 + 163.1) * 33.90 / \cos 20 + 3 * (762 + 254) * 40.88 + 1100 * 3.75 * 10.1 + 3 * (752.4) * 3.15 * 10.1 - (752.4) * 12.6 / 10.1 = (8310.7 + 124602.3 + 41662.5 + 71812.82 - 9480.2) / 10.1 = 236908.1 / 10.1 = 23456.3 \text{ кг/м} = 23.46 \text{ т/м}$$

за другою групою граничних станів

$$N^I = (59.3 + 79.9) * 33.9 / \cos 20 + 3 * (663 + 195) * 40.88 + 1000 * 3.75 * 10.1 + 3 * (684.0) * 3.15 * 10.1 - (684.0) * 12.6 / 10.1 = (4718.9 + 105225.1 + 37875 + 65284.4 - 8618.4) / 10.1 = 204485.0 / 10.1 = 20246.0 \text{ кг/м} = 20.25 \text{ т/м}$$

3. Навантаження по осі А:

вантажна площа перекриття

кількість надземних поверхів	2	од.
кількість підземних поверхів	1	од.
довжина стіни	12.1	м

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						108
Консульт.	Пятков О.В.						

висота надземного поверху	3.15	м
висота підземного поверху	3.75	м
вантажна площа перекриття	17.6	м ²
вантажна площа покриття	33.8	м ²
площа прорізів	8.1	м ²

за першою групою граничних станів

$$N^I = (67.1 + 163.1) * 33.8 / \cos 20 + 3 * (762 + 254) * 17.6 + 1100 * 3.75 * 12.1 + 2 * (752.4 + 2.4 + 259.2) * 3.15 * 12.1 - (752.4 + 2.4 + 259.2) * 8.1 / 12.1 = (8286.22 + 53644.8 + 49912.5 + 77297.2 - 8213.4) / 12.1 = 180927.3 / 12.1 = 14952.7 \text{ кг/м} = 14.95 \text{ т/м}$$

за другою групою граничних станів

$$N^{II} = (59.3 + 79.9) * 33.8 / \cos 20 + 3 * (663 + 195) * 17.6 + 1000 * 3.75 * 12.1 + 2 * (684.0 + 2.0 + 216.0) * 3.15 * 12.1 - (684.0 + 2.0 + 216.0) * 8.1 / 12.1 = (5010.61 + 45302.4 + 45375.0 + 68759.5 - 7306.2) / 12.1 = 157141.3 / 12.1 = 12986.89 \text{ кг/м} = 12.99 \text{ т/м}$$

Табл.2 Зведена таблиця розрахункових навантажень

№	Навантаження	II гр. стан, т/м	I гр. стан, т/м	з урахуванням коефіцієнтів надійності за відповідальністю	
				II гр. стан, т/м $\gamma_{ne} = 0.950$	I гр. стан, т/м $\gamma_{nm} = 1.000$
1	по осі 1	14.89	17.24	14.15	17.24
2	по осі 2	20.25	23.46	19.24	23.46
3	по осі А	12.99	14.95	12.34	14.95

4.7. Розрахунок фундаменту неглибокого закладання.

За позначку 0,000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 152,78. Глибина закладання фундаменту 2,52 м від поверхні ґрунту.

Визначаємо ширину фундаменту:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						109
Консульт.	Пятков О.В.						

$$b = \frac{N^{II}}{Psl - 20 \cdot d}$$

Де N^{II} – навантаження на стіну, $\frac{\text{кН}}{\text{мп}}$,

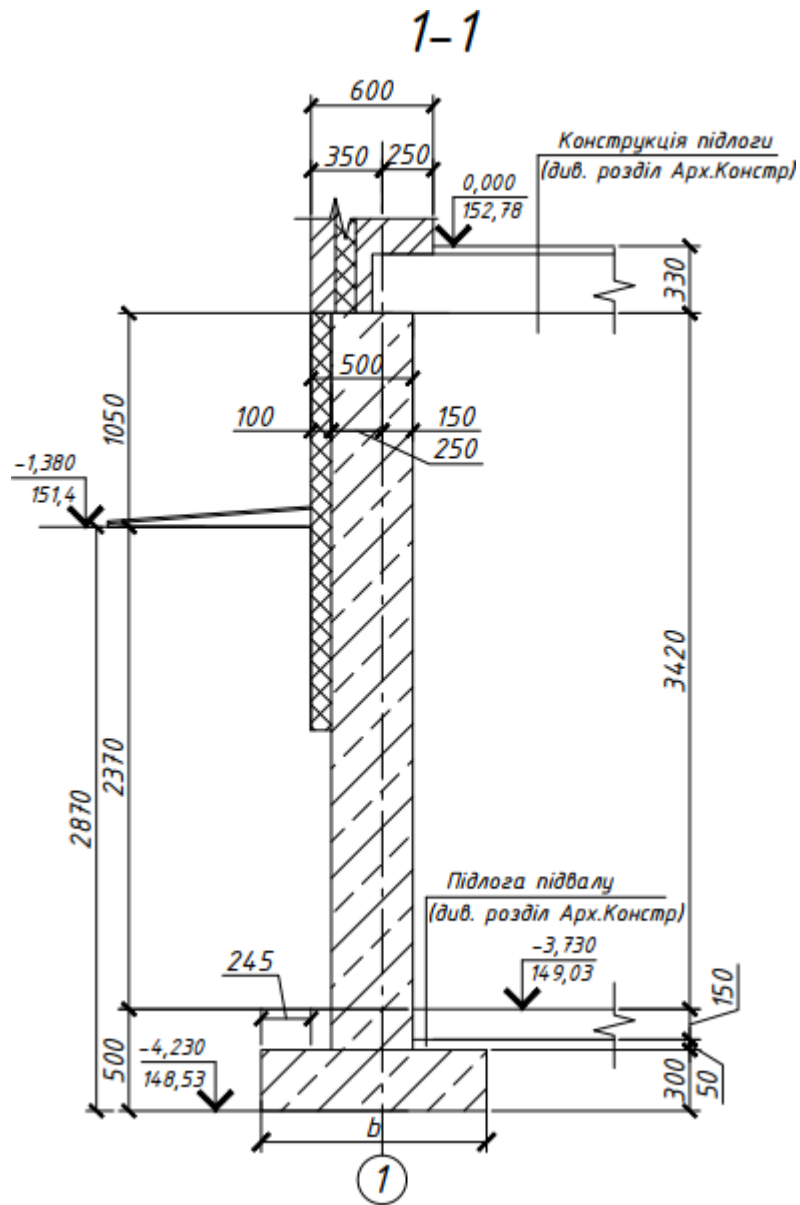
$R = Psl$ – початковий тиск просідання, кПа,

d – глибина закладання фундаменту, м.

Приведемо навантаження з т/м до кН/мп:

	<i>N1</i>	<i>N2</i>	<i>N3</i>
т/м	<i>14,15</i>	<i>19,24</i>	<i>12,34</i>
кН/м	<i>138,8</i>	<i>188,7</i>	<i>121,1</i>

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив			<i>Шандура Р.С.</i>				110
Консульт.			<i>Пятков О.В.</i>				



Виконаємо розрахунок ширини фундаменту для двох варіантів, підставивши значення початкового тиску просідання для обраної глибини закладання фундаменту, а саме:

1 варіант: $P_{sl} = 80,60$ кПа

2 варіант: $P_{slmc} = 121,28$ кПа

$$b_{11} = \frac{138,8}{80,60 - 20 \cdot 2,87} = 6,0 \text{ м}$$

$$b_{12} = \frac{188,7}{80,60 - 20 \cdot 2,87} = 8,1 \text{ м}$$

$$b_{13} = \frac{121,1}{80,60 - 20 \cdot 2,87} = 5,2 \text{ м}$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					111
Консульт.		Пятков О.В.					

$$b_{21} = \frac{138,8}{121,28 - 20 \cdot 2,87} = 2,2 \text{ м}$$

$$b_{22} = \frac{188,7}{121,28 - 20 \cdot 2,87} = 3,0 \text{ м}$$

$$b_{23} = \frac{121,1}{121,28 - 20 \cdot 2,87} = 1,9 \text{ м}$$

Зведемо результати у таблицю:

<i>Значення ширини фундаменту в залежності від тиску</i>			
<i>Розрахункове навантаження</i>	$N_1=138,8 \text{ кН}$	$N_2=188,7 \text{ кН}$	$N_3=121,1 \text{ кН}$
<i>1 варіант</i>	$b_{11} = 6,0 \text{ м}$	$b_{12} = 8,1 \text{ м}$	$b_{13} = 5,2 \text{ м}$
<i>2 варіант</i>	$b_{21} = 2,2 \text{ м}$	$b_{22} = 3,0 \text{ м}$	$b_{23} = 1,9 \text{ м}$

Отримані результати:

- Отримані значення ширини фундаменту у 1 варіанті за методикою норм 6,0 , 8,1м та 5,2м, що не є оптимальними, тому необхідно переходити на плитний фундамент.
- Отримані результати ширини фундаменту за 2 результатом за науковою методикою значно менші: 2,2м, 3,0м, 1,9м, що є для більш навантаженої стіни на 62,9% менше, на 63,3% та 63,46% для двох інших стін.

Висновки:

Результати розрахунків за офіційною методикою ДСТУ передбачають перехід від стрічкового фундаменту неглибокого закладання до плитного фундаменту, так як значення ширини фундаменту є великими та зливаються в одну плиту (прольоти будівлі по 5,8м в осях «1-2-3» та 9,3м в осях «А-Б»).

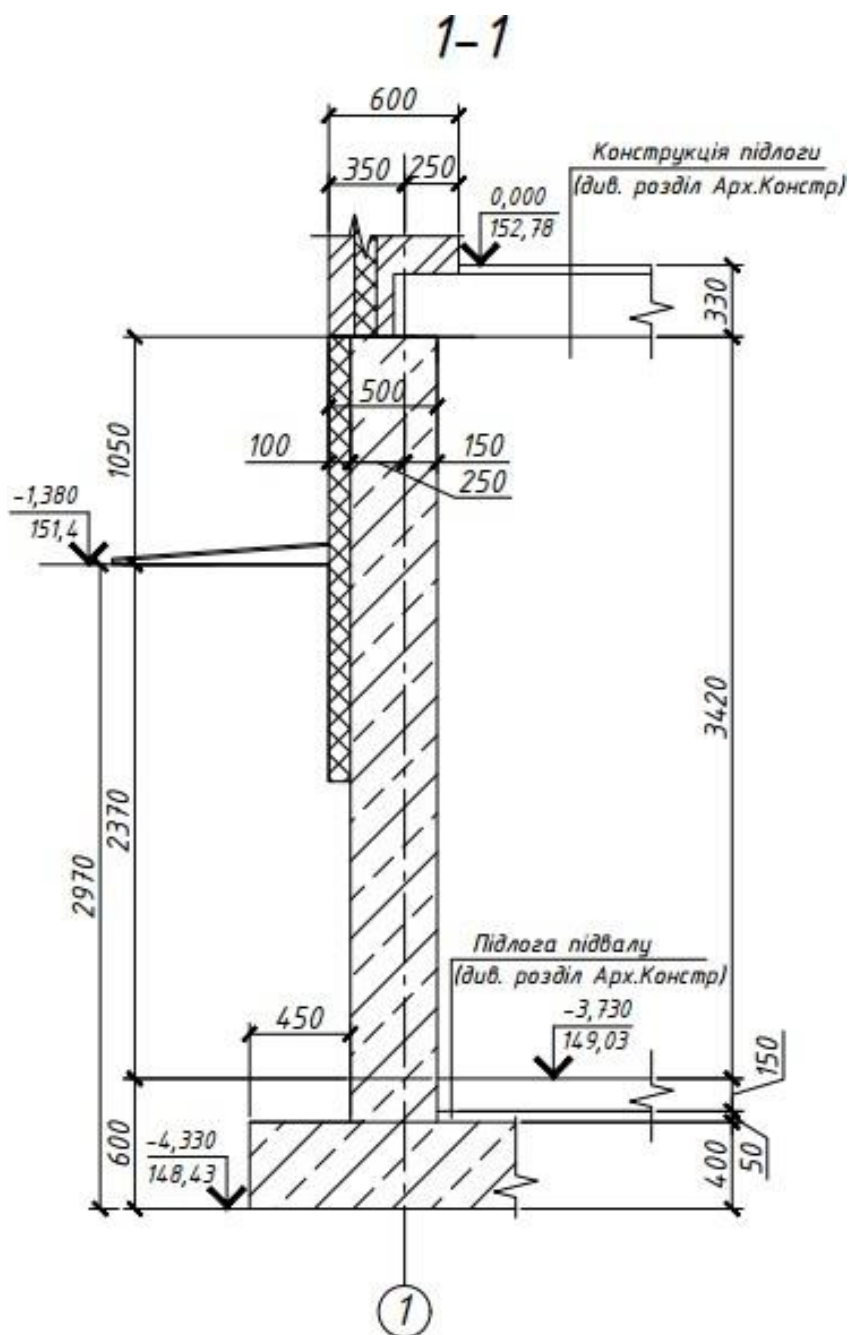
Виконання розрахунку з урахуванням коефіцієнту m_c , що наведений у наукових роботах та враховує «компресійну похибку» виміру розміру змінання, має гарні значення ширини фундаменту, але є менш обґрунтованим та дослідженим.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					112
Консульт.		Пятков О.В.					

4.8. Конструювання плитного фундаменту

4.8.1. Вихідні дані

Розміри підвалу в осях 11,6 х 9,3 м. Прив'язка по осях «А» та «Б» - нульова, по осі «1», «3» -150 мм, по осі «2» - центральна. Стіни виконано з монолітного залізобетону шириною 400 мм, утеплювач 100 мм.



Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата
Розробив		Шандура Р.С.			
Консульт.		Пятков О.В.			

ABP

Аркуш

113

Прийнято товщину плитного фундаменту 0,4 м, ширина та довжина складають 13,0 x 11,0 м, виліт консолі 0,45 м.

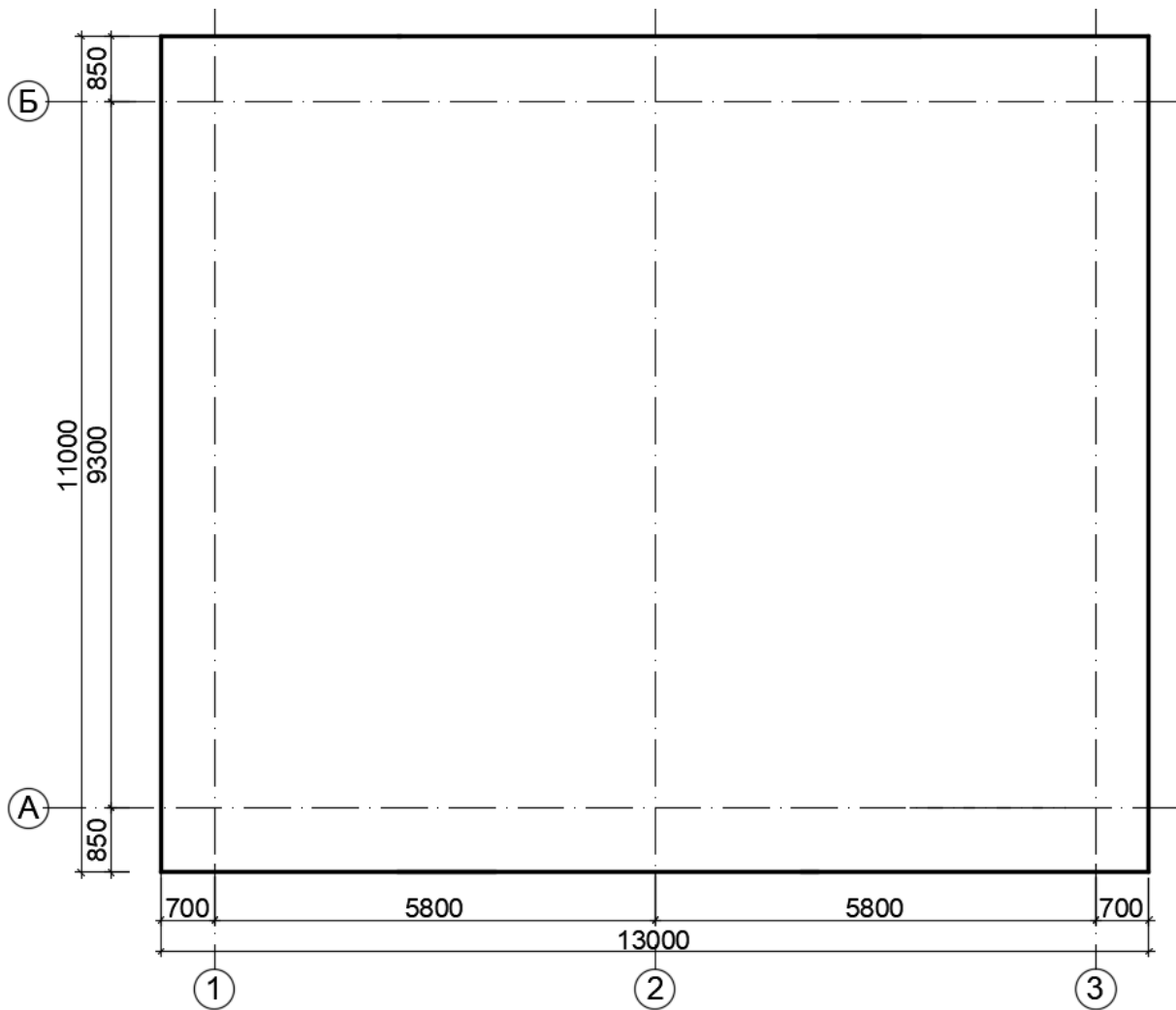


Рис. 1 План плитного фундаменту

Розрахунок фундаментної плити на пружній основі виконано в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Коефіцієнт постелі C_1 прийнято таким чином:

$$C_1 = \frac{q}{S} = \frac{80.6}{0.089} = 905.62 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 92.32 \text{ т/м}^3$$

де q – навантаження, що умовно замінюється на $P_{sl} = 80.6 \text{ кПа}$;

$S = S_0 + S_p$ – сумарне осідання будівлі.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					114
Консульт.		Пятков О.В.					

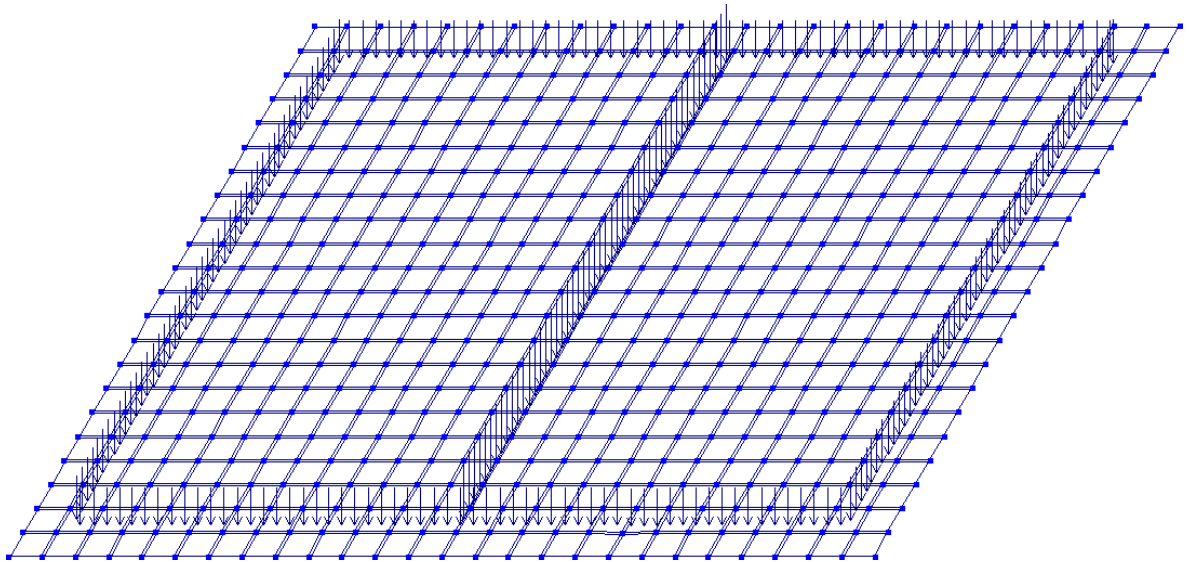


Рис. 2 Скінченно-елементна модель

4.8.2. Результати розрахунку

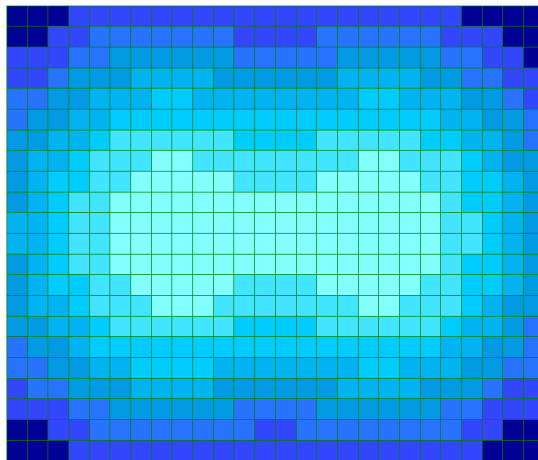
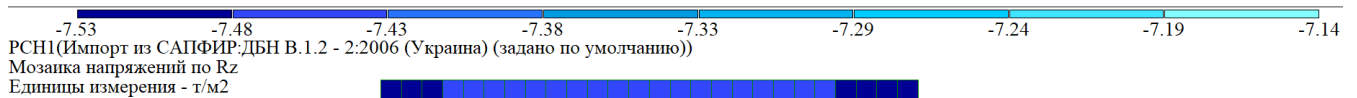


Рис. 3 Напруження під подошвою

Перевірка умови тиску по подошві фундаменту:

$$p = 73.86 \text{ кПа} \leq p_{sl} = 80.6 \text{ кПа}$$

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
	Розробив	Шандура Р.С.					115
	Консульт.	Пятков О.В.					

Отже, максимальне напруження під підошвою, що є рівним 73.86 кПа є меншим за гранично допустиме, а це означає, що прийняті розміри задовольняють умовам і можуть бути прийняті для подальшого розгляду.

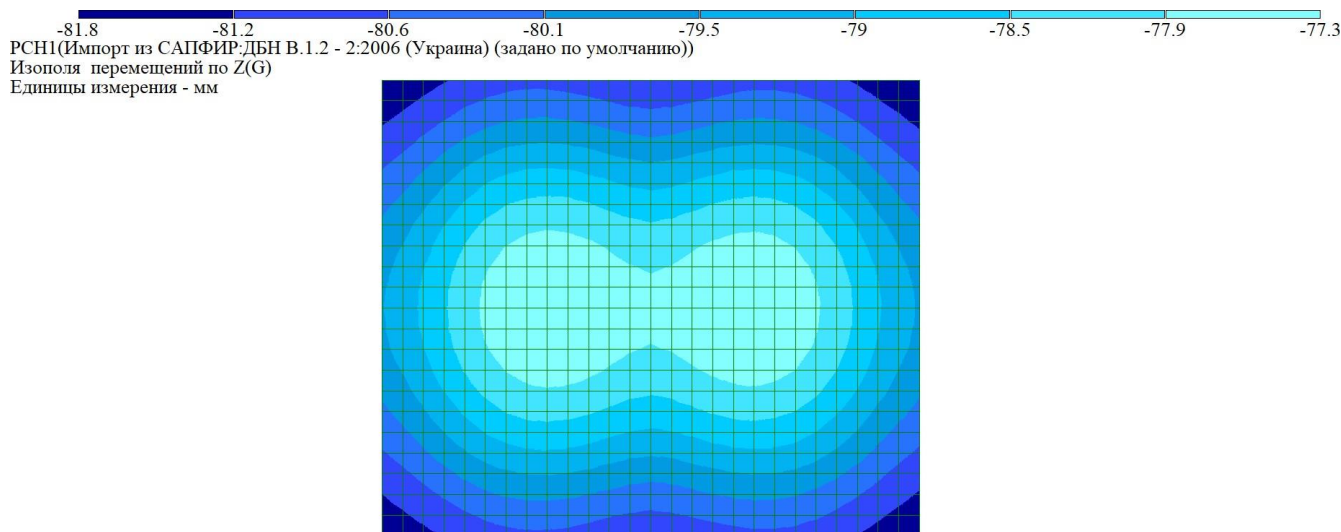


Рис. 3 Осідання плитного фундаменту

$$S = S_0 + S_p = 8.18 + 7.3 = 15.48 \text{ см} \leq S_u = 18 \text{ см}$$

де S – спільна деформація основи і споруди;

S_u – величина граничної деформації, що наведена в додатку А ДБН В.2.1-10:2018.

Отже, відповідно до Додатку А ДБН В.2.1-10:2018, граничне значення деформацій основ і фундаментів багатопверхових безкаркасних споруд з несучими стінами з цегляної кладки з армуванням та влаштованим монолітним перекриттям, складає 18 см, а це означає, що прийнятий розмір фундаменту задовольняє вимоги вищезазначених норм, оскільки обраховане максимальне значення осідання – 15.48 см є меншим за гранично допустиме.

4.8.3. Розрахунок за матеріалом

При моделюванні та конструюванні плити використовуємо такі характеристики: бетон С20/25; арматура А500С. Результати розрахунку наведені нижче.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					116
Консульт.		Пятков О.В.					

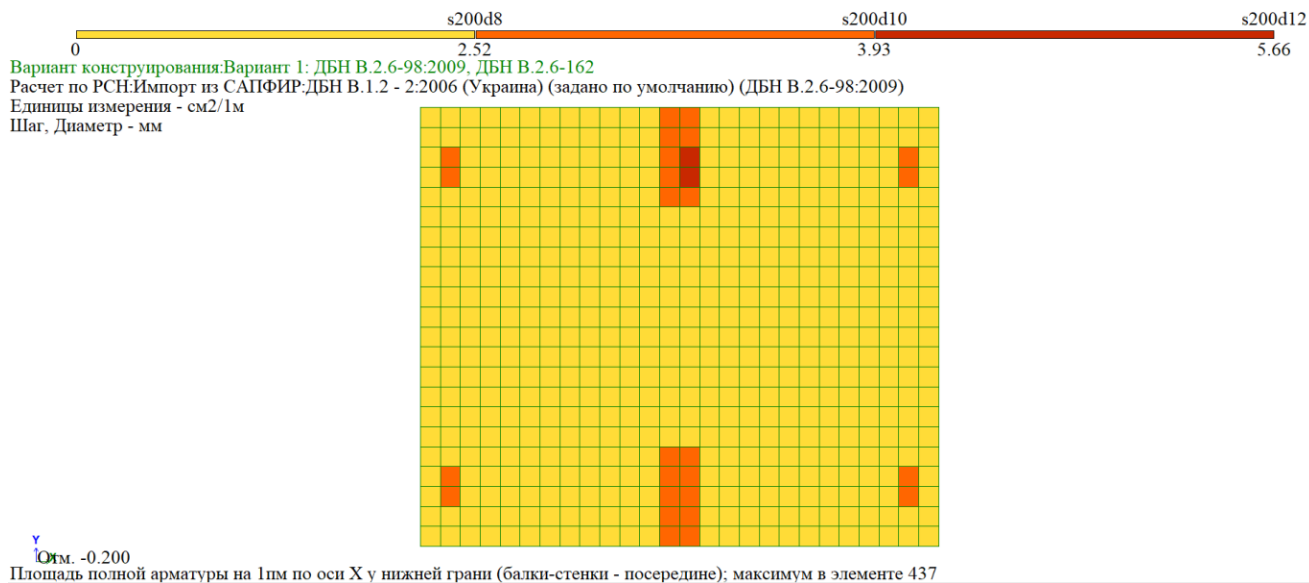


Рис. 4 Підібрана нижня арматура по осі X

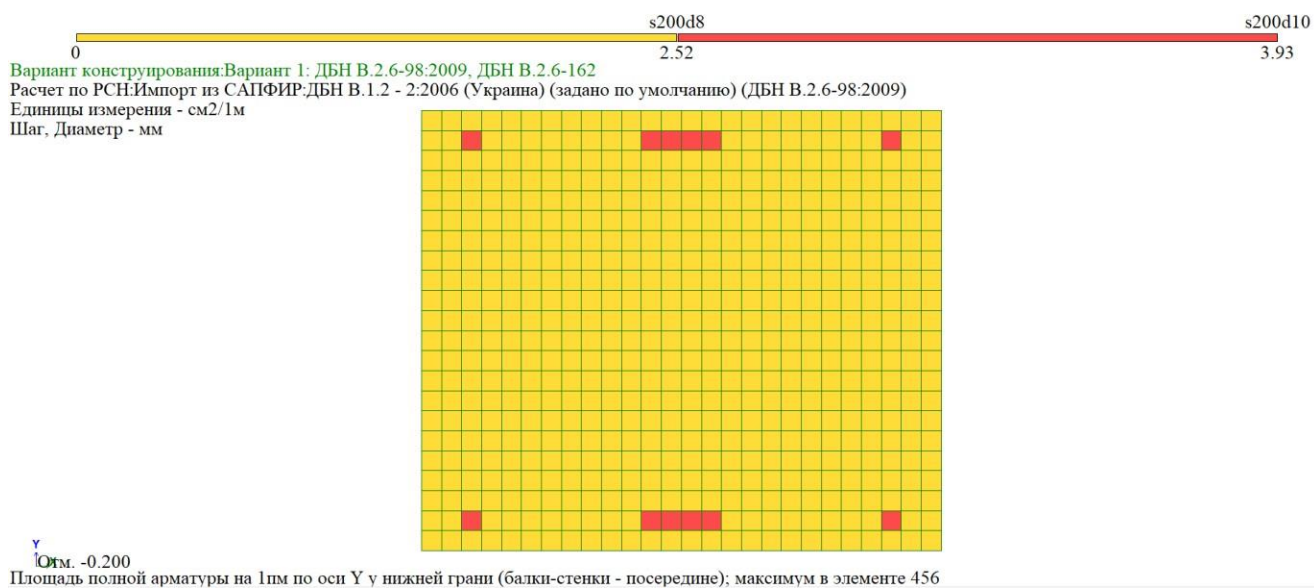


Рис. 5 Підібрана нижня арматура по осі Y

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
							117
Розробив	Шандура Р.С.						
Консульт.	Пятков О.В.						

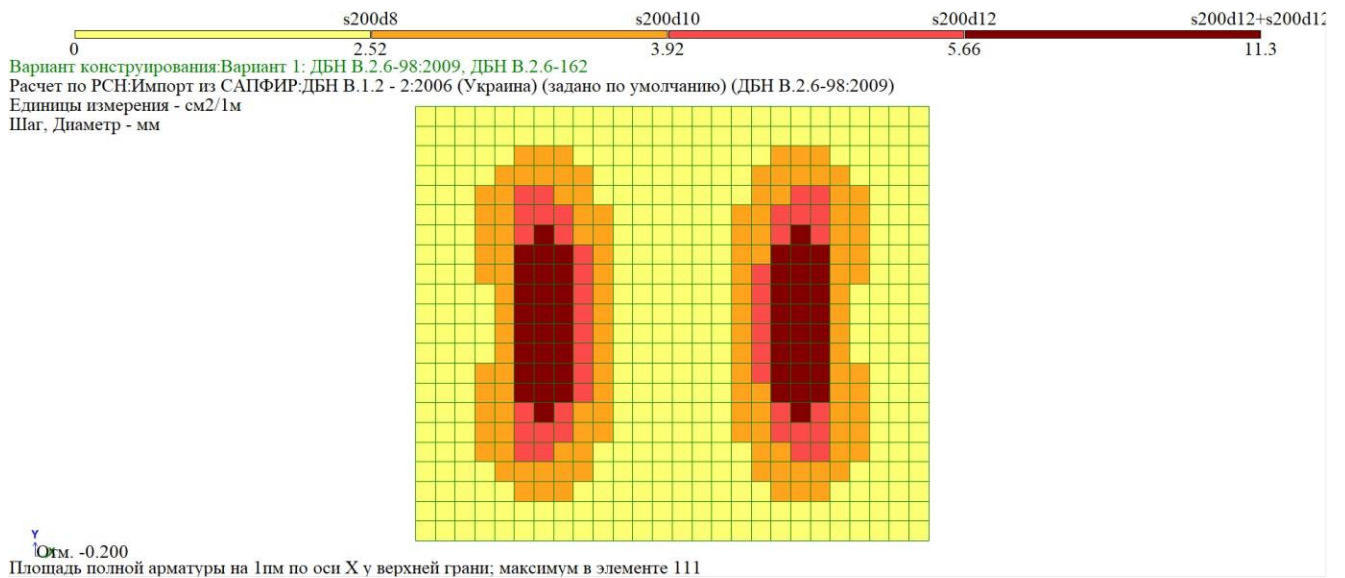


Рис. 6 Підібрана верхня арматура по осі X

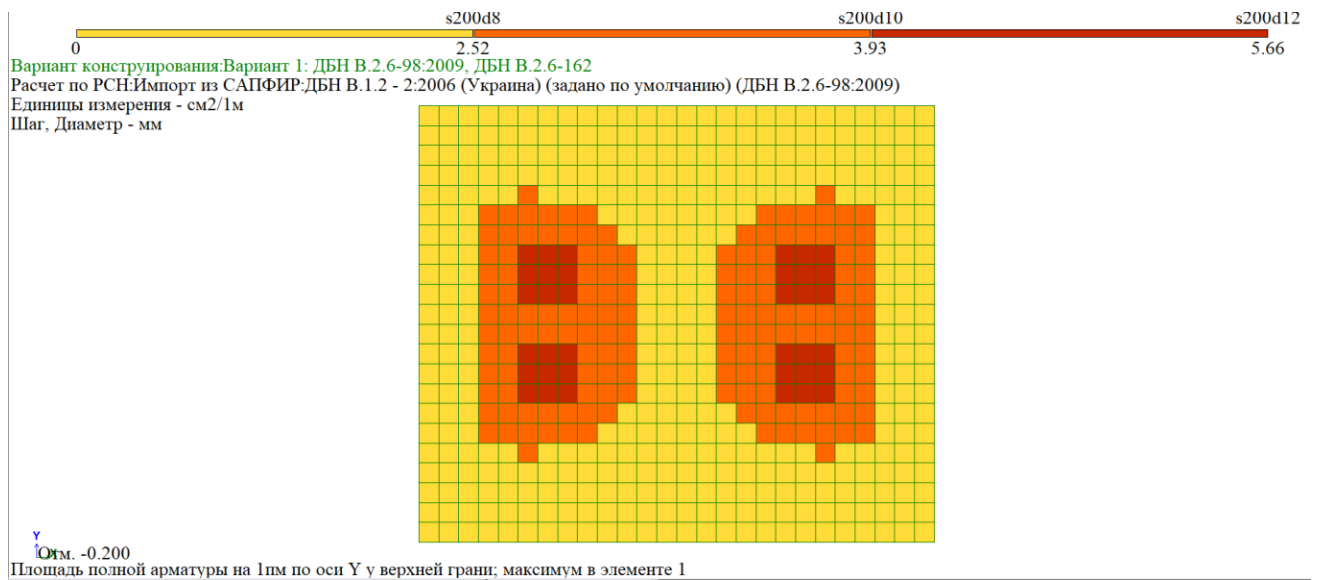


Рис. 7 Підібрана верхня арматура по осі Y

В результаті до конструювання приймається армування $\phi 12$ А500С з кроком 200x200 мм у нижній та верхній зонах, з підсиленням у верхній зоні по осі X також $\phi 12$ А500С кроком 200 мм.

4.9. Розрахунок стрічкового фундаменту за другим варіантом.

Вихідні дані:

- глибина закладання фундаменту від поверхні ґрунту: $d = 2,87$ м;

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						118
Консульт.	Пятков О.В.						

- Товщина стіни 0,6 м.
- Несучим шаром основи є ПЕ-2а суглинок твердий з розрахунковими характеристиками: $\gamma_{II} = 14,62 \text{ кН/м}^3$, $c_{II} = 18 \text{ (8) кПа}$, $\varphi_{II} = 18 \text{ (16) град}$ та опором $R_o = P_{sl} = 121,27 \text{ кПа}$.
- Для насипного ґрунту, що залягає вище $\gamma_{II} = 15,89 \text{ кН/м}^3$.

<i>Значення ширини фундаменту в залежності від навантаження</i>			
<i>Розрахункове навантаження</i>	$N_1 = 138,8 \text{ кН/м}$	$N_2 = 188,7 \text{ кН/м}$	$N_3 = 121,1 \text{ кН/м}$
<i>2 варіант</i>	$b_{21} = 2,2 \text{ м}$	$b_{22} = 3,0 \text{ м}$	$b_{23} = 1,9 \text{ м}$

Так як розрахункові значення ширини фундаменту великі, а консолі стрічкового фундаменту мають бути не більше двох товщин плитної частини ($2 \times 300 \text{ мм} = 600 \text{ мм}$), виконуємо фундаментну подушку зі ступеньками.

4.9.1. Розрахунок під зовнішню стіну по осі «1»

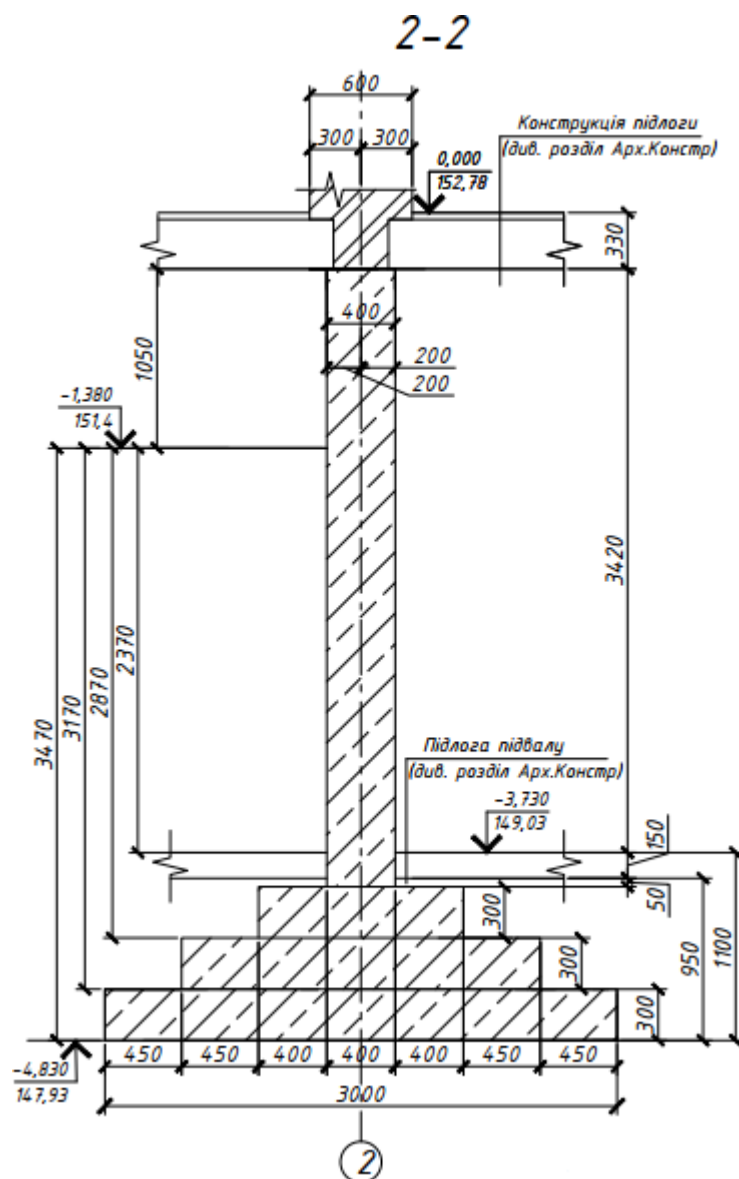
<i>Зм.</i>	<i>Кільк</i>	<i>Арк.</i>	<i>№</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дата</i>	ABP	<i>Аркуш</i>
<i>Розробив</i>	<i>Шандура Р.С.</i>						119
<i>Консульт.</i>	<i>Пятков О.В.</i>						

4	Ґрунт засипки на уступах фундаменту	$N_{з, II}$	$= (b_n - b_{с.б.}) \cdot h \cdot \gamma_{II,3} =$ $0,45 \cdot (2,87 + 2,57) \cdot 14,62 +$ $0,45 \cdot (0,05 + 0,3) \cdot 14,62 =$	38,09
ВСЬОГО		$\sum N_{II}$	=	203,64

Пеґ віряємо середнє напруження на підшві фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{\sum N_{II}}{b \cdot 1} = \frac{203,64}{2,2 \cdot 1} = 92,56 \text{ кПа} < 121,27 \text{ кПа}$$

4.9.2. Розрахунок під зовнішню стіну по осі «2»



Збір навантажень у таблиці:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						121
Консульт.	Пятков О.В.						

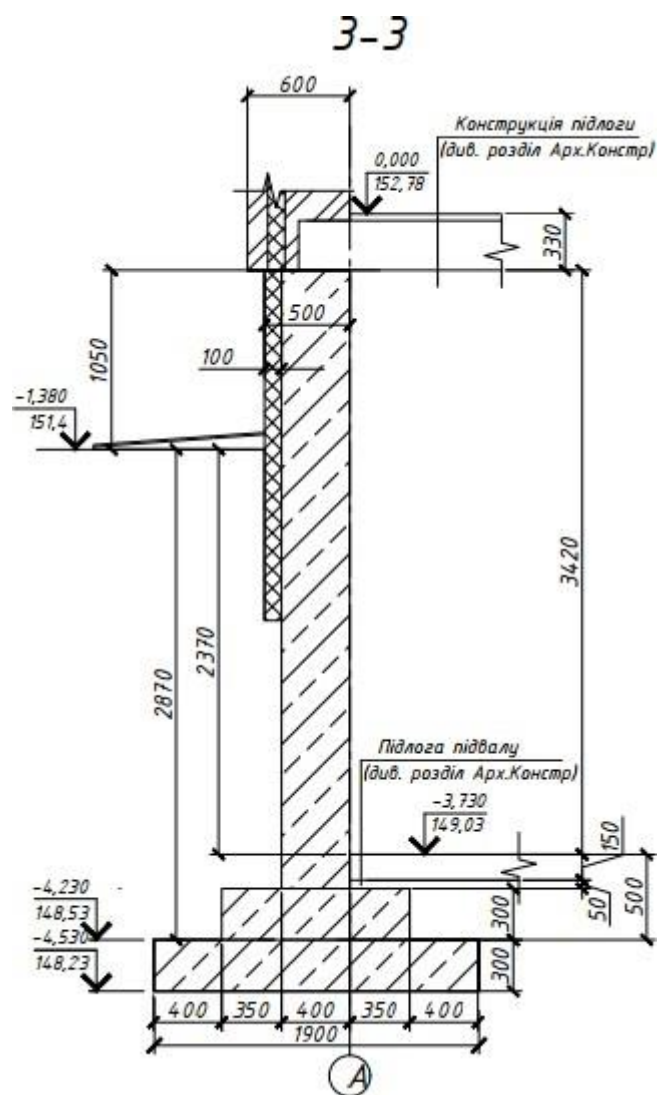
№	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення навантаження на 1 пог. м		N_i^{II} , кН/м
1	На верхньому обрізі фундаменту	N^{II}	(за розрахунком)	188,7
2	Стіна фундаментна	$N_{\text{с.б.}}^{\text{II}}$	$=1*0,4*0,05*25=$	0,5
3	Фундаментна плита	$N_{\text{ф.б.}}^{\text{II}}$	$=1*3,0*0,3*25+1*2,1*0,3*25$ $+1*1,3*0,3*25=$	47,25
4	Ґрунт засипки на уступах фундаменту	$N_{\text{з.}}^{\text{II}}$	$=(b_n-b_{\text{с.б.}})*h*\gamma_{\text{II.з.}}= 2*0,4*0,05*14,62 +$ $+2*0,45*0,35*14,62$ $+2*0,45*0,65*14,62=$	13,74
ВСЬОГО		$\sum N_{\text{II}}$	=	250,193

Пец віряємо середнє напруження на підшві фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N^{\text{II}}}{A} = \frac{\sum N^{\text{II}}}{b \cdot 1} = \frac{250,193}{3,0 \cdot 1} = 83,4 \text{ кПа} < 121,27 \text{ кПа}$$

4.9.3. Розрахунок під зовнішню стіну по осі «А»

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив			Шандура Р.С.				122
Консульт.			Пятков О.В.				



Збір навантажень у таблиці:

№	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення навантаження на 1 пог. м		N_i^{II} , кН/м
1	На верхньому обрізі фундаменту	N^{II}	(за розрахунком)	121,1
2	Стіна фундаментна	$N_{\text{с.б.}}^{\text{II}}$	$=1*0,4*0,05*25=$	0,5
3	Фундаментна плита	$N_{\text{ф.б.}}^{\text{II}}$	$=1*1,9*0,3*25+1*1,1*0,3*25=$	22,5
4	Ґрунт засипки на уступах фундаменту	N_3^{II}	$=(b_n-b_{\text{с.б.}}) \cdot h \cdot \gamma_{\text{II.3}}= 0,35*0,05*14,62 +$	38,09

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						123
Консульт.	Пятков О.В.						

			+0,4*0,35*14,62 +0,45*2,87*14,62 +0,45*2,57*14,62=	
ВСЬОГО	$\sum N_{II}$	=		181,19

Пеґ віряємо середнє напруження на підошві фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{\sum N_{II}}{b \cdot 1} = \frac{181,19}{1,9 \cdot 1} = 95,89 \text{ кПа} < 121,27 \text{ кПа}$$

4.9.4. Армування стрічкового фундаменту

Приймаємо повздовжню нижню та верхню робочу арматуру 2 ϕ 12 А500С з кро м 100 мм. Хомути приймаємо ϕ 6 А500С (згідно з СП 52-101-2003 Бетонные и ж лезобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.) з кро м 700мм. Поперечна арматура ϕ 12 А500С з кроком 700мм.

4.9.5. Визначення осідання фундаменту для перерізу 3-3

Вихідні дані: Необхідно визначити осідання стрічкового фундаменту. Що має такі геометричні характеристики: ширина підошви $b = 1,9$ м, глибина закладання $d = 2,87$ м. Середній тиск під підошвою фундаменту $p = 95,89$ кПа.

1. Складаємо розрахункову схему для визначення осадок і розбиваємо товщу ґрунтів починаючи від підошви фундаменту на 12-20 елементарних шарів товщиною $h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,9 = 0,76$ м
2. Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту в характерних точках:
 - на підошві ІґЕ-1: $\sigma_{zg.1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 15,89 \cdot 2,0 = 31,78$ кПа
 - на підошві фундаменту: $\sigma_{zg.0} = \sigma_{zg.1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 31,78 + 15,696 \cdot 0,87 = 45,44$ кПа
 - на підошві ІґЕ-2: $\sigma_{zg.2} = \sigma_{zg.0} + \gamma_2 \cdot h_2 = 45,44 + 15,696 \cdot 1,13 = 63,17$ кПа

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						124
Консульт.	Пятков О.В.						

- на підосві ІГЕ-3д : $\sigma_{zg.3д} = \sigma_{zg.2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 63,17 + 15,696 \cdot 1,0 = 78,87$ кПа
- на підосві ІГЕ-3е: $\sigma_{zg.3е} = \sigma_{zg.3д} + \gamma_3 \cdot h_3 = 78,87 + 14,813 \cdot 1,0 = 93,68$ кПа
- на підосві ІГЕ-3ж: $\sigma_{zg.3ж} = \sigma_{zg.3е} + \gamma_4 \cdot h_4 = 93,68 + 14,715 \cdot 0,8 = 105,45$ кПа
- на підосві ІГЕ-4а: $\sigma_{zg.3ж} = \sigma_{zg.3ж} + \gamma_4 \cdot h_4 = 105,45 + 16,285 \cdot 0,9 = 120,11$ кПа
- на підосві ІГЕ-5: $\sigma_{zg.3ж} = \sigma_{zg.4а} + \gamma_4 \cdot h_4 = 120,11 + 17,56 \cdot 10,8 = 309,76$ кПа
- на підосві ІГЕ-5а: $\sigma_{zg.3ж} = \sigma_{zg.5} + \gamma_4 \cdot h_4 = 309,76 + 17,56 \cdot 1,5 = 336,10$ кПа

3. Визначаємо додатковий тиск на основу:

$$\sigma_{zp.0} = p - \sigma_{zg.0} = 95,89 - 45,44 = 50,45 \text{ кПа}$$

4. Визначаємо додатковий тиск на границі кожного елементарного шару від підосви фундаменту до нижньої границі стисливої зони (точки, в якій виконується умова

5. Визначаємо додатковий тиск на основу в кожній точці $\sigma_{zp.i} = \alpha \cdot \sigma_{zp.0}$

6. Визначаємо деформацію кожного шару: $S_i = \frac{\sigma_{zp.cер.i} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta$

7. Дані заносимо в таблицю:

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					125
Консульт.		Пятков О.В.					

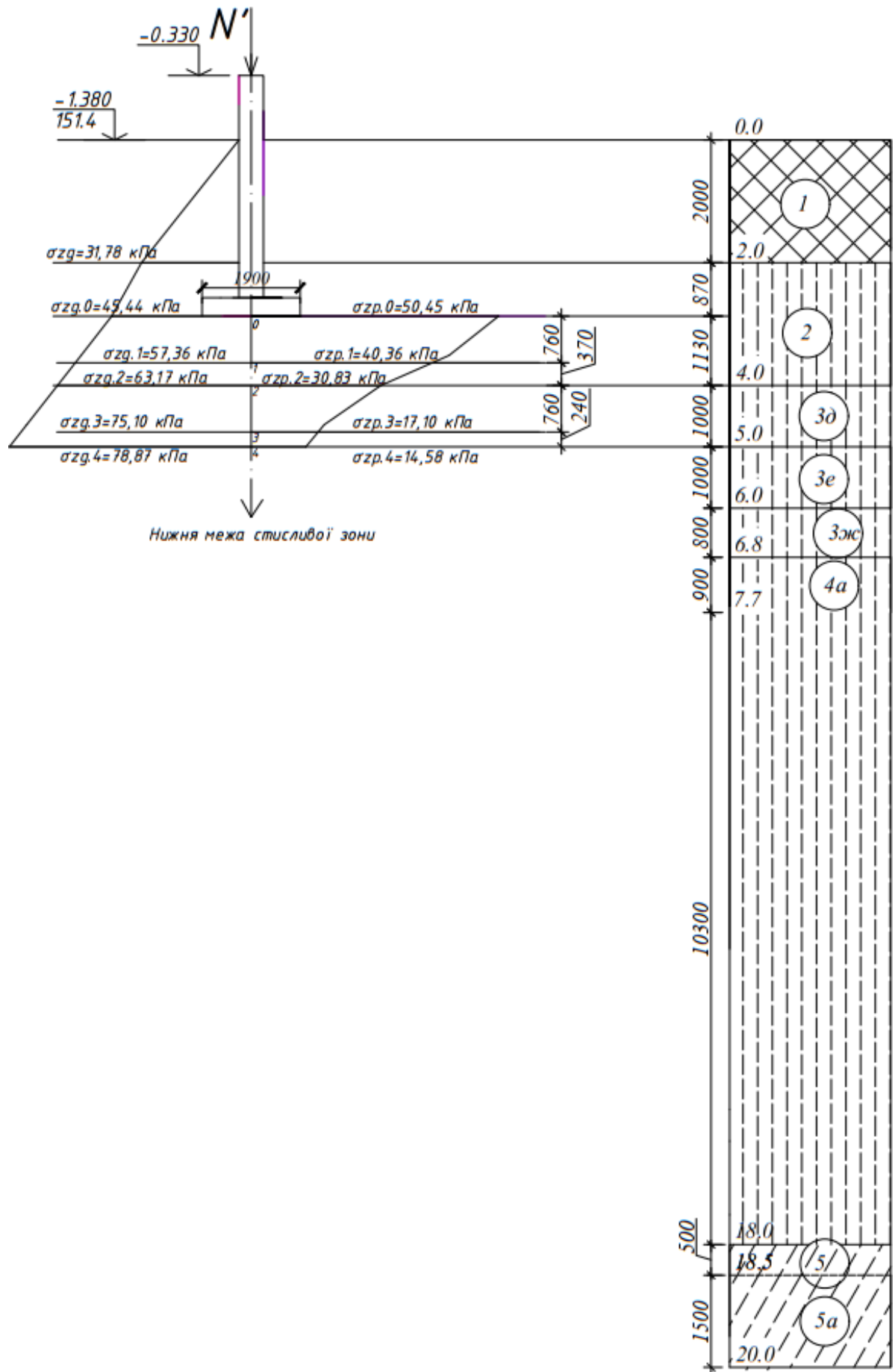
Розрахунок осідання фундаменту										
№ точки	Глибина точки z, м	$\xi=2Z/b$	α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zp}=\sigma_{zp.0}\alpha$, кПа	$\sigma_{pi,сep}=(\sigma_{zp_i}+\sigma_{zp_{i-1}})/2$, кПа	E_i , кПа	h_i , см	Осідання шару, S_i , см	Умова $\sigma_{zp} < 0,2\sigma_{zg}$
0	0	0	1	45,44	50,45					ЛОЖЬ
1	0,76	0,80	0,8	57,36	40,36	45,41	12000	76	0,23	ЛОЖЬ
2	1,13	1,19	0,611	63,17	30,83	35,60	12000	37	0,09	ЛОЖЬ
3	1,89	1,99	0,339	75,10	17,10	23,97	12000	76	0,12	ЛОЖЬ
4	2,13	2,24	0,289	78,87	14,58	15,84	12000	24	0,03	ИСТИНА
Осідання									0,46	

Розрахункова величина осідання основи не перевищує граничного осідання:

$$S = 0,46 \text{ см} < S_u = 18 \text{ см.}$$

Тому прийняті розміри фундаментів залишаються без змін.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						126
Консульт.	Пятков О.В.						



Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата
Розробив		Шандура Р.С.			
Консульт.		Пятков О.В.			

ABP

Аркуш

127

4.10. Порівняння результатів розрахунків

На кафедрі геотехніки було проведена наукова робота, яка дає змогу уточнити величини початкового тиску просідання в ґрунтовій основі. Ми використали науковий метод та розраховували інші відмінні розміри ширини фундаменту від отриманих за стандартною методикою ДСТУ. Використовуючи нове уточнене значення початкового тиску просідання P_{s1} замість звичайного розрахункового опору несучого шару ґрунту, ми запроектували стрічкові монолітні фундаменти.

Ширини фундаменту

Значення ширини фундаменту в залежності від тиску			
Розрахункове навантаження	$N_1=138,8 \text{ кН}$	$N_2=188,7 \text{ кН}$	$N_3=121,1 \text{ кН}$
1 варіант	$b_{11} = 6,0 \text{ м}$	$b_{12} = 8,1 \text{ м}$	$b_{13} = 5,2 \text{ м}$
2 варіант	$b_{21} = 2,2 \text{ м}$	$b_{22} = 3,0 \text{ м}$	$b_{23} = 1,9 \text{ м}$

Отже, для влаштування плитного фундаменту нам потрібно 57,2 куб.м. бетону класу С20/25, 14,8 куб.м. бетону класу С8/10, 5,08 т арматури $\varnothing 12$ А500С, 5,6 т арматури $\varnothing 8$ А240С.

Для влаштування стрічкового фундаменту потрібно 80,77 куб.м. бетону класу С20/25, 12,0 куб.м. бетону класу С8/10, 3,69 т арматури $\varnothing 10-14$ А500С, 0,05 т арматури $\varnothing 6$ А240С.

Можемо зробити висновок, що економічно доцільним буде використання другого варіанту – стрічкового фундаменту, бо він потребує менше матеріалу, а отже і є дешевшим.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						128
Консульт.	Пятков О.В.						

Специфікація до схеми армування плитного фундаменту

<i>Поз.</i>	<i>Позначення</i>	<i>Найменування</i>	<i>Кіл.</i>	<i>Маса, од., кг</i>	<i>Прим.</i>
		<u>Складальні одиниці</u>			
<i>КР1</i>		<i>Каркас підтримуючий КР1</i>	286	2,16	<i>м.п.</i>
<i>ФПм1</i>		<i>Фундаментна плита</i>			5672,1
		<u>Деталі</u>			
<i>1</i>	<i>Ø12A500C</i>	<i>ДСТУ 3760:2019 l=мн</i>	5720	0,888	5079,36
<i>2</i>	<i>Ø12A500C</i>	<i>ДСТУ 3760:2019 l=500</i>	5	0,444	2,22
<i>3</i>	<i>Ø12A500C</i>	<i>ДСТУ 3760:2019 l=1500</i>	50	1,332	66,6
<i>4*</i>	<i>Ø12A500C</i>	<i>ДСТУ 3760:2019 l=2500</i>	128	2,22	284,16
<i>5*</i>	<i>Ø12A500C</i>	<i>ДСТУ 3760:2019 l=2500</i>	108	2,22	239,76
		<u>Матеріали</u>			
		<i>Бетон класу С20/25 (В25) W6 F200</i>	57,2		<i>м³</i>
		<i>Бетон С 8/10 (В7.5, для підготовки)</i>	14,8		<i>м³</i>

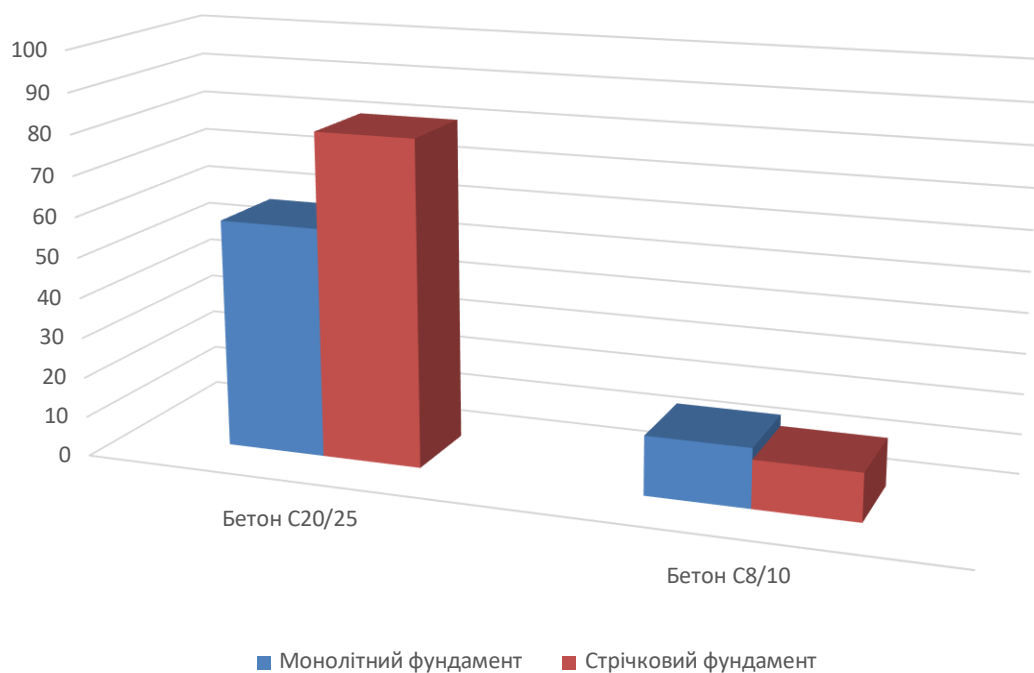
<i>Зм.</i>	<i>Кільк.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дата</i>	<i>ABP</i>	<i>Аркуш</i>
<i>Розробив</i>		<i>Шандура Р.С.</i>					129
<i>Консульт.</i>		<i>Пятков О.В.</i>					

Специфікація до схеми армування стрічкового фундаменту

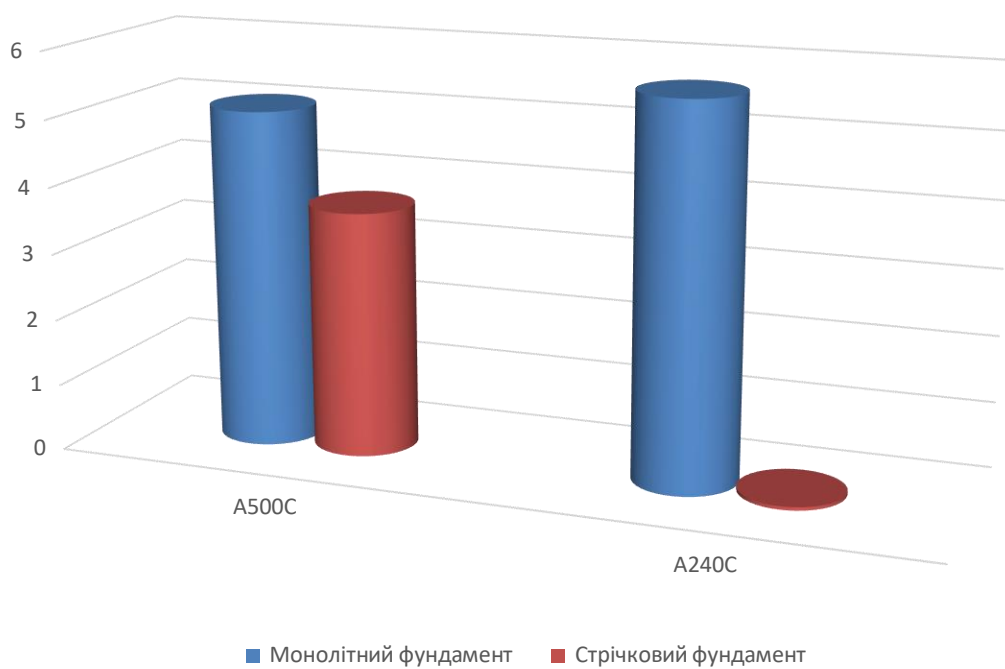
Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од., кг	Прим.
		Фундаментна подушка			1884,53
		<u>Деталі</u>			
1	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=м.п.	975,2	0,888	865,98
2*	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=1810	138	1,607	221,81
3*	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=2110	78	1,874	146,147
4*	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=2910	39	2,584	100,78
5	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=1850	138	1,64	226,71
6	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=2150	78	1,909	148,92
7	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=2950	39	2,62	102,18
8*	ДСТУ 3760:2019	Ø12A500C l=2200	36	2	72,0
		Фундамент			1801,55
		<u>Деталі</u>			
9	ДСТУ 3760:2019	Ø10A500C l=м.п.	111,4	0,62	68,73
10	ДСТУ 3760:2019	Ø14A500C l=м.п.	278,5	1,21	336,985
11*	ДСТУ 3760:2019	Ø6A500C l=500	501,3	0,1	50,13
12*	ДСТУ 3760:2019	Ø10A500C l=7140	278,5	4,403	1226,9
13*	ДСТУ 3760:2019	Ø10A500C l=1500	36	0,9	32,4
14*	ДСТУ 3760:2019	Ø10A500C l=1000	144	0,6	86,4
		<u>Матеріали</u>			
		Бетон класу С20/25 (В25) W6 F200	80,77		куб.м.
		Бетон С 8/10 (В10, для підготовки)	12,0		куб.м.
		Гідроізоляція	542,23		кв.м.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						130
Консульт.	Пятков О.В.						

Діаграма потреби у бетоні



Діаграма потреби арматури



Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата
Розробив		Шандура Р.С.			
Консульт.		Пятков О.В.			

ABP

4.11. Висновки

Інженерно-геологічні вишукування та інженерна підготовка ґрунтової основи є першим кроком вибору оптимальних розмірів фундаменту, матеріалу та конструкцій, що прямолінійно впливає на техніко-економічні показники будівництва об'єкту. У нашому випадку, ґрунтовий масив представлено просідаючими ґрунтами. До просідаючих ґрунтів відносять лесовидні зв'язні (глинисті) ґрунти, деякі види покривних зв'язних відкладень, а також в окремих випадках дрібні та пилюваті піски з підвищеною структурною міцністю, насипні глинисті ґрунти, деякі види промислових відходів (колосниковий порошок, попіл та ін.), попелові відкладення тощо. Під дією зовнішнього навантаження та власної ваги або тільки власної ваги при замочуванні водою або іншою водною речовиною такі ґрунти зазнають вертикальної деформації просідання $es_1 \geq 0,01$ (загальна деформація $\geq 1\%$) за рахунок різких змін структури ґрунту. Саме тому, було проведено дослідження з уточненню даних вимірів, та максимальне виключення похибок вимірювання.

Згідно аналізу літератури за темою наукового дослідження магістерської роботи, зроблено основні висновки, а саме:

5. Деформація зразка ґрунту є нерівномірною за висотою зразка.
6. Деформація змінання значно впливає величину модуля деформації.
7. Коефіцієнти кореляції m_c встановлені на основі комплексних досліджень та кореляційних зв'язків між величиною деформації зразка та ступеню вологості його при різних навантаженнях для лесових супісків та сугленків.
8. При проектуванні фундаментів неглибокого закладання по варіанту, який забезпечує неможливість просідаючих деформацій при змочуванні основи важливим практичним фактором є уточнене визначення початкового тиску просідання, який буде значно наближений до величини P_{s1} отриманих при випробуваннях лесових ґрунтів штампами.

Це і стало повштовхом для виконання порівнянь двох методик розрахунку.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					132
Консульт.		Пятков О.В.					

За першою стандартною методикою розрахунку згідно ДСТУ було виявлено, що:

- майданчик, що розглядається за даними з двох свердловин, для випадків замочування зверху та знизу відноситься до *другого типу умов за просіданням* під дією власної ваги, оскільки просідання від власної ваги при змочуванні знизу складає більше 5 см ($S_{sl}=7,3$ см) (за нормами, що діяли до 2009 р.). Далі у розрахунках будемо використовувати дані свердловини №13, так як значення просідання більше.

За другою методикою, що враховує компресійну похибку було виявлено, що:

- майданчик, що розглядається, для випадків замочування зверху та знизу відноситься до *першого типу умов за просіданням* під дією власної ваги, оскільки просідання від власної ваги при змочуванні знизу складає менше 5 см ($S_{sl}=0,9$ см) (за нормами, що діяли до 2009 р.).

Враховуючі ці результати, було розраховано ширини фундаментної подушки для обох варіантів.

<i>Значення ширини фундаменту в залежності від тиску</i>			
<i>Розрахункове навантаження</i>	$N_1=138,8$ кН	$N_2=188,7$ кН	$N_3=121,1$ кН
<i>1 варіант</i>	$b_{11} = 6,0$ м	$b_{12} = 8,1$ м	$b_{13} = 5,2$ м
<i>2 варіант</i>	$b_{21} = 2,2$ м	$b_{22} = 3,0$ м	$b_{23} = 1,9$ м

Результати розрахунків за офіційною методикою ДСТУ передбачають пер хід від стрічкового фундаменту неглибокого закладання до плитного фундаменту, так як значення ширини фундаменту є великими та зливаються в одну плиту (прольоти будівлі по 5,8м в осях «1-2-3» та 9,3м в осях «А-Б»).

Виконання розрахунку за науковою методикою з урахуванням коефіцієнту m_c , що наведений у наукових роботах та враховує «компресійну похибку» виміру розірвання, має гарні значення ширини фундаменту, що дає змогу

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					133
Консульт.		Пятков О.В.					

залишити обраний тип фундаменту – стрічковий монолітний, але є менш обґрунтованим та дослідженим.

Тож використання даного коефіцієнту значно покращує результати розрахунку, та дає можливість залишати виконання стрічкового монолітного фундаменту, а не переходити на плитний фундаменту.

Розрахував та законструкувавши плитний та стрічковий фундамент, ми отримали, що економічно доцільним буде використання другого варіанту – стрічкового фундаменту, бо він потребує менше матеріалу, а отже і є дешевшим.

Найменування	Ціна за од.*	Вартість 1вар.	Вартість 2 вар.
Бетон С20/25	3108,00 грн/куб.м.	177 777,6 грн	251 033,16 грн
Бетон 8/10	1890,00 грн/куб.м.	27 972,0 грн	22 680,0 грн
Арматура А240С	35535,00 грн/т	201 483,45 грн	1 776,75 грн
Арматура А500С	34650,00 грн/т	176 022,0 грн	127 719,9 грн
Разом:		583,26 тис грн	403,21 тис.грн

*ціни на бетон вказані за сайтом «Бетон від Ковальської» станом на 14/12/2022; ціни на арматуру вказані за даними сайту Metinvest-smc.com станом на 14/12/2022.

Отже, як і передбачалось, плитний варіант є дорожчим за стрічковий на 186 045 тис грн за матеріалом.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					134
Консульт.		Пятков О.В.					

*Технологія та організація
будівництва*

						<i>Дипломний проект</i>		
<i>Зм.</i>	<i>Кі-</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док.</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дат</i>			
<i>Розробив</i>	<i>Шандура Р.С.</i>					<i>Стадія</i>	<i>Аруш</i>	<i>Архів</i>
<i>Консульт</i>	<i>Чебанов Л.С.</i>					<i>АВР</i>	135	
<i>Керівник</i>	<i>Пятков О.В.</i>					<i>КНУБА</i>		

5.1. Вихідні данні

Будівля представляє собою 3 поверхову споруду з підвалом, прямокутної форми розмірами 11,6 x 9,3 м у плані, підвал виконаний під усією будівлею.

Фундамент виконано стрічковий неглибокого закладання з монолітного залізобетону на лесових просідаючих ґрунтах. Ширина фундаментної подушки підібрана таким чином, щ виконуємо ступеньки. Розрізи див. розділ науково-дослідна частина.

За відносну відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першолошо поверху, що відповідає абсолютній відмітці 152,78. За основу під подошвою прийнято ПЕ-2 Суглинок лесовий, просідаючий, твердий, макропористий, пілуватий, від жовто-сірого до жовтого.

Монолітні конструкції фундаменту виконувати з важкого бетону класу С20/25 (В25) W6 F200. Під стрічковим фундаментом виконати бетонну підготовку з бетону С8/10 (В7.5) товщиною 100мм, що перевищує розміри фундаментної плити на 100мм в кожен бік.

Згинання стержнів виконувати тільки у холодному стані. Стики стержнів робочої арматури розташовувати врозбіжку. Витрати сталі на стикування з перепуском в специфікації не враховані. З'єднання на перетинах стержнів виконувати за допомогою зв'язування стальним дротом $\varnothing 0.8-1.2$ мм через один стержень в шаховому порядку.

Зворотну засипку пазух котлована виконувати ґрунтом без органічних домішок. Ґрунт засипки пошарово ущільнити до щільності в сухому стані не менше, ніж $\rho_d=1.75$ т/м³. Зворотну засипку пазух котлована виконувати тільки після влаштування плити перекриття першого поверху.

Анкеровку арматури і стики арматури внахльостку виконувати з врахуванням вимог "Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры".

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					136
Консульт.		Чебанов Л.С.					

Опалубні, арматурні і бетонні роботи вести згідно ПВР, виконаного відповідно до даного проекту і вимог ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 «Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій», ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 (СНиП 3.02.01-87, MOD) "Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів" та ДБН А.3.2-2-2009 "Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення".

Виконання земляних робіт в умовах існуючої забудови виконувати з дотриманням правил техніки безпеки і під наглядом осіб, що відповідають за експлуатацію близько розташованих існуючих підземних мереж.

Відповідно до ДБН А.3.1-5:2016 "Організація будівельного виробництва", будівельно-монтажні організації, які здійснюють будівництво (розширення, реконструкцію...) об'єкта, повинні забезпечувати потрібну якість і надійність будівель і споруд відповідно з проектними рішеннями та контролювати якість БМР та закінченої будівельної продукції. Приховані роботи на відповідальні конструкції належать огляду з підписом актів на закриття прихованих робіт і актів проміжного прийняття відповідальних конструкцій.

Виконуємо спеціальні роботи:

- розробка котловану;
- влаштування стрічкового фундаменту;
- влаштування стін;
- влаштування перекриттів;
 - влаштування покрівлі;
 - заповнення віконних проїомів віконними блоками,
 - електромонтажні роботи;
 - внутрішні санітарно-технічні роботи;
 - пусконаладжувальні роботи;
 - влаштування відмостки.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					137
Консульт.		Чебанов Л.С.					

5.2. Технологічна карта. Область застосування.

Технологічна карта розроблена на процес подачі бетонної суміші автобетононасосом в опалубку та на процес бетонування та монолітного стрічкового фундаменту з важкого бетону класу C20/25 (B25) W6 F200.

До складу робіт, що розглядаються картою, входять:

- підготовчі роботи,
- геодезичні розбивочні роботи,
- опалубочні роботи,
- арматурні роботи,
- подача бетонної суміші,
- укладання бетонної суміші,
- завершальні роботи.

Влаштування стрічкового фундаменту виконуємо у дві зміни.

5.3. Підготовчі роботи

До початку бетонування:	При роботі із землі:
<ul style="list-style-type: none">- призначена особа, відповідальна за якісне і безпечне проведення робіт;- проінструктовані члени бригади з техніки безпеки, включаючи інструктаж з безпеки робіт в охоронних зонах діючих трубопроводів і ЛЕП;- влаштовані тимчасові дороги та під'їзди будівельної техніки до зони бетонування;- визначені шляхи руху автобетонозмішувачів і робоча стоянка автобетононасосу;- забезпечено тимчасове електропостачання, водопостачання та освітлення;	<ul style="list-style-type: none">- підготовлено горизонтальну поверхню, на якій проводиться бетонування;- встановлена та прийнята майстром опалубка;- встановлені арматура та заставні деталі відповідно до робочих

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					138
Консульт.		Чебанов Л.С.					

- доставлені та підготовлені механізми, інвентар та пристосування.

креслень з оформленням акта на приховані роботи;

5.4. Технологія і організація процесів

До початку робіт склопакети повинні бути завезені автотранспортом паке-
тами, доставлені в зону роботи необхідні пристосування, інвентар і інструмент.

В якості ведучого механізму використовується автобетононасос СБ-126Б, на шасі автомобіля КамАЗ-53213, продуктивністю 65 м³/ год при дальності подачі бетонної суміші по горизонталі на 180-360 м і по вертикалі 50-80 м (дивись рис.1).

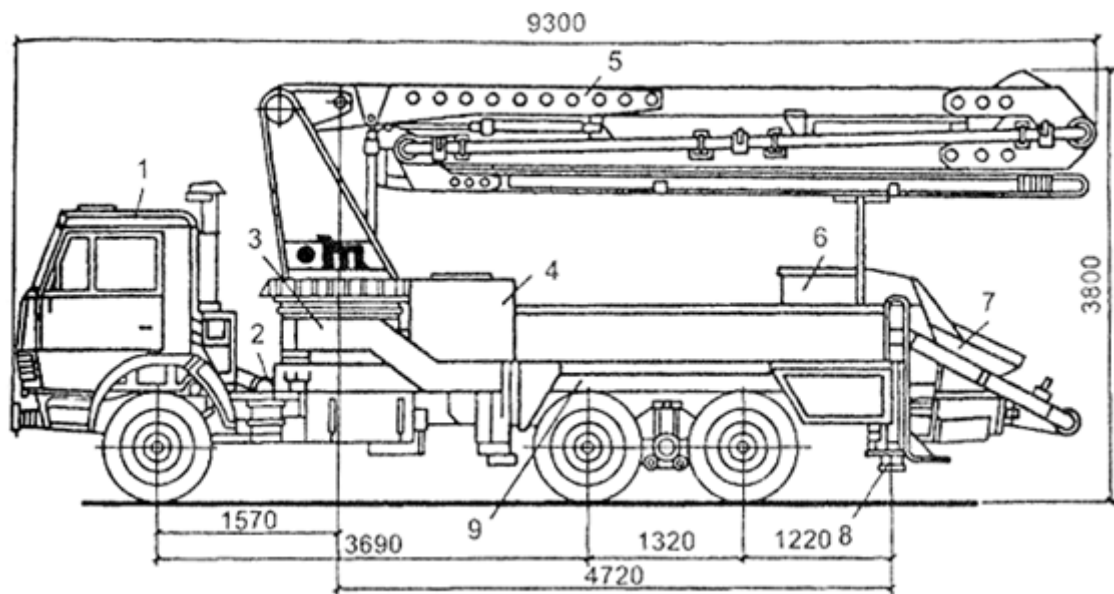


Рис.1. Автобетононасос СБ-126Б

1 - автомобіль КамАЗ-53213; 2 - коробка відбору потужностей; 3 - виносна опора; 4 - гидробак; 5 - розподільна, трехсекционная стріла 18 м ; 6 - бак для води; 7 - приймальна коробка; 8 - гідроциліндр виносних опор; 9 - рама.

Розподільна стріла (5) призначена для подачі бетонної суміші до місця її укладання.

Вона складається з кінцевої, середньої і кореневої секцій. За допомогою важеля кінцева секція змінює своє положення щодо середньої секції на кут до 270 °,

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					139
Консульт.		Чебанов Л.С.					

а середня щодо кореневої - на 180 °. В цілому стріла є трубопровід з внутрішнім діаметром 125 мм з окремих ланок, з'єднаних на швидко-муфтах з гумовими кільцями.

Процес укладання бетонної суміші складається з робочих операцій, пов'язаних з подачею її в опалубку і ущільнення. До початку укладання бетонної суміші в опалубку необхідно перевірити:

- елементи кріплення опалубки;
- якість очищення опалубки від сміття і бруду;
- якість очищення арматури від нальоту іржі;
- правильність установки арматурних конструкцій і закладних деталей;
- ретельність очищення бетонної підготовки від цементної плівки;
- мастило на поверхні опалубки;
- виноску осей споруди (фарбою) на арматурний каркас.

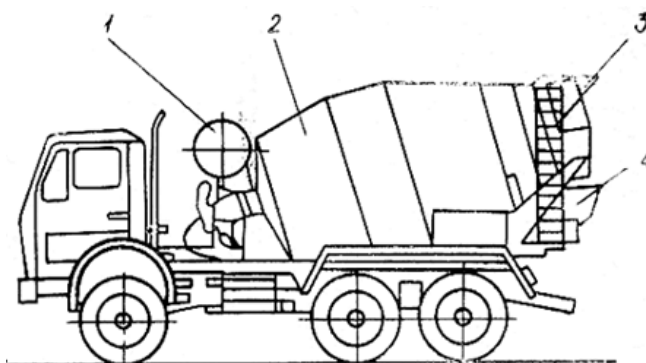


Рис.2. Автобетонозмішувач СБ-92

1 - бак для води; 2 - змішувальний барабан; 3 - завантажувальна воронка; 4 - лоток.

На об'єкт бетонну суміш доставляють Автобетонозмішувачі СБ - 92-1 (4,0 м³) (дивись рис.2). Бетонну суміш укладають в опалубку з дотриманням наступних умов:

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					140
Консульт.		Чебанов Л.С.					

- суміш необхідно укласти горизонтальними шарами однакової товщини 30- 50 мм без розривів з послідовним напрямком укладання в одну сторону у всіх шарах.

- час перекриття шарів бетонування в середньому становить від 0,75 до 1,0 години.

- укладання бетонної суміші в споруду повинно здійснюватися без робочих швів в конструкції, методом безперервного бетонування і ретельного ущільнення.

Верхній, робочий шар ростверку товщиною 200 мм виконується з бетону такої ж марки на безусадковому портландцементі.

Після перевірки зазначених вище пунктів відбувається наступний - пункт прийому та вивантаження бетонної суміші.

Бетонна суміш з автобетонозмішувача подається в прийомну лійку автобетононасоса, звідки направляється до двох бетонотранспортних циліндрів. Нагнітається бетонна суміш потрапляє в монолітну конструкцію за допомогою розподільної стріли (дивись рис.3).

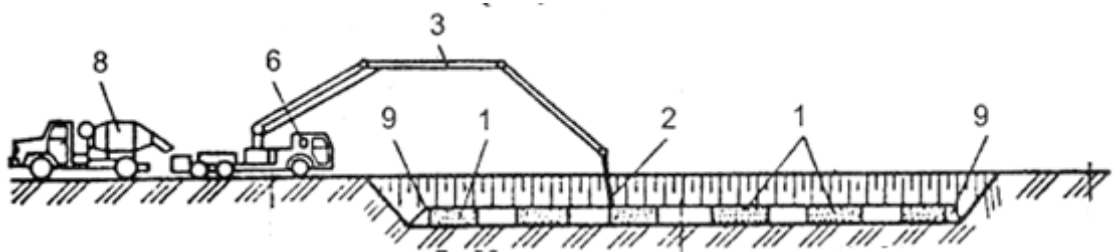


Рис.3. Укладання бетонної суміші Автобетононасосом

1 - укладання бетону; 2 - рукав; 3 - шарнірна стріла; 4 - бетоновод; 5 - гідроциліндр; 6 - автобетононасос; 7 - приймальний бункер; 8 - автобетонозмішувач; 9 - опалубка.

При укладанні бетонної суміші необхідно дотримуватися основних правил:

- додавання води при укладанні бетонної суміші не допускається;
- відокремилась з суміші холодну воду необхідно видаляти;

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					141
Консульт.		Чебанов Л.С.					

- висота вільного скидання бетонної суміші не повинна перевищувати 2,0 м ;
- верхній рівень укладеної бетонної суміші повинен бути на 50-70 мм нижче верху щитів опалубки;
- укладка наступного шару бетонної суміші допускається до початку схоплювання бетону попереднього шару.

Під час укладання бетонної суміші необхідно передбачити захист виготовляється конструкції від атмосферних опадів поліетиленовою плівкою.

Прораб візуальним оглядом визначає закінчення осідання бетонної суміші в шарі, і тільки після цього віддає розпорядження про припинення ущільнення і заливці нового шару.

Основними ознаками закінчення осідання сумішей можуть бути:

- припинення виділення повітря з суміші;
- поява цементного молока в місцях примикання бетону до опалубки;

Після внутрішнього (глибинного) вібрування верхнього, робочого шару приступають до його наружному (поверхневому) ущільнення. Для цього застосовують двобалкові віброрейки С - 413, в яких передній брус розрівнює і спочатку ущільнює бетонну суміш, а задній остаточно ущільнює і загладжує поверхню.

Продуктивність глибинного вібратора, на ущільненні шару дорівнює:

$$N_{\text{віб.}} = 2 \times 0,85 \times 0,50 \times 0,30 \times \frac{2700}{30 + 30} = 11,5 \text{ м}^3.$$

Загальна потреба вібраторів - 3 од.

Для компенсації тепловтрат бетону в навколишнє середовище, забезпечення заданого режиму охолодження і прискорення твердіння монолітного бетону, доцільно застосувати електропрогрев конструкції фундаментів, стрижневими електродами (діаметром 6-12 мм).

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					142
Консульт.		Чебанов Л.С.					

Електропрогрів бетону можна проводити тільки після утеплення всіх відкритих, не захищених опалубкою поверхонь ростверку. Для прогрівання бетону застосовуються зварювальні трансформатори, що забезпечують зниження напруги до 50-120 В.

Температура ізотермічного прогріву не повинна перевищувати 60-70 ° С. В процесі прогріву необхідно зберігати в бетоні достатню кількість вологи, виробляючи догляд за ним. Після досягнення бетоном 50-60% проектної міцності, електропрогрев слід припинити.

Догляд за бетоном полягає в підтримці його у вологому стані в період тверднення і набуття міцності шляхом запобігання випаровування води і поглинання її опалубкою. На поверхню бетону не повинні потрапляти прямі сонячні промені. Після поливу водою поверхню бетону покривається шаром тирси або чистим піском і покривається поліетиленовою плівкою. Кути і ребра конструкції повинні бути захищені від втрат вологи поліетиленовою плівкою відразу після укладання бетону. Пісок або тирсу повинні бути постійно зволоженими. Укриття і поливання бетону необхідно провести не пізніше, ніж через 10 годину після закінчення бетонування, а в жарку погоду через 2 год. Після зняття опалубки, необхідно відновити укриття поверхні бетону для підтримки температурно-вологісного режиму, що забезпечує наростання міцності бетону заданими темпами.

Распалублівані забетонованої конструкції допускається при досягненні бетоном міцності, рівній 80% проектної.

Заповнення можливих пустот під заставними деталями роблять у такий спосіб:

- в заставних отворах по осі більшої сторони свердлять два отвори;
- в ці отвори під тиском заливають аеродромний полімерний герметик холодного затвердіння (АПГХО) по ТУ 55775-002-10613873-96.

Анкерні болти в колодязях заливають бетоном класу В 22,5 на дрібному заповнювачі.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					143
Консульт.		Чебанов Л.С.					

Після монтажу обладнання виконується підлива з бетону класу В 22,5 на дрібному заповнювачі шириною 250 мм і висотою 60 мм , попередньо видаливши сміття з-під обладнання і промивання місць укладання бетонної суміші. Приймання і підливу бетонної суміші виробляють через край встановленої опалубки з подальшим ущільненням. По закінченню підливи очищають обладнання від набризком бетонної суміші.

5.5. Технологічні розрахунки

Стіна по осі «2»

- 1) Підшва стрічкового фундаменту:

$$7,8 \times 3,0 \times 0,3 = 7,02 \text{ куб. м.}$$

$$7,8 \times 2,1 \times 0,3 = 4,914 \text{ куб. м.}$$

$$7,8 \times 1,2 \times 0,3 = 2,808 \text{ куб. м.}$$

$$7,02 + 4,914 + 2,808 = 14,742 \text{ куб. м.}$$

- 2) Стрічковий фундамент стіна:

$$7,8 \times 0,4 \times 4,07 = 12,7 \text{ куб. м.}$$

- 3) Загальний об'єм:

$$14,742 + 12,7 = 27,442 \text{ куб.м.}$$

Стіна по осі «1, 3»

- 1) Підшва стрічкового фундаменту:

$$7,8 \times 2,2 \times 0,3 = 5,15 \text{ куб. м.}$$

$$7,8 \times 1,3 \times 0,3 = 3,042 \text{ куб. м.}$$

- 2) Стрічковий фундамент стіна:

$$7,8 \times 0,4 \times 4,07 = 12,7 \text{ куб. м.}$$

- 3) Загальний об'єм:

$$5,15 + 3,042 + 12,7 = 20,892 \text{ куб.м.}$$

Стіна по осі «А, Б»

- 1) Підшва стрічкового фундаменту:

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш	
Розробив		Шандура Р.С.						144
Консульт.		Чебанов Л.С.						

$$13,9 \times 1,9 \times 0,3 = 7,923 \text{ куб. м.}$$

$$13,1 \times 1,1 \times 0,3 = 4,323 \text{ куб. м.}$$

2) Стрічковий фундамент стіна:

$$12,4 \times 0,4 \times 4,07 = 20,19 \text{ куб. м.}$$

3) Загальний об'єм:

$$7,923 + 4,323 + 20,19 = 32,436 \text{ куб.м.}$$

Загальні об'єми

1) Загальний об'єм стрічкового фундаменту:

$$27,442 + 20,892 + 32,436 = 80,77 \text{ куб м.}$$

2) Площа підшви стрічкового фундаменту:

$$13,9 \times 11,6 - 2 \times 7,8 \times 3,25 = 110,54 \text{ кв.м.}$$

3) Площа верху фундаменту:

$$3 \times 9,3 \times 0,4 + 2 \times 12,1 \times 0,4 = 20,84 \text{ кв.м.}$$

4) Площа підготовки під фундамент:

$$14,1 \times 11,8 - 2 \times 7,6 \times 3,05 = 120,02 \text{ кв.м.}$$

5) Об'єм підготовки під фундамент:

$$120,02 \times 0,1 = 12 \text{ куб.м.}$$

6) Площа опалубки:

$$(13,9 \times 2 + 11,6 \times 2 + 10,8 \times 2 + 3,7 \times 4 + 13 \times 2 + 7,8 \times 6 + 8,6 \times 4 + 4,6 \times 4) \times 0,3 \\ + (12,1 \times 2 + 10,9 \times 2 + 10,1 \times 2 + 9,3 \times 4) \times 3,62 = 431,692 = 432 \text{ кв.м.}$$

Потреба в автобетоносмесителях для бетонування конструкції визначається розрахунком:

Вихідні дані: обсяг перевезеної суміші - 4,0 м³

Дальність перевезення - 40 км . (Будмайданчик - БЗ)

Середня швидкість руху - 40 км / год

Розрахунок:

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					145
Консульт.		Чебанов Л.С.					

1. Чисте робочий час автобетонозмішувача протягом зміни, час $T_{роб.}$:

$$T_{чис.} = T_{роб} - (T_{0.пр.}) = 10,158 - 3,167 = 6,99 \text{ год.}$$

де $T_{0.пр.}$ - час нульового пробігу на початку зміни: (база - місце заправки - місце навантаження) і в кінці зміни (місце розвантаження - база).

$$T_{0.пр.} = \frac{2\ell_{0.пр.}}{V_{0.пр.}}$$

$$T_{0.пр.} = 5/30 + 40/40 = 1,16 \text{ год}$$

де $\ell_{0.пр.}$ - відстань нульового пробігу, км.

$V_{0.пр.}$ - середня швидкість нульового пробігу, приблизно 30 км / год.

2. Тривалість рейсу, годин $t_{рейс.}$

$$t_{рейс.} = t_{под.} + t_{загр.} + t_{гр.роб.} + t_{ман.} = 0,10 + 0,167 + 6,0 + 0,20 = 6,467 \text{ год}$$

де - час подачі автосамосвала на БЗ під навантаження, розворот на майданчику і розвантаження: 6 хв. = 0,10 години.

$t_{ман.}$ - тривалість маневрування, роз'їздів із зустрічним транспортом: 0,1 хв на 1 км пробігу

$t_{загр.}$ - тривалість завантаження автосамосвала, 10 хв = 0,167 години

$t_{гр.роб.}$ - тривалість вантажної роботи на 1 т-км.

$$t_{гр.роб.} = \frac{L_{пр.}}{V_{ср.} \times 0,5}$$

$$t_{гр.роб.} = 40 / (40 \times 0,5) = 2,0 \text{ год}$$

де $L_{пр.}$ - відстань пробігу з вантажем, км.

$V_{ср.}$ - середня швидкість пересування 40 км / год;

3. Число рейсів здійснюються автобетонозмішувачем в зміну,

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
	Розробив	Шандура Р.С.					146
	Консульт.	Чебанов Л.С.					

$$n_{рейс.} = 6,99 : 6,467 = 1,08$$

Приймаємо 1 рейс.

4. Кількість вантажів, що перевозяться автобетоносмесителем в зміну:

$$V = n_{рейс.} \times Q'_{автсм.} = 1 \times 4,0 = 4,0, м^3$$

5. Необхідна кількість автобетонозмішувачів для зведення ростверку

$$N_{a/c} = V_{бетону} / V$$

$$V_{бетону} = 80,77 м^3$$

$$N_{a/c} = 80,77 / 4 = 20,19$$

Приймаємо 21 автобетонозмішувачів.

5.6. Склад ланки

Для виконання бетонних робіт приймаємо ланку з 3-х людей:

Професія	Розряд	Кількість людей у ланці
Бетонувальник	IV	1
Бетонувальник	II	2

5.7. Відомість в матеріально-технічних ресурсах

Відомість витрати сталі на одиницю, кг

Марка елемента	Вироби арматурні						Всього
	Арматура класу						
	A240C		A500C				
	ДСТУ 3760:2019						
	φ6	Всього	φ10	φ12	φ14	Всього	
Фундамент	50,13	50,13	1414,4	-	336,99	1751,4	1801,55
Фундаментна подушка				1884,53		1884,53	1884,53

N	Найменування машин, механізмів і інструментів	Тип, марка	Од. вим.	Кількість
---	---	------------	----------	-----------

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					147
Консульт.		Чебанов Л.С.					

1.	Бетонна суміш	C20/25 (B25) W6 F200	м ³	80,77
2.	Бетонна суміш для підготовки	C8/10 (B7.5)	м ³	12,0
3.	Арматура	A240C A500C	кг	50,13 3686,08

5.8. Відомість потреби в машинах, механізмах, інструментах

№ п/п	Найменування	Марка, тип	Кіл., шт	Примітка
1	Автобетонозмішувач	СБ-92-1	21	
2	Бетононасос	СБ-126Б	1	
3	Кран автомобільний	КС-2574	1	Стріла -30м
4	Опалубка	Збірна, щитова	50,02	
5	Поверхневий вібратор	ІВ-2А	2	
6	Глубинний вібратор	ІВ-66	2	
7	Кельма	КБ	3	
8	Лопата стальна	ЛП-2	4	
9	Скребок	ТУ 22-4629-80	2	
10	Щітка стальна	ТУ 36-2460-82	3	
11	Трап для спуску в котлован	інвентар.	3	
12	Молоток слюсарний	А-2	2	
13	Приспособление для вязки армат.	Трест Оргтехбуд	2	
14	Топор		2	
15	Лом монтажний	ЛМ-24	2	
16	Відеіс	ОТ-400	3	
17	Рулетка	ЗПК 2-20АНТ/1	3	
18	Нівелір	НВ1	1 компл.	
19	Зварювальний трансформатор	САГ-500	13	
20	Підмости інвентарні			
21	Електротрансформатор	30 кВт		

5.9. Контроль якості

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					148
Консульт.		Чебанов Л.С.					

Найменування операцій підлягають контролю	Предмет, склад і обсяг проведеного контролю, граничне відхилення	Способи контролю	Час проведення контролю	Хто контролює
1	2	3	4	5
нерівності поверхні бетону	не більше 5 мм	вимірювальний 2-х мет. рейкою	Готова конструкція ростверку	Прораб
геометричні площині на всю довжину і висоту.	Верт. площину - 20 мм Гор. площину - 20 мм	нівеліром теодолітом	- "-	геодезист
довжина конструкції	± 20 мм	вимірювальний	- "-	- "-
Розмір поперечного перерізу	+ 6 мм ; -3 мм	нівеліром	- "-	- "-
Відмітка заставних деталей	-5 мм	нівеліром	- "-	- "-
Анкерні болти в плані	5 мм (всередині контуру)	нівеліром	- "-	- "-

5.10. Калькуляція трудових витрат

№ п/ п	Обґрунту- вання за ЕНіР	Найменування робіт	Од. вим	Обсяг робіт	№ вр. люд- год	Ви- трати праці чол- год,	Склад ланки
1	Е 4-1-33 Б. Табл.2, №б	Установка арма- турних каркасів (вручну, до 50кг)	шт	74,72	0,25	18,68	Арматур- щик 3р – 1 2р - 2
2	Е 4-1-27 А. Табл.2, №1а	Установка опа- лубки	м ²	439	0,65	285,35	Плотник 4р.-1 2р.-1
	Е 4-1-27 А. Табл.2, №1б	Розбирання опа- лубки	м ²	439	0,155	68,045	Плотник 3р.-1 2р.-1
3	Е 4-1-36 Б. Табл.5	Прийом бетон- ної суміші	1м ³	92,77	0,115	14,38	Бетонува- льний 2р-1

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						149
Консульт.	Чебанов Л.С.						

	Е 4-1-36 В. Табл.7, №1	Подача бетонної суміші	100 м ³	0,9277	0,28	0,26	Тесляр 4р-1 Бетонувальник 2р-1
4	Е 4-1-37 А. Табл.2, 4	Укладання бетонної суміші в опалубку	1м ³	92,77	0,28	25,98	Бетонувальник 4р-1 2р-1
5	Е4-1-54 А. Табл. 2	Догляд за бетоном	м ²	20,84	0,21	4,38	Бетонувальник 2р-1

$\Sigma = 417,07$

5.11. Техніко-економічні показники

№ п.п.	Показники	Од. вимір.	Кількість	Примітки
1	Витрати праці	люд.-год.	430,0	
2	Витрати машинного часу	маш.-год.	57,65	
3	Виробіток в зміну	м ³	2,017	
4	Тривалість	днів	23	

5.12. Безпека праці

При виробництві бетонних робіт слід керуватися чинними нормативними документами:

ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)

ДБН В.1.2-12-2008 Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки

Типова технологічна карта. Бетонування горизонтально-орієнтованих конструкцій

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
	Розробив	Шандура Р.С.					150
	Консульт.	Чебанов Л.С.					

Бетонні роботи повинні виконуватися під керівництвом відповідальної особи, призначеної наказом по організації.

Відповідальна особа здійснює організаційне керівництво бетонними роботами безпосередньо або через бригадира. Розпорядження і вказівки відповідальної особи є обов'язковими для всіх працюючих на об'єкті.

Охорона праці робітників повинна забезпечуватися видачею адміністрацією необхідних засобів індивідуального захисту (спеціального одягу, взуття та ін.), Виконанням заходів щодо колективного захисту робітників (огороження, освітлення) санітарно-побутовими приміщеннями і пристроями відповідно до діючих норм і характером виконуваних робіт. Робітникам повинні бути створені необхідні умови праці, харчування та відпочинку. Роботи виконуються в спецвзуття та спецодягу. Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски.

Санітарно-побутові приміщення повинні розміщуватися поза небезпечних зон. У вагончику для відпочинку робітників повинні перебувати і постійно поповнюватися аптечка з медикаментами, носилки, що фіксують шини та інші засоби для надання першої медичної допомоги.

Усі працюючі на будівельному майданчику повинні бути забезпечені питною водою.

Рішення по техніці безпеки повинні враховуватися і знаходити відображення в організаційно-технологічних картах і схемах на виконання робіт.

До виробництва вантажних робіт можуть бути допущені робітники:

- які досягли вісімнадцятирічного віку;
- які пройшли медичний огляд для визначення придатності за станом здоров'я до роботи за професією;
- прослухали вступний інструктаж з техніки безпеки і виробничої санітарії;
- пройшли інструктаж з техніки безпеки безпосередньо на робочому місці;

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					151
Консульт.		Чебанов Л.С.					

- які пройшли спеціальне навчання, перевірку знань та мають посвідчення на право виробництва бетонних робіт.

Заготівля елементів опалубки і збірка щитів опалубки повинна виконуватися в спеціально відведеному для цього місці, позначеному на схемі, як місце для складування.

Елементи опалубки, готові щити, арматура і арматурні каркаси необхідно пакувати з урахуванням умов їх підйому складування і транспортування (при необхідності) до місця монтажу.

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

Монтовані щити опалубки і арматурні каркаси слід піднімати плавно, без ривків, розгойдування і обертання. До початку виконання монтажних робіт необхідно встановити порядок обміну сигналами між виконробом, керівним монтажем і машиністом. Всі сигнали подаються тільки старшим такелажником на монтажі, крім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, що помітили явну небезпеку.

Піднімати монтовані елементи слід в два етапи: спочатку на висоту 20-30 см, потім після перевірки надійності стропування виробляти подальший підйом. Розстропування елементів, встановлених в проектне положення, слід проводити після їх закріплення. Під час переміщення вони повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

При подачі бетону за допомогою бетононасоса необхідно укласти бетоноводи на прокладки для зниження впливу динамічного навантаження на арматурний каркас і опалубку при подачі бетону; видалити всіх працюючих від бетоноводу на час продувки на L не менше 10 м. Переміщення робочих при бетонуванні дозволяється тільки за встановленими підмостки. Ходити по укладеній арматурі допускається тільки за спеціальними настилами шириною не менше 0,6 м, покладеним на арматурний каркас.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					152
Консульт.		Чебанов Л.С.					

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмопровідні кабелі не допускається, а при перервах в роботі і при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно вимикати. Бетонщики, що працюють з вібраторами, повинні мати кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче II.

Електропрогрів бетону монтаж і приєднання електрообладнання до живильної мережі повинен виконувати електромонтер має кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче III. У зоні електропрогрівання необхідно застосовувати ізольовані гнучкі кабелі або проводи в захищеному шлангу. Не допускається прокладати дроти безпосередньо по ґрунту або шару тирси, а також дроти з порушеною ізоляцією. Зона електропрогрівання бетону повинна перебувати під цілодобовим наглядом електромонтерів, що виконують монтаж електромережі. Перебування працівників і виконання робіт на цих ділянках не допускається, за винятком робіт, що виконуються за нарядом-допуском. Зона електропрогрівання бетону повинна мати захисну огорожу, яка відповідає вимогам ГОСТ, світлову сигналізацію і знаки безпеки.

При розбиранні опалубки необхідно вживати заходів проти випадкового падіння елементів опалубки. Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів які не передбачені цією картою, а також знаходження людей, безпосередньо не беруть участь у виробництві робіт на встановлених конструкціях опалубки, не допускається.

5.13. Охорона навколишнього середовища

1. При проектуванні та облаштуванні основ, фундаментів та підземних споруд повинні виконуватись вимоги, що мають на меті запобігання, мінімізацію або ліквідацію шкідливих та небажаних екологічних та пов'язаних з ними соціальних, економічних та інших наслідків.

2. Екологічні вимоги, що враховуються при проектуванні та будівництві, ґрунтуються на результатах інженерно-екологічних досліджень, що виконуються відповідно до СНиП 11-02 та СП 11-102. В процесі цих досліджень виконують оцінку

<i>Зм.</i>	<i>Кі-</i>	<i>Арк.</i>	<i>№</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дата</i>	<i>АВР</i>	<i>Аркуш</i>
<i>Розробив</i>		<i>Шандура Р.С.</i>					153
<i>Консульт.</i>		<i>Чебанов Л.С.</i>					

сучасного стану навколишнього середовища в районі будівництва та дають прогноз впливу об'єкта будівництва на довкілля (ОВНС).

3. З урахуванням результатів інженерно-екологічних досліджень при проектуванні та влаштування основ, фундаментів та підземних споруд необхідно вибирати проектні рішення та розробляти заходи, які б захистили об'єкти будівництва та людей від наявних несприятливих впливів та не погіршили екологічну обстановку.

При виборі варіантів проекту слід враховувати пріоритетність вирішення екологічних проблем.

4. На території (дільниці) передбачуваного будівництва слід враховувати можливість прояву наступних забруднюючих довкілля факторів, виявлених при виконанні ОВНС:

- забруднення ґрунтів та ґрунтів органічними, радіоактивними та токсико-хімічними речовинами;
- забруднення поверхневих та підземних вод органічними та неорганічними речовинами та важкими металами;
- наявність потоку радону з поверхні землі;
- виділення на ділянках колишніх звалищ будівельного сміття та побутових відходів різних газів (метану, водню, вуглеводнів та інших токсичних газів).

5. При перевищенні нормативних рівнів забруднення навколишнього середовища необхідно передбачити відповідні заходи щодо ліквідації або зменшення можливих негативних наслідків:

- очищення забруднених ґрунтів хімічним, термічним чи біологічним методом або видалення з майданчика ґрунту на узгоджені місця поховання;
- влаштування протирадонового захисту будівель (пасивна або примусова вентиляція);

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					154
Консульт.		Чебанов Л.С.					

- створення різного типу бар'єрів (екранів) для затримання газів, влаштування вентиляційних підпілля;

- будівництво захисних споруд (дамб, берм, водозахисних стін, протифільтраційних завіс та ін.) при можливому надходженні до об'єкта будівництва забруднених поверхневих та підземних вод.

6. Негативний вплив будівництва та експлуатації споруд на навколишню середовище може виражатися в наступному:

- хімічне забруднення ґрунтів, ґрунтів та підземних вод при нормальному режимі експлуатації та при аваріях, а також у результаті технічної меліорації ґрунтів основи (хімічне закріплення, цементация, заморожування тощо);

- Зміна режиму та рівня підземних вод, що виражається у зміні умов пітанення та розвантаження підземних вод, підвищення або зниження їх рівня. Підвищення рівня підземних вод внаслідок ефекту баражу та збільшення техногенного харчування може бути причиною підтоплення території, у тому числі підвалів споруд. Зниження рівня підземних вод при будівельних відкачках та за рахунок дренажу може стати причиною суффозії і ущільнення ґрунту, що ведуть до осідання території та небезпечних деформацій існуючої забудови;

- розвиток або активізація небезпечних геологічних та інженерно-геологічних процесів таких як карст, суффозія, зсуви та ін., які можуть викликати провали території та деформації споруд;

- вібраційні, динамічні та шумові дії. Забивання палів або шпунта, ущільнення ґрунтів основи трамбовками та інші динамічні та вібраційні впливи можуть призвести до деформацій близьких споруд, спровокувати суффозію, зсуви та виникнення шуму, рівень якого перевищує санітарні норми;

- освіта різних фізичних полів (теплових, електромагнітних, електричних та ін.).

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					155
Консульт.		Чебанов Л.С.					

7. Для розробки захисних заходів від негативного впливу будівництва на навколишнє середовище у необхідних випадках слід виконувати прогностичні розрахунки:

- розрахунок ефекту баражу при влаштуванні протяжних підземних споруд, протифільтраційних завіс, огорожувальних конструкцій котлованів, розділових стінок та т.п.;

- оцінку осідання земної поверхні в зв'язку зі зниженням рівня підземних вод;

- прогноз розвитку несприятливих інженерно-геологічних та геологічних процесів (карста, суффозії, зсувів та ін.);

- оцінку впливу хімічного закріплення ґрунтів основи на властивості ґрунтів та підземних вод;

- оцінку впливу динамічних та вібраційних впливів при будівництві на конструкції прилеглих споруд та їх підстав та інші розрахунки.

У складних випадках з метою кількісної оцінки прогнозу необхідно виконувати математичне моделювання.

8. На основі аналізу змін компонентів навколишнього середовища обґрунтовують та розробляють заходи щодо захисту природного комплексу території та населення від негативних процесів (заходи щодо захисту ґрунтів та підземних вод від забруднення, водозахисні, протикарстові, протизсувні та інші заходи).

Ці заходи повинні забезпечити пом'якшення чи ліквідацію несприятливих впливів на довкілля та зменшення ймовірності виникнення аварій.

У необхідних випадках слід організувати екологічний моніторинг впливу будівництва на довкілля.

6. Проектування календарного плану

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					156
Консульт.		Чебанов Л.С.					

При проектуванні проекту особливу роль відведено календарному плануванню – процесу складання й коригування, встановлення послідовностей виконання робіт, що виконується різними організаціями, потреби в трудових й матеріальних ресурсів.

Розроблюється календарний план у вигляді таблиці – з переліком робіт із зазначенням тривалості їх виконання: у лівій частині наводимо вихідні дані, в правій - лінійний графік робіт у масштабі часу. Головні вихідні дані до проектування: перелік та обсяг ВИР; нормативні джерела ДБН, технологічні розрахунки) для визначення трудомісткості та машино-місткості робіт, дані про наявність машин і склад робочих ланок.

На будівництво багатопверхового житлового будинку виконуємо такі роботи: підготовчі роботи; влаштування підземної частини; влаштування надземної частини; опоряджувальні роботи; електротехнічні та санітарно-технічні роботи.

5.1. Розрахунок нормативної тривалості будівництва

За ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» нормативна тривалість, для будинку садибного типу зі стінових кладочних виробів з монолітним перекриття, загальної площі – 432,1 кв. м – 5,8 місяців (174 днів), в тому числі 0,5 місяці підготовчих робіт.

Розрахунок методом інтерполяції:

Будівля садибного типу, загальна площа будинку	Нормативна тривалість будівництва, міс	Підготовчий термін, міс
200	5	0,5
432,1	5,8	0,5
500	6	0,5

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
							157
Розробив		Шандура Р.С.					
Консульт.		Чебанов Л.С.					

5.2. Розрахунок об'ємів робіт

Найменування робіт	Од. вим.	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4
Підземний цикл			
Планування площадки бульдозером	м2	$F = A \cdot B = 16,94 \cdot 14,14$	239,53
Розробка ґрунту увідвал	м3	$V = H \cdot A \cdot B - H \cdot A \cdot B = 3,17 \cdot 16,94 \cdot 14,14 - 3,17 \cdot 16,44 \cdot 13,64$	38,22
Розробка ґрунту екскаватором у автосамоскиди	м3	$V = H \cdot A \cdot B = 3,17 \cdot 14,14 \cdot 16,94$	598,83
Ручна доробка ґрунту	м3	$V = a \cdot A \cdot B = 0,1 \cdot 14,14 \cdot 16,94$	59,88
Влаштування монолітного стрічкового фундаменту	м3	ТК	92,77
Влаштування підготовки	м3	ТК	120,02
Влаштування гориз. гідроізоляції	м2	ТК	120,02
Влаштування вертикальної гідроізоляції	м2	ТК	431,69
Засипання пазух котловану	м3	$V = H \cdot A \cdot B - H \cdot A \cdot B = 3,17 \cdot 16,94 \cdot 14,14 - 3,17 \cdot 16,44 \cdot 13,64$	38,22
Уцілювання ґрунту пазух котловану	м3	$V = H \cdot A \cdot B - H \cdot A \cdot B = 3,17 \cdot 16,94 \cdot 14,14 - 3,17 \cdot 16,44 \cdot 13,64$	38,22
Надземні роботи			
Влаштування цегляних стін	м3	$L \text{ стін} \cdot h \cdot H$	244,56
Влаштування монолітних перекриттів 1-2 поверх	м3	$F = A \cdot B \cdot h \cdot n$	54,99
Влаштування утеплення фасаду + парапети	м2	$F = F_{\text{фасаду}} + F_{\text{вікон}}$	302,60
Монтаж сходових маршів	шт	$N = n \cdot 2$	6,00
Монтаж віконних блоків площею більше 3м2	м2	$F = n \cdot f$	105,00
Монтаж дверних блоків площею до 3м2	м2	$F = n \cdot f$	37,44
Скління вікон	м2	$F = n \cdot f$	105,00
Покрівельні роботи			
Влаштування пароізоляції покрівлі	м2	$F = A \cdot B = 14,58 \cdot 16,56$	236,15
Влаштування утеплювача	м2	$F = A \cdot B = 14,58 \cdot 16,56$	236,15
Влаштування стяжки	м2	$F = A \cdot B = 14,58 \cdot 16,56$	236,15
Влаштування рулонного паяного покриття	м2	$F = A \cdot B = 14,58 \cdot 16,56$	236,15
Підлоги			
Влаштування гідроізоляції	м2	$F = A \cdot B \cdot 3 + A \cdot B'$	432,07
Влаштування цементно-піщаної стяжки	м2	$F = A \cdot B \cdot 3 + A \cdot B'$	432,07
Влаштування підлоги	м2	$F = A \cdot B \cdot 3 + A \cdot B'$	432,07
Оздоблювальні роботи			
Утеплення фасаду	м2	$F_{\text{фасаду}}$	407,60
Декоративне штукатурення фасаду	м2	$F_{\text{фасаду}}$	407,60
Штукатурка стель	м2	$F = A \cdot B \cdot 10 + A \cdot B'$	432,07
Полішене фарбування стелі	м2	$F = A \cdot B \cdot 10 + A \cdot B'$	432,07
Штукатурення стін всередині	м2	$F = F_{\text{стін}} \cdot 2$	650,00
Влаштування вимощення з ФЕМ	м2	$F = (A+2) \cdot (B+2) - A \cdot B$	64,16

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					158
Консульт.		Чебанов Л.С.					

5.3. Розрахунок до календарного графіку

№	Найменування і комплекс робіт	Об'єм робіт		Нормативне джерело		Норматив доз. год.		Трудомісткість навесью/см		Основні механізми		Виконавець		Змін.	Трив.	
		Од. вим.	Кіл-ть	ман-год	лод-год	ман-зм	лод-зм	норм	прійм	норм	прійм	К-ть	К-ть			К-ть
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Підготовчі роботи	дні	11,00	СНП І.04.03-85*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Планування площадки бульдозером	1000м2	0,240	ДБН Д2.2-1-99 (1-30-2)	0,39	0	0,01	1,0	0	1,0	Д-159Б	1	Інші робітники	20	1	11,00
3	Зрізання рослинного шару	1000м3	0,02	ДБН Д2.2-1-99 (1-24-5)	9,35	0	0,03	1,0	0	1,0	Д-159Б	1	Машиніст 4р	1	1	1
4	Розробка ґрунту екскаватором у відвал	1000м3	0,04	ДБН Д2.2-1-99 (1-10-11)	8,91	8,59	0,04	1,0	0,04	1,0	30-4111Б	1	Машиніст 4р	1	1	1
5	Розробка ґрунту екскаватором на автосамоскиди	1000м3	0,60	ДБН Д2.2-1-99 (1-16-13)	11,46	8,26	0,86	1,0	0,62	1,0	30-4111Б	1	Машиніст 4р	1	1	1
6	Ручна доробка ґрунту	1000м3	0,60	ДБН Д2.2-1-99 (1-162-1)	0	212,5	0,00	8,0	15,91	16,0	-	1	Землекоп 2,3р	2	2	4
7	Влаштування підготовки	1000м3	0,12	ДБН Д2.2-5-99 (5-30-2)	6,82	18,76	0,10	1,0	0,28	2,0	-	1	Бетонувальник 4р	1	2	1
8	Влаштування стрічкового фундаменту	1м3	92,77	Техкарта	57,65	52,2588	668,52	230,0	418,07	430,0	Бетонасос	1	Бетонувальник 4р	10	2	23
9	Влаштування горизонтальної гідроізоляції	100м2	1,20	ДБН Д2.2-8-99 (8-4-2)	2,75	22,59	0,41	2,0	3,39	4,0	-	-	Маляр	2	2	1
10	Влаштування вертикальної гідроізоляції	1000м2	4,32	ДБН Д2.2-8-99 (8-4-7)	1,9	33,5	1,03	10,0	18,08	20,0	-	-	Маляр	2	2	5
11	Засипання пазух котловану	1000м3	0,43	ДБН Д2.2-1-99 (1-27-4)	9,13	0	0,49	1,0	0	1,0	Д-159Б	1	Машиніст 4р	1	1	1
12	Ущільнення ґрунту пазух котловану	1000м3	0,38	ДБН Д2.2-1-99 (1-134-1)	17,85	18,36	0,85	1,0	0,88	1,0	Д-159Б	1	Машиніст 4р	1	1	1
13	Влаштування цементних стін	1000м3	2,45	ДБН Д2.2-6-99 (6-15-1)	267	1802,35	81,62	252,0	550,97	504,0	Бетонасос	1	Бетонувальник 4,3р	12	2	21
14	Влаштування монолітних перекриттів	1000м3	0,55	ДБН Д2.2-6-99 (6-22-3)	83,75	48,76	57,31	6,0	3,35	12,0	Бетонасос	1	Бетонувальник 4,3р	2	2	3
15	Ущільнення фасаду	100м2	3,03	ДБН Д2.2-8-99 (8-43-4)	8,84	223,69	3,34	40,0	84,61	80,0	КБ-405,2А	1	Комплексна бригада	4	2	10
16	Монтаж сходових маршів	100шт	0,06	ДБН Д2.2-7-99 (7-47-4)	66,99	319	0,50	4,0	2,39	8,0	КБ-405,2А	1	Комплексна бригада	4	2	1
17	Монтаж сходових площадок	100шт	0,06	ДБН Д2.2-7-99 (7-47-2)	66,99	343,65	0,50	4,0	2,38	8,0	КБ-405,2А	1	Комплексна бригада	4	2	1
18	Монтаж віконних блоків	100м2	1,05	ДБН Д2.2-10-99 (10-18-1)	7,05	259,12	0,93	16,0	34,01	32,0	КБ-405,2А	1	Тесляр 3,2р	8	2	2
19	Монтаж дверних блоків	100м2	0,37	ДБН Д2.2-10-99 (10-26-1)	12,86	142,04	0,60	6,0	6,65	12,0	КБ-405,2А	1	Тесляр 3,2р	6	2	1
20	Скління вікон	100м2	1,05	ДБН Д2.2-15-99 (15-205-1)	1,07	321,75	0,14	24,0	42,23	48,0	КБ-405,2А	1	Тесляр 3,2р	6	2	4
21	Влаштування парозоляції покрівлі	100м2	2,36	ДБН Д2.2-12-99 (12-20-1)	4,64	40,45	1,37	6,0	11,94	12,0	-	-	Покрівельник 4р	6	2	1
22	Влаштування утеплювача	100м2	2,36	ДБН Д2.2-12-99 (12-18-3)	2,51	63,67	0,74	6,0	18,79	12,0	-	-	Покрівельник 4р	6	2	1
23	Влаштування стяжки	100м2	2,36	ДБН Д2.2-12-99 (12-22-2)	3,62	38,39	1,07	6,0	11,33	12,0	-	-	Покрівельник 4р	6	2	1
24	Влаштування Мембрани ПВХ	100м2	2,36	ДБН Д2.2-12-99 (12-2-2)	14,01	41,55	4,14	6,0	12,27	12,0	-	-	Покрівельник 4р	6	2	1
25	Влаштування покрівлі з плавних матеріалів	100м2	2,36	ДБН Д2.2-12-99 (12-2-1)	1,17	30,1	0,35	6,0	8,89	12,0	-	-	Покрівельник 4р	6	2	1
26	Влаштування утеплювача	100м2	4,32	ДБН Д2.2-11-99 (11-9-1)	4,08	40,76	2,20	12,0	22,01	24,0	-	-	Комплексна бригада	4	2	3
27	Влаштування гідроізоляції	100м2	4,32	ДБН Д2.2-11-99 (11-4-1)	10,97	65,73	5,92	20,0	35,50	40,0	-	-	Бетонувальник 3р	5	2	4
28	Влаштування цементно-піщаної стяжки	100м2	4,32	ДБН Д2.2-11-99 (11-11-1)	4,69	56,25	2,53	15,0	30,38	30,0	-	-	Бетонувальник 3р	5	2	3
29	Влаштування підлоги	100м2	4,32	ДБН Д2.2-11-99 (11-34-1)	3,8	59,67	2,05	15,0	32,23	30,0	-	-	Ліцтовальник 3,4	3	2	5
30	Фарбування фасаду з підготовкою поверхні	100м2	4,08	ДБН Д2.2-15-99 (15-156-3)	0,86	9,57	0,44	3,0	4,88	6,0	-	-	Бригада малярів	3	2	1
31	Поліпшене шпаклювання стін	100м2	6,50	ДБН Д2.2-15-99 (15-63-3)	7,75	122,1	6,30	24,0	99,21	96,0	Штукатурна маш.	2	Бригада шпаклювальників	2	2	12
32	Штукатурка стель	100м2	4,32	ДБН Д2.2-15-99 (15-254-8)	0,15	150,2	0,08	42,0	81,12	84,0	-	-	Бригада малярів	3	2	14
33	Влаштування основи під вимощення	1000м2	0,06	ДБН Д2.2-27-99 (27-50-1)	6	46,79	0,05	1,0	0,38	1,0	-	-	Бетонувальник 4р	2	1	1
34	Влаштування вимощення з ФЕМ	1000м2	0,06	ДБН Д2.2-27-99 (27-53-1)	21,31	55,05	0,17	1,0	0,42	1,0	-	-	Бетонувальник 4р	2	1	1
Всього:														2398	2326	148

Зм.	Кі-	Арк.	№	Піон.	Дата
Розробив	Шандура Р.С.				
Консульт.	Чебанов Л.С.				

АВР

5.4. Техніко-економічні показники календарного плану

1. Нормативна трудомісткість = 2398 чол-дн.
2. Запланована трудомісткість = 2326 чол-дн.
3. Відсоток виконання норм виробітку = 97 %
 $Q_{\text{пл}} / Q_{\text{зап}} \cdot 100 \% = 97 \%$
4. Коефіцієнт нерівномірності руху робочих = 1,64

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	АВР	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					160
Консульт.		Чебанов Л.С.					

ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ

						<i>Дипломний проект</i>		
<i>Зм.</i>	<i>Кі-</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док.</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дат</i>			
<i>Розробив</i>	<i>Шандура Р.С.</i>					<i>Стадія</i>	<i>Аруш</i>	<i>Архів</i>
<i>Консульт</i>	<i>Шевчук К.І.</i>					<i>АВР</i>	161	
<i>Керівник</i>	<i>Пятков О.В.</i>					<i>КНУБА</i>		

7. Визначення кошторисної вартості будівництва

7.1. Техніко-економічні показники проекту

3 поверховий котедж з підвалом у м.Дніпро

№	Найменування показників	Одиниці ви- міру	Значення
1	Загальна площа будинку	кв.м	432,1
2	Кошторисна вартість будівництва	тис. грн.	9983
	У тому числі:		
2.1	будівельних робіт	тис. грн.	7257
2.2	устаткування	тис. грн.	254
2.3	інших витрат	тис. грн.	2473
3	Капітальні вкладення на одиницю площі	грн./ кв.м	23103,44
4	Середньорічна чисельність робітників	люд.	170
5	Продуктивність праці виконання будівель- них робіт, річна	тис. грн.на 1робітника	96,653
6	Середньомісячна зарплата при виконанні будівельних робіт	грн на 1 робі- тника	12823,29
7	Кошторисна рентабельність БР	%	10
8	Тривалість будівництва	місяців	
8.1	Нормативна		8,7
8.2	За проектом		5,3
9	Рентабельність інвестицій	%	10
10	Економічний ефект від скорочення тер- міну будівництва у підрядника	тис. грн.	6404,19

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						162
Консульт.	Шевчук К.І.						

7.2. Теоретичні відомості

Визначення вартості будівництва об'єктів здійснюється відповідно до положень ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 “Правила визначення вартості будівництва”.

Складові кошторисної вартості обчислюються відповідно до положень:

- ДСТУ-Н Б Д.1.1.-2:2013 “Настанова щодо визначення прямих витрат у вартості будівництва”;
- ДСТУ-Н Б Д.1.1.-3:2013 “Настанова щодо визначення загальновиробничих і адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва”;
- ДСТУ-Н Б Д.1.1.-4:2013 “Настанова щодо визначення вартості експлуатації будівельних машин та механізмів у вартості будівництва”;
- ДСТУ-Н Б Д.1.1.-5:2013 “Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва”.

Ці та інші нормативні документи представляють систему ціноутворення у будівництві. Ціноутворення у будівництві базується на нормативних та розрахункових показниках. Вартість трудових та матеріально - технічних ресурсів визначається у поточних цінах. Нормативними показниками є ресурсні елементні кошторисні норми (РЕКН), які згруповані у збірниках за видами робіт: на будівельні, ремонтно-будівельні, реставрацію та відновлення і пусконаладжувальні роботи. На підставі ресурсних норм складається одинична вартість робіт для визначення прямих витрат під час визначення вартості будівництва.

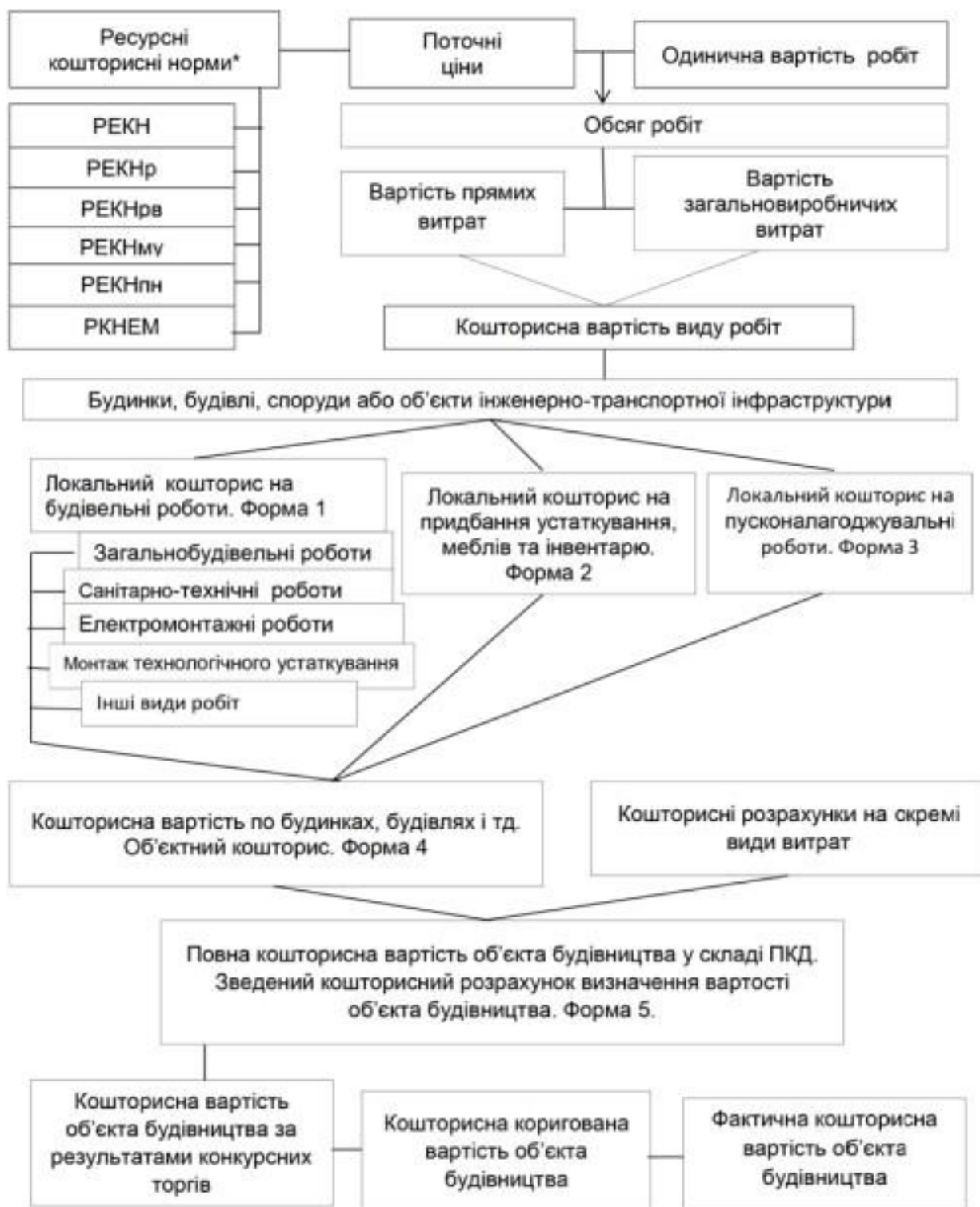
На підставі розрахункових показників визначаються:

- загальновиробничі витрати; витрати на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд;
- на виконання будівельних робіт у зимовий та літній періоди;
- на утримання служби замовника; на підготовку експлуатаційних кадрів;
- на проектно вишукувальні роботи та авторський нагляд; кошторисний прибуток;
- адміністративні витрати будівельних організацій тощо.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					163
Консульт.		Шевчук К.І.					

Схема ціноутворення у будівництві наведена на рисунку.

<i>Зм.</i>	<i>Кі-</i>	<i>Арк.</i>	<i>№</i>	<i>Підп.</i>	<i>Дата</i>	<i>АВР</i>	<i>Аркуш</i>
<i>Розробив</i>		<i>Шандура Р.С.</i>					164
<i>Консульт.</i>		<i>Шевчук К.І.</i>					



Система ціноутворення у будівництві за ДСТУ Б А.1.1-1:2013. Послідовність формування кошторисної вартості об'єкта будівництва.

* РЕКН – ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи; РЕКНр – те саме на ремонтно-будівельні роботи; РЕКНрв – реставраційно-відновлювальні роботи; РЕКНму – монтаж устаткування; РЕКНпн – пусканалагоджувальні роботи.

РКНЕМ – ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів.

ПКД – проектно-кошторисна документація.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					165
Консульт.		Шевчук К.І.					

Кошторисна вартість об'єктів будівництва складанням таких видів інвесторської кошторисної документації:

- локальні кошториси; локальні кошторисні розрахунки;
 - об'єктні кошториси; об'єктні кошторисні розрахунки;
 - кошторисні розрахунки;
 - зведені кошторисні розрахунки вартості об'єктів будівництва;
 - зведення витрат;
 - відомості кошторисної вартості будівництва будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, що входять до пускових комплексів;
 - відомості кошторисної вартості будівництва об'єктів та робіт з охорони довкілля;
 - відомості ресурсів до відповідних кошторисів та кошторисних розрахунків.
- Вартість будівництва об'єкта визначається за розрахунками, що здійснюються за встановленими формами та послідовністю.

Кошторисна вартість будівництва об'єктів – це прогнозна вартість будівництва об'єктів (Вб), визначається за формулою:

$$Вб = Вб.р. + Ву + Зі.в.,$$

де Вб.р – вартість будівельних робіт, до яких відносяться роботи з монтажу технологічного устаткування,

Ву – вартість устаткування меблів та інвентарю;

Зі.в – інші витрати (утримання служби замовника, підготовка експлуатаційних кадрів, проектно-вишукувальні роботи тощо).

Первинними кошторисними документами є локальні кошториси на будівельні роботи; на придбання устаткування, меблів, інвентарю; на пусконаладжувальні роботи.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>АВР</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					166
Консульт.		Шевчук К.І.					

7.3. Визначення вартості будівництва

№	Найменування	Од. вим.	Показники
1	Загальна площа об'єкту	м2	432,1
2	Загальний об'єм будівлі	м2	2098,0
3	Загальна житлова площа	м2	154,8
4	Площа забудови об'єкту	м2	152,0
5	Площа земельної ділянки будівництва об'єкту	м2	600
6	Периметр ділянки - огорожа	м3	100
7	Лінія електропостачання	км	0,1
8	Автомобільні під'їзні та внутрішні шляхи	об'єкт	0
9	Будівлі по обслуговуванню транспорту	об'єкт	0
10	Паркінги, автостоянки	об'єкт	0
11	Зовнішні роботи і будівлі для усіх видів зв'язку	об'єкт	0
12	Зовнішні мережі водопостачання	км	0,1
13	Зовнішні мережі каналізації	км	0,1
14	Зовнішні мережі теплопостачання	км	0,1

На підставі укрупнених показників та відповідно до вихідних даних мно-об'єкту планувальних рішень будівлі дипломної бакалаврської роботи розрахо-всья:

вук

I. Локальні кошториси на:

- I.1. Загально будівельні роботи;
- I.2. Санітарно-технічні роботи;
- I.3. Електротехнічні роботи;
- I.4. Монтаж устаткування, меблів та інвентарю;
- I.5. Пусконаладжувальні роботи;
- I.6. Придбання устаткування, меблів та інвентарю;

. Об'єктний кошторис

1 . III. Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва на базі Пектного кошторису.

об'

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					167
Консульт.		Шевчук К.І.					

Зведений кошторисний розрахунок в сумі

9983 тис.грн.

У тому числі зворотних сум

8 тис.грн.

Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро

(найменування об'єкта будівництва)

Складений у поточних цінах станом на "15" грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Номери кошторисів	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
	КНУ п.3.32	Глава 1				
		<i>Підготовка території будівництва</i>				
		Відведення земельної ділянки	0	0	164	164
		Розбивка осей, перенесення в натуру			1	1
		Інженерна підготовка території	86	0	0	86
		<i>Разом по главі 1</i>	86	0	165	251
		Глава 2				
	КНУ п.3.33	<i>Об'єкти основного призначення</i>				
	№ 02-01	3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро	5420	111		5531
		<i>Разом по главі 2</i>	5420	111	0	5531
	КНУ п.3.34	Глава 3				
		<i>Об'єкти підсобного та обслуговуючого призначення</i>				
		Господарські будівлі і приміщення (охорона, прохідна, сміттєз	0,6	0,3		1,0
		<i>Разом по главі 3</i>	0,6	0,3		1,0
	КНУ п.3.35	Глава 4				
		<i>Об'єкти енергетичного господарства</i>				
		Лінії електропостачання	41	61		101
		<i>Разом по главі 4</i>	50,7	50,7		101
	КНУ п.3.35	Глава 6				
		<i>Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, теплостачання та газопостачання</i>				
		Зовнішні мережі водопостачання, водозабірні, насосні споруди	13,7	11,2		24,90
		Зовнішні мережі каналізації, очисні споруди	22,6	18,5		41,10
		Зовнішні мережі теплостачання, бойлерні, котельні	37,3	30,5		67,8
		<i>Разом по главі 6</i>	73,6	60,2		133,82
	КНУ п.3.35	Глава 7				
		<i>Благоустрій і озеленення території</i>				
		Озеленення та малі архітектурні форми	105,3			105,3
		Зовнішнє освітлення	20,5			20,5
		Пішохідні доріжки, тротуари	157,3			157,3
		Спортивні та ігрові майданчики	0,0			0,0
		<i>Разом по главі 7</i>	283,1			283
		<i>Разом по главах 1-7</i>	5914,5	221,8	165,4	6302

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					168
Консульт.		Шевчук К.І.					

КНУ п.3.36	Глава 8				
	<i>Тимчасові будівлі і споруди</i>				
	Зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення	56			56
	<i>Разом по главі 8</i>	56			56
	<i>Разом по главах 1-8</i>	5970,7	222	165	6358
КНУ п.3.37	Глава 9				
	<i>Кошти на Інші роботи та витрати</i>				
	Зимове подорожження	29,9			30
	Інші витрати			50	50
	<i>Разом по главі 9</i>	30		50	80
	<i>Разом по главах 1-9</i>	6000,6	222	215	6438
КНУ п.3.38	Глава 10				
	<i>Утримання служби замовника</i>				
	Утримання служби замовника (включаючи технічний нагляд)			161	161
	Витрати замовника з проведення тендерів			13	13
	Формування страхового фонду документації			4	4
	<i>Разом по главі 10</i>			178	178
КНУ п.3.38	Глава 11				
	<i>Підготовка експлуатаційних кадрів</i>			0	0
	<i>Разом по главі 11</i>			0	0
КНУ п.3.38	Глава 12				
	<i>Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд</i>				
	Вартість проектно-вишукувальних робіт			193	193
	Вартість експертизи проектної документації			3	3
	Кошти на здійснення авторського нагляду			6	6
	<i>Разом по главі 12</i>			196	196
	Разом по главах 1-12	6001	222	590	6812
		0,88	0,03	0,09	1,000
КНУ п.4.38, дод.25	Кошторисний прибуток	386			386
КНУ п.4.39, дод.27	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій			204	204
КНУ п.4.40, дод.28	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	150	6	15	170
КНУ п.4.41-4.43	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	720	27		747
	РАЗОМ	7257	254	809	8319
	Податок на додану вартість			1664	1664
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку	7257	254	2473	9983
КНУ п.3.39	Зворотні суми				8

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					169
Консульт.		Шевчук К.І.					

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро
(найменування об'єкта будівництва)

Об'єктний кошторис № 02-01
з будівництва 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро

Кошторисна вартість	5531	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	30	тис.л-год
Кошторисна заробітна плата	2305	тис.грн.
Загальний будівельний обсяг	2098	куб.м
Вимірник одиничної вартості	2636	грн/куб.м
Загальна площа об'єкта	432,1	кв.м
Вартість 1 кв.м загальної площі об'єкта	12800	грн /кв.м

Складений в поточних цінах станом на "15" грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис.люд-год	Кошторисна заробітна плата тис.грн.	Вартість 1 кв.м загальної площі об'єкта
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	Всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2-1-1	Загальнобудівельні роботи	4624		4624	26	1989	10702
2	2-1-2	Внутрішні санітарно-технічні роботи	255		255	1	67	591
3	2-1-3	Внутрішні електромонтажні роботи	445		445	2	183	1030
4	2-1-4	Монтаж устаткування	32		32	0	16	73
5	2-1-5	Пусконаладжувальні роботи	64		64	1	50	149
6	2-1-6	Придбання устаткування, меблів та інвентарю		111	111			256
		Всього по кошторису	5420	111	5531	30	2305	12800

Склав: Шандура Р.С.
Перевірів: Шевчук К.І.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					170
Консульт.		Шевчук К.І.					

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-01
на загальнобудівельні роботи зі зведення 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро
(найменування робіт та етапів, найменування будівлю, будівлі, споруди)

Об'єм будівлю, куб.м
Площа забудови об'єкта, кв.м
Загальна площа об'єктами, кв.м
Площа фасаду, кв.м
Загальна площа квартир, кв.м

2098
152
432,1
408
155

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

4624
26
1989
4,5

тис.грн.
тис.люд.год
тис.грн.
розряд

Складений в поточних цінах станом на "15" грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Об'єктна зона (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати праці робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього	
											6
Підземна частина											
1	УПБ 1-2	Земляні роботи	100 кв.м площі забудови	1,52	150650,7 15065	143686 47895	242669	24267	218402 72801	225 630	342 958
2	УПБ 2-3	Влаштування фундаментів	100 кв.м площі забудови	1,52	279586 89645,5	55717 18572	423451	105863	84690 28230	981 244	1491 371
Наземна частина											
3	УПБ 3-2	Влаштування каркасу будівлі (каркаси, колонки, діафрагми, слопи)	100кв2 загальної площі об'єкта	4,321	90222 45111	9022 3007	389649	194925	38985 12995	635 40	2745 171
4	УПБ 4-3	Влаштування перекриття	100кв2 загальної площі перекриття	4,321	115418 38473	11542 3847	498719	166240	49872 16634	542 51	2341 219
5	УПБ 5.1-2	Зовнішні стіни і оздоблення фасаду (наземна частина)	100кв2 загальної площі фасаду	4,08	70752 35376	3538 1179	288668	144334	14433 4811	498 16	2033 63
5	УПБ 5-2	Зовнішні стіни і оздоблення фасаду (підземна частина)	100кв2 площі зовнішніх стін підземної частини	3,32	77256 25752	7726 2575	258800	85600	25880 8560	363 34	1206 113
6	УПБ 6-1	Заповнення віконних просів	100кв2 загальної площі фасаду	4,08	115880 16094	5794 3219	472788	65865	23639 13133	227 42	925 173
7	УПБ 7-1	Влаштування перегородок	100кв2 загальної площі об'єкта	4,321	11748 5874	587 196	50763	25382	2538 846	83 3	367 11
8	УПБ 8-1	Влаштування покриття	100кв2 площі останнього поверху	1,52	158370 65988	7212 2640	240723	100301	12036 4012	929 35	1413 53
9	УПБ 9-2-2	Одроблювальні роботи (за типом оздоблення)	100кв2 загальної площі приміщень	4,321	190781 127188	28617 9539	824366	549577	123655 41218	1791 126	7741 542
Разом прями витрати, грн.							3688796	1462153	593931 203230		20594 2674
в тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн. всього заробітна плата							1632712 1665383				
Загальнопромислові витрати разом, грн.					Коэф.	935400					
у тому числі:											
трудомісткість в загальнопромислових витратах, люд-год					0,12	2792					
заробітна плата в загальнопромислових витратах, грн.					115,95	323748					
відрахування на соціальні заходи					0,22	437909					
решта статей у загальнопромислових витратах					7,48	174043					
Всього кошторисна вартість робіт, грн.							4624196				
кошторисна трудомісткість, люд-год							26060				
кошторисна заробітна плата, грн.							1989131				

Силак Шандура Р.С.
Перевірив: Шевчук К.І.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					171
Консульт.		Шевчук К.І.					

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-02
на внутрішні санітарно-технічні роботи зі зведення 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро
(найменування робіт та об'єкта будівництва)

Кошторисна вартість	255	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	1	тис. люд.год
Кошторисна заробітна плата	67	тис.грн.
Середній розряд робіт	4,4	розряд

Складений в поточних цінах станом на *15* грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Об'єкту варті (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, тих, що обслуговують машини	
					всього	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього	заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПС 1-2	Влаштування внутрішніх мереж опалення	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	24668 6167	1233 411	106588	26647	5329 1776	87 5	375 23
2	УПС 2-2	Влаштування внутрішніх мереж вентиляції і кондиціонування	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	5544 924	277 92	23956	3993	1198 399	13 1	56 5
3	УПС 3-2	Влаштування внутрішніх мереж холодного і гарячого	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	14174 3543	709 236	61244	15311	3062 1021	50 3	216 13
4	УПС 4-2	Влаштування внутрішніх мереж каналізації	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	7359 1840	368 123	31798	7950	1590 530	26 2	112 7
Разом прямі витрати , грн.							223586	53900	11179 3726		759 49
в тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.							158506				
всього заробітна плата							57627				
Загальноновиробничі витрати разом, грн.					Коеф.		31713				
у тому числі:											
трудомісткість в загальноновиробничих витратах, люд-год					0,105		85				
заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн.					115,95		9839				
відрахування на соціальні заходи					0,22		14843				
решта статей у загальноновиробничих витратах					8,7		7031				
Всього кошторисна вартість робіт, грн.							255299				
кошторисна трудомісткість, люд-год							893				
кошторисна заробітна плата, грн.							67466				

Схлав: Шандура Р.С.
Перевірів: Шевчук К.І.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						172
Консульт.	Шевчук К.І.						

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-03
на внутрішні електромонтажні роботи зі зведення 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро
(найменування робіт та об'єкта будівництва)

Кошторисна вартість	445	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	2	тис.люд.год
Кошторисна заробітна плата	183	тис.грн.
Середній розряд робіт	5,5	розряд

Складений в поточних цінах станом на **"15" грудня 2022 р.**

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього	заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини	
										на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПЕ 1-2	Прокладання внутрішніх мереж електропостачання і електроосвітлення	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	37136 19496	1857 1300	160465	84244	8023 5616	263 17	1138 72
2	УПЕ 2-3	Встановлення електросвітловальних приладів та електрофурнітури	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	28270 4947	565 396	122155	21377	2443 1710	67 5	289 22
3	УПЕ 3-2	Прокладання слабострумних мереж (зв'язок, телемережі)	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	9108 4782	455,4 319	39356	20662	1968 1377	65 4	279 18
4	УПЕ 4-2	Прокладання мереж пожежної сигналізації і відоспостереження	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	9834 5163	492 344	42493	22309	2125 1487	70 4	301 19
		Разом прямі витрати , грн.					364468	148591	14559 10191		2008 131
		в тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.					201318				
		всього заробітна плата					158783				
		Загальноновиробничі витрати разом, грн.		Коеф.			80660				
		у тому числі:									
		трудомісткість в загальноновиробничих витратах, люд-год		0,097			207				
		заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн.		115,95			24054				
		відрахування на соціальні заходи , грн.		0,22			40224				
		решта статей у загальноновиробничих витратах, грн.		7,66			16382				
		Всього кошторисна вартість робіт, грн.					445127				
		кошторисна трудомісткість, люд-год					2346				
		кошторисна заробітна плата, грн.					182836				

Склав: Шандура Р.С.
Перевірив: Шевчук К.І.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						173
Консульт.	Шевчук К.І.						

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-04
на монтаж устаткування зі зведення 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро
(найменування робіт та об'єкта будівництва)

Кошторисна вартість	32	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	0	тис люд.год
Кошторисна заробітна плата	16	тис.грн.
Середній розряд робіт	4,5	розряд

Складений в поточних цінах станом на "15" грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	УПМП 1-3	Монтаж технологічного устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	5820 2360	1888 944	25149	10195	8156 4078	33 12	142 53
2	УПМП 2-3	Монтаж виробничого устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	0	0 0	0 0	0	0	0 0	0 0	0 0
		Разом прями витрати , грн.					25149	10195	8156 4078		142 53
		в тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.					6797				
		всього заробітна плата					14274				
		Загальновиробничі витрати, разом, грн.		Коеф.			6527				
		у тому числі:									
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд-год		0,079			15				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.		115,95			1782				
		відрахування на соціальні заходи		0,22			3532				
		решта статей у загальновиробничих витратах, грн.		6,23			1212				
		Всього кошторисна вартість робіт, грн.					31675				
		Кошторисна трудомісткість, люд-год					210				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					16056				

Склав: Шандура Р.С.
Перевірів: Шевчук К.І.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						174
Консульт.	Шевчук К.І.						

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на пусконаладжувальні роботи № 02-01-05

з будівництва 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро

(найменування об'єкта будівництва)

Кошторисна вартість, тис.грн. 64
Кошторисна трудомісткість вартість, тис.люд.год. 0,6
Кошторисна заробітна плата, тис.грн. 50

Складений в поточних цінах станом на "15" грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норм)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн	Загальна вартість, грн	Витрати труда пусконаладжувального персоналу, люд.год.	
							на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	УПМП 3-2	Пусконаладжувальні роботи	100 м2 загальної площі об'єкта	4,321	10148	43847	130	562
<i>Разом прями витрати</i>						43847		
<i>в тому числі</i>								
<i>Заробітна плата</i>						43847		
<i>Загальновиробничі витрати, разом, грн.</i>								
				<i>Коеф.</i>		20354		
<i>у тому числі:</i>								
<i>Трудомісткість у загальновиробничих витратах</i>				0,087		49		
<i>Заробітна плата у загальновиробничих витратах</i>				115,95		5671		
<i>Відрахування на соціальні заходи</i>				0,22		10894		
<i>Решта статей у загальновиробничих витратах</i>				6,74		3789		
Всього по кошторису						64201		
<i>Кошторисна трудомісткість</i>						611		
<i>Кошторисна заробітна плата</i>						49518		

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив	Шандура Р.С.						175
Консульт.	Шевчук К.І.						

3 поверховий котедж з підвалом у м. Дніпро
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на придбання устаткування, меблів та інвентарю № 02-01-06
з будівництва 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро

Кошторисна вартість

110,6

тис.грн.

Складений в поточних цінах станом на "15" грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування устаткування, меблів та інвентарю	Кількість	Кількість	Вартість одиниці, грн.	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6	7
1	УПО 1-3	Технологічне устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	18744	80993
2	УПО 2-3	Виробниче устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	0	0	0
3	УПО 3-3	Технічні засоби інформаційних технологій	100м2 загальної площі об'єкта	4,321	4277	18481
4	УПО 4-3	Меблі	100м2 (загальної площі об'єкта)	4,321	4734	20456
		Разом, грн.				106387
		Транспортні витрати на устаткування (3%)				3192
		Заготівельно-складські витрати (0,9%)				986
		Всього кошторисна вартість, грн.				110565

Склав: Шандура Р.С.
Перевірів: Шевчук К.І.

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.				176
Консульт.		Шевчук К.І.				

ABP

До будівництва 3 поверхового котеджу з підвалом у м. Дніпро

РОЗРАХУНКИ до глав 1, 3, 4, 5, 6, 7 ЗВЕДЕНОГО КОШТОРИСНОГО РОЗРАХУНКУ

Площа забудови об'єкта, кв.м	152
Загальна площа об'єкта, кв.м	432,1
Загальний обсяг об'єкта, куб.м	2098
Площа ділянки (території) об'єкта, кв.м	600
Периметр ділянки (території) об'єкта, м.п.	100

Складений в поточних цінах станом на ***15* грудня 2022 р.**

Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість, обсяг робіт	Вартість одиниці, тис.грн.	Загальна вартість, тис.грн.
Глава 1. Підготовка території будівництва	100 м2 ділянки			
1.1. Відведення земельної ділянки, виготовлення землепорядної докум.	- " -	6	27,35	164,100
1.2. Створення геодезичної мережі для будівництва	- " -	6	0,22	1,320
1.3. Освоєння і інженерна підготовка території будівництва	- " -	6	14,34	86,040
Разом				251,460
Глава 3. Об'єкти підсобного і обслуговувального призначення	100м2 загальної площі об'єкта			
3.1. Адміністративно-побутові приміщення	- " -	0	0,000	0,000
3.2. Ремонтно-технічні майстерні (допоміжні цехи, майстерні, склади, естакади, лабораторії)	- " -	0	0,000	0,000
3.3. Господарські будівлі і приміщення (охорона, прохідна, сміттєзбиральник, тощо)	- " -	4,321	0,220	0,951
Разом				0,951
Глава 4. Об'єкти енергетичного господарства				
4.1. Трансформаторна підстанція	об'єкт	0	0,000	0,000
4.2. Лінії електропостачання	км	0,1	1013,00	101,300
Разом				101,300
Глава 5. Об'єкти транспортного господарства і зв'язку				
5.1. Автомобільні під'їзди та внутрішні шляхи	об'єкт	0	0,00	0,000
5.2. Будівлі по обслуговуванню транспорту: депо, гаражі, стоянки	об'єкт	0	0,000	0,000
5.3. Паркінги, автостоянки	об'єкт	0	0,00	0,000
5.4. Зовнішні роботи і будівлі для усіх видів зв'язку	об'єкт	0	0,00	0,000
Разом				0,000
Глава 6. Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, теплопостачання та газопостачання				
6.1. Зовнішні мережі водопостачання, водозабірні, насосні споруди	км	0,1	249,00	24,900
6.2. Зовнішні мережі каналізації, очисні споруди	км	0,1	411,00	41,100
6.3. Зовнішні мережі теплопостачання, бойлерні, котельні	км	0,1	678,21	67,821
6.4. Зовнішні мережі газопостачання	об'єкт	0	0,00	0,000
Разом				133,821
Глава 7. Благоустрій та озеленення території				
7.1. Огорожа території	100 м.п. периметру	1	33,28	33,280
7.2. Озеленення та малі архітектурні форми	100 м2 ділянки	6	17,55	105,300
7.3. Зовнішнє освітлення	100 м2 ділянки	6	3,42	20,520
7.4. Пішохідні доріжки, тротуари	об'єкт	1	157,30	157,300
7.5. Спортивні та ігрові майданчики	об'єкт	0	65,580	0,000
Разом				316,400

Зм.	Кі-	Арк.	№	Підп.	Дата	ABP	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					177
Консульт.		Шевчук К.І.					

Список використаної літератури

1. ДСТУ-Н-Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія».
2. Інтернет джерело: https://uk.wikipedia.org/wiki/клімат_місто_Дніпро
3. ДБН В.1.2-2-2006 Навантаження і впливи.
4. ДБН В.1.1-12-2014 Будівництво у сейсмічних районах України.
5. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості / Держбуд України. – Київ, 1997.
6. Методичні вказівки до лабораторних робіт з механіки ґрунтів для студентів, які навчаються за напрямом підготовки:
6.060101 «Будівництво», 6.050101 «Комп’ютерні науки», 6.080101 «Геодезія, картографія та землеустрій» всіх форм навчання / уклад.:
М.В. Корнієнко, В.В. Жук, Н.В. Комягіна – Київ: КНУБА, 2014. – 67 с.
7. Пятков О.В. Дисертація «Раціональні фундаменти сільських будівель і споруд на лесових просадочних ґрунтах на прикладі Київської області. – Київ, 1987.
8. ДСТУ-Н Б В.1.1-XX:201X НАСТАНОВА ЩОДО ІНЖЕНЕРНОЇ ПІДГОТОВКИ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ СПОРУД
9. <http://www.geograf.com.ua/library/geoinfocentre/21-physical-geography-ukraine-world/282-natural-resources-dniepropetrovsk>
10. ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи споруд
11. ДСТУ Б В.2.1-22:2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод лабораторного визначення властивостей просідання
12. Поклонський С.В. О необходимости уточнения определения деформационных характеристик ґрунтов. “Світ ГЕОТЕХНІКИ” 1’2014
13. Основания и фундаменты. Выпуск 22. – Киев: Будівельник. 1989.-112 с.
14. Основания и фундаменты. Выпуск 13. – Киев: Будівельник. 1980.-112 с.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					179
Консульт.		Пятков О.В.					

15. Eurocode 7 EN 1997-2:2007: (E) : - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing – (together with United Kingdom National Application Document), 1997.-196 s.
16. ДСТУ-Н-Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія».
17. Інтернет джерело: https://uk.wikipedia.org/wiki/клімат_місто_Дніпро
18. ДБН В.1.2-2-2006 Навантаження і впливи.
19. ДБН В.1.1-12-2014 Будівництво у сейсмічних районах України.
20. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція споруд
21. ДБН В.2.5-28:2018 Природне та штучне освітлення.
22. Доброхлоп М.І., Хохлін О.Д. Будівельні конструкції. Методичні вказівки до виконання курсового проекту. Київ 2015р.
23. Кріпак В.Д. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи за ДБН В.2.6-98:2009. Київ 2015р.
24. Журавський О.Д., Постернак М.М., Постернак О.М. Конструкції будівель і споруд. Київ 2014р.
25. ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010 Будівельна кліматологія.
26. ДБН В.1.1-12:2006. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі будівництво у сейсмічних районах України.
27. ДСТУ Б.В.2.6.-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель.
28. Технологія і організація будівництва. Чикида І.В. Навчальний посібник. Камінь-Каширський ВПУ. – 2012р. –с.40-41
https://dptnzsp1101.ucoz.net/dokumenty/tekhnologija_i_organizacija_budivnictva.pdf
29. Конспект лекцій. Режим доступу: <https://lektsii.org/6-54996.html>
30. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш	
Розробив								180
Консульт.								

31. Громадські будинки та споруди. Основні положення : ДБН В.2.2.-9-2009. [Чинні від 2010-01-01] / Мінбудархітектури України. — К. : Укрархбудінформ, 2009. — 47 с. — (Державні будівельні норми України).
32. Теплова ізоляція будівель : ДБН В.2.6-31:2016. — [Чинні від 2016-10-01] /Мінбуд України — К. : Укрархбудінформ, 2016. — 31 с. — (Державні будівельні норми України).
33. Природне і штучне освітлення : ДБН В.2.5-28-2006. [Чинні з 2006-10-01] /Держбуд України. — К. : Укрархбудінформ, 2006. — 76 с. — (Державні будівельні норми України).
34. Гетун Г.В. «Архітектура будівель і споруд. Основи проектування: Підручник. — К.: Кондор, - 2011 р.
35. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів.
36. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)
37. ДБН В.1.2-12-2008 Система надійності та безпеки в будівництві.
Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки.
38. Типова технологічна карта. Бетонування горизонтально-орієнтованих конструкцій.
39. Типова технологічна карта (ттек). Бетонування стрічкових фундаментів з допомогою автобетононасоса і транспортуванням бетонної суміші автобетонозмісником.
40. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К. Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г. М. Батура, О.Ф.Осипов, Ю.О. Піщаленко, Є.Г. Романушко, А.П. Снежко, В.І. Терновий, Б.Ф. Чувикін; За заг. ред. В.К. Черненко – К.: Вища шк., 2002. – 430 с. ISBN 966-642-086-4
41. СП 50-101-2004 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ * - використовувалось як довідкова література

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					181
Консульт.		Пятков О.В.					

42. Організація виробництва: Методичні вказівки та завдання до вивчення дисципліни / Уклад.: В.І. Савенко, М.О. Шебек, І.А. Шатрова, О.О. Демидова, Н.І. Нікогосян, І.С. Нестеренко.- К.: КНУБА, 2019. – С.32
43. Технологія будівельного виробництва: підручник/ Лівінський О.М., Курок О.І, Савенко В.І. – К.: “МП Леся”, 2017.- 591с.
44. Дисципліна цільової підготовки (ДЦП) кафедри «Економіка будівництва» Методичні вказівки до курсової роботи. /Уклад: К.В.Ізмаїлова, - К. КНУБА, 2011, - 25 с.
45. Кошторисні норми України від 2021 р.

Зм.	Кільк	Арк.	№	Підп.	Дата	<i>ABP</i>	Аркуш
Розробив		Шандура Р.С.					182
Консульт.		Пятков О.В.					