

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню магістра

студента Чорного Сергія Андрійовича
академічної групи 192М-19-1 ФБ
(шифр)
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія
(офіційна назва)
на тему «Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови»
(назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	доц. Хозяйкіна Н.В.	95	відмінно	
розділів:				
Арх. будів.	доц. Хозяйкіна Н.В.	95	відмінно	
Інженерно-геологічн. умови будмайданчика	доц. Хозяйкіна Н.В.	95	відмінно	
Розрахунково-конструктивний	доц. Хозяйкіна Н.В.	95	відмінно	
Технологія виробничого будівництва	доц. Хозяйкіна Н.В.	95	відмінно	
Науково-дослідний	доц. Хозяйкіна Н.В.	95	відмінно	
Економіка в будівництві	доц. Вигодін М.О.	90	відмінно	
Рецензент	д.т.н. Тютюкін О.Л.	95	відмінно	
Нормоконтролер	доц. Максимова Е.О.	98	відмінно	

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

_____ Гапєєв С.М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

«01» вересня 2020 року

ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню магістра

студенту Чорному С.А. академічної групи 192М-19-1 ФБ
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія
(офіційна назва)

на тему «Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови»

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від __.__.2020 р. № _____

Розділ	Зміст	Термін виконання
Розділ 1.	Арх.-будів., та об'ємно-планув. рішення. Розрахунок ГТР покриття. ТЕП.	12.10.2020 – 18.10.2020
Розділ 2.	Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчики	19.10.2020 – 25.10.2020
Розділ 3.	Розрахунок залізобетонних, монолітних несучих конструкцій	26.10.2020 – 8.11.2020
Розділ 4.	Розглянуті технології виробництва: земляних робіт, фундаментних конструкцій	9.11.2020 – 15.11.2020
Розділ 5.	Обґрунтування застосування пальового фундаменту для висотного будівництва в умовах щільної міської забудови	16.11.2020 – 29.11.2020
Розділ 6.	Проектно-кошторисна документація, розрахунок економічного ефекту.	30.11.2020 – 13.12.2020

Завдання видано

_____ (підпис керівника)

доц. Хозяїкіна Н.В.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі: 01.09.2020 р

Дата подання до екзаменаційної комісії: 14.12.2020 р.

Прийнято до виконання

_____ (підпис студента)

Чорний С.А.

(прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 150 с., 17 рис., 31 табл., 1 додаток і 33 джерела.

АДМІНІСТРАТИВНІ БУДІВЛІ, АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНЕ РІШЕННЯ, ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ, КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ, ОБГРУНТУВАННЯ, ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ,

Об'єкт розроблення - проєкт адміністративної будівлі банку розроблено на основі будівельних рішень, технічної документації, матеріалів відповідно до вимог чинних нормативних документів.

Мета роботи - обґрунтування застосування пальового фундаменту в умовах щільної міської забудови.

В архітектурно-будівельній частини пояснювальної записки розглянуто архітектурно-планувальні рішення будівлі банку. Представлена планувальна структура будівлі, яка формується на принципі функціонального зонування та вказана класифікація приміщень. Також доведено розподіл приміщень на три основні зони по агресивній доступності. На основі функціональних зон приміщень за їх класифікацією забезпечені належні гігієнічні та соціально-естетичні якості.

В кваліфікаційній роботі запроєктована плита типа 2Т та сходовий марш. Також запроєктована пальова основа з монолітним залізобетонним ростверком під стіни. Проєкт будівлі банку 8-ми поверховий з цокольним поверхом, з поздовжніми несучими стінами із силікатної цегли. Перекриття виконані з залізобетонних пустот.

Розроблені технологічні карти на основні види робіт: земляні роботи, виробництво пальових робіт, виробництво монолітних залізобетонних робіт, виробництво кам'яних робіт. Запроєктована організація праці та техніка безпеки.

У західній частині першого поверху знаходиться грошове сховище. Представлені вимоги до броньованого приміщення при проєктуванні. Грошове

сховище захищене від пошкоджень і має незалежну систему захисту. Також представлена детальна розробка параметрів грошового сховища.

У роботі обґрунтовано зведення пальового фундаменту в безпосередній близькості від існуючої забудови та визначення параметрів технологічного процесу по влаштуванню пальових конструкцій.

Розраховані основні техніко-економічні показники будівництва, а так само виконані робочі креслення об'єкту, його елементів і послідовність їх спорудження.

ABSTRACT

Explanatory note: 150 p. , 17 d , 31 table, 1 supplement, 33 references.

ADMINISTRATIVE BUILDINGS, ARCHITECTURAL AND CONSTRUCTION SOLUTION, ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS, COMPUTER MODELING, PILE FOUNDATION, SUBSTANTIATION,

Object of development - the project of the administrative building of the bank is developed on the basis of construction decisions, technical documentation, materials in accordance with the requirements of current regulations.

The purpose is to substantiate the use of the pile foundation in the conditions of dense urban development.

In the architectural and construction part - the architectural and planning decisions of the bank building are considered. The planning structure of the building, the formation on the principle of functional zoning and the classification of premises are presented. The division of premises into three main zones according to aggressive accessibility is proved. On the basis of functional zones of premises the proper hygienic and social and aesthetic qualities are provided.

Designed plate type 2T and stair tread. The pile basis with a monolithic reinforced concrete grid under walls is designed. The project of the bank building is 8-storey with a basement, with longitudinal load-bearing walls made of silicate brick. The floors are made of reinforced concrete cavities.

Technological maps for the main types of work have been developed: earthworks, production of pile works, production of monolithic reinforced concrete works, production of stone works. The organization of work and safety is designed.

In the western part of the first floor there is a money vault. Requirements to the armored room at designing are presented. The money vault is protected from damage and has an independent protection system. Detailed development of money storage parameters is presented.

The construction of the pile foundation in the vicinity of the existing building and the determination of the parameters of the technological process for the arrangement of pile structures are substantiated.

The basic technical and economic indicators of construction are calculated, and also working drawings of object, its elements and sequence of their construction are executed.

ЗМІСТ

Реферат.....	3
Abstract.....	5
Зміст.....	7
Вступ.....	10
Розділ 1. Архитектурно-будівельний.....	12
1.1 Коротка характеристика району будівництва.....	12
1.2 Архітектурно-планувальні рішення.....	12
1.2.1 Технічні вимоги до приміщень баку за функціональним групами....	17
1.3 Протипожежні вимоги.....	19
1.4 Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі банків.....	21
1.5 Грошові банківські сховища.....	25
1.6 Теплотехнічний розрахунок.....	28
Висновки до розділу 1.....	30
РОЗДІЛ 2. Оцінка інженерно-геологічних умов	
Будівельного майданчики.....	31
2.1 Кліматологічні особливості району будівництва.....	32
2.2 Розрахунок нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту.....	33
2.4 Навантаження і впливи.....	35
2.6 Опис навантажень і впливів.....	36
Висновки до розділу 2.....	38
Розділ 3. Рахунково-конструктивний.....	39
3.1. Розрахунок залізобетонних, монолітних несучих конструкцій.....	39
3.1.1 Розрахунок попередньо напруженої плити покриття	
по типу «подвійне Т» розмірами 3x12.....	40
3.1.2 Розрахунок збірного залізобетонного маршу.....	61
Висновки до розділу 3.....	65

РОЗДІЛ 4. Технологія виробничого Будівництва	66
4.1. Земляні роботи.....	66
4.1.1. Вибір механізмів для вертикального планування майданчика.....	66
4.1.2. Визначення трудоемкості робіт і продуктивності механізмів.....	67
4.1.3. Виробництво земляних робіт.....	69
4.1.4. Вказівки по охороні праці при виробництві земляних робіт.....	73
4.2. Виробництво пальових робіт.....	74
4.2.1. Область застосування технологічної карти.....	74
4.2.2. Організація і технологія виконання пальових робіт.....	75
4.2.3 Техніка безпеки при виробництві пальових робіт.....	76
4.3. Виробництво монолітних залізобетонних робіт.....	76
4.3.1. Область застосування технологічної карти.....	76
4.3.2 Організація і технологія виконання робіт.....	77
4.3.3 Використання механізмів для провадження залізобетонних робіт.....	79
4.3.4 Техніка безпеки при виробництві залізобетонних робіт.....	80
4.4 Виробництво кам'яних робіт.....	81
4.4.1 Кладка із цегли, штучних і природних каменів.....	81
4.4.2 Технологія проведення робіт.....	81
4.4.3 Вибір комплекту машин і механізмів.....	82
4.4.4 Контроль якості.....	84
4.4.5 Техніка безпеки при виробництві кам'яних робіт.....	85
Висновки до розділу 4.....	85
Розділ 5. Обґрунтування застосування паль, що занурюються вдавленням в умовах щільної міської забудови.....	86
5.1 Застосування пальових фундаментів.....	86
5.2 Вибір методів виконання робіт і обладнання для влаштування пальових фундаментів.....	87
5.3 Технічні характеристики палевдавлюючих установок.....	93
5.4. Комп'ютерне моделювання пальового фундаменту висотних	

будівель на просадних ґрунтах з урахуванням негативного тертя і умов занурення.....	100
5.5 Розрахунок вдавлюючого навантаження, що допускається на палю, влаштовану методом занурення з застосуванням дизель-молота.....	105
5.6 Розрахунок вдавлюючого навантаження.....	107
5.7 Розрахунок вдавлюють навантаження, що допускається на палю, влаштовану методом віброзанурення.....	110
5.8 Розрахунок вдавлюють навантаження, що допускається на палю, влаштовану методом вдавнення.....	112
5.9 Аналіз результатів розрахунків.....	114
Висновки до розділу 5.....	116
РОЗДІЛ 6. Економіка будівництва.....	117
6.1. Розрахунок економічного ефекту.....	118
Висновки до розділу 6.....	119
Загальні висновки.....	120
Перелік джерел посилання.....	122
Додаток 1. Проектно-кошторисна документація проекту будівлі.....	124

ВСТУП

Адміністративні будівлі входять до групи цивільних будівель, і належать до підгрупи - будівлі нежитлового призначення [1, табл. 1]. Ця підгрупа також охоплює будівлі для розташування закладів освіти, проєктних та наукових установ та ін. Повний перелік наведено у Державному класифікаторі [1]. Повний перелік основних груп громадських будівель наведений у Додатку А ДБН В.2.2-9-2009 «Громадські будівлі» [2]. Цим нормативним документом слід керуватись при проєктуванні усіх будівель цієї підгрупи.

Адміністративні будівлі призначені для розташування установ з обслуговування громадян – органи управління, банки, суди, офіси, контори тощо. Перелік приміщень, функціональні зв'язки між ними та об'ємно-планувальні рішення таких будівель настільки однорідні, що дозволили виокремити їх і розглядати разом. Окрім загальних вимог до проєктування громадських будівель, викладених у ДБН В.2.2-9-2009 [2], також слід керуватись іншими нормативними документами, вибір яких залежить від призначення будівлі (наприклад, ВБН В.2.2-00032106-1-2001 при проєктуванні банків та банкових сховищ [3]).

Будівля банку - великий об'єкт міста. Його архітектура повинна відігравати помітну роль у формуванні міського середовища, у створенні позитивного враження про місто, про район або про великий планувальний вузол.

При проєктуванні громадських будинків та споруд передбачають обладнання і пристрої, що враховують потреби інвалідів та інших маломобільних груп населення згідно з [4].

Відповідно до функціонального призначення будівлі в ньому розміщується більшість приміщень, що відповідають його основній функції, а також розміщуються приміщення для здійснення підсобних функцій: вхідні й комунікаційні приміщення, санітарно-технічні приміщення. Оптимальний

мікроклімат, тобто оптимальний стан повітряного середовища по параметрах температури, вологості й чистоти забезпечується комплексом мір: розташування будинку в забудові, його об'ємно-планувальним рішенням відповідно до природно-кліматичних умов будівництва, вибраною системою штучної кліматизації приміщень і вибором конструкцій зовнішніх огорожень, що забезпечують необхідну теплоізоляцію приміщення. Функціональна доцільність проєктного рішення має на увазі максимальну відповідність приміщень будинку. В проєкті будівлі забезпечене оптимальне середовище для людини в процесі здійснення її функцій, для яких, будинок призначений. Параметри середовища - габарити приміщень будинку відповідно до їх призначення, стан повітряного середовища, світловий режим, звуковий режим - установлені для будинку у відповідності зі [2, 3].

Розглянуто особливості проєктування паливних фундаментів нових будівель і розробки заходів по збереженню надійності існуючих будівель. В умовах щільної міської забудови вимагають ретельного розгляду можливих конструкцій фундаментів будівель, що проєктуються, а також технічних характеристик і стану конструкцій існуючих будівель.

Таким чином, виникає необхідність обґрунтування зведення паливних фундаментів в безпосередній близькості від існуючої забудови та визначення параметрів технологічного процесу по влаштуванню паливних конструкцій.

Характеристика об'єкту: будівля банку 8-ми поверхова, із службовими приміщеннями, які мають 37×14,1 м і висоту 33,41 м.

Проєкт будівлі розроблено на основі будівельних рішень, технічної документації, матеріалів відповідно до вимог чинних нормативних документів.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Коротка характеристика району будівництва

Ділянка будівництва згідно [1-5] ставиться до кліматичного району для якого розрахована зимова температура дорівнює -18°C , літня $+28^{\circ}\text{C}$. Оптимальний мікроклімат, тобто оптимальний стан повітряного середовища по параметрах температури, вологості й чистоти забезпечується комплексом мір: розташування будинку в забудові, його об'ємно-планувальним рішенням відповідно до природно-кліматичних умов будівництва, вибраною системою штучної акліматизації приміщень і вибором конструкцій зовнішніх огорожень, що забезпечують необхідну теплоізоляцію приміщення.

Сніговий район – I, нормативний сніговий покрив дорівнює 50 кгс/м^2 .

Вітровий район – II, нормативне значення статичного складового швидкісного напору вітру дорівнює 30 кгс/м^2 .

1.2 Архітектурно-планувальні рішення

Зовнішня поверхня будівлі банку облицьовується цеглою. Взагалі будівля 8-ми поверхова, із службовими приміщеннями, які мають розмірами в плані $37 \text{ м} \times 14 \text{ м}$ і висоту $33,41 \text{ м}$.

При проектуванні будівель банків варто враховувати вимоги [6, 7] і інших відповідних нормативних документів.

Планувальна структура будується на принципі функціонального зонування. Приміщення банку поділяються на функціональні групи:

A – операційний блок приміщень;

Б – приміщення для збереження цінностей;

В – кабінети и приміщення функціональних підрозділів;

Г – приміщення охорони и пожежного посту;

Д – допоміжні приміщення для персоналу;

Е – технічні приміщення.

Групи приміщень функціональних зон визначені складом приміщень і наведені у таблиці. 1.1.

Таблиця 1.1 – Склад і площі приміщень за функціональним групами

<i>№ n/n</i>	<i>Найменування</i>	<i>Площа, м²</i>	<i>Примітка</i>
Група А			
1	Вестибюль	100-120	гардеробом, камерою зберігання, бюро перепусток
2	Інформаційно-довідковий зал	150-200	
3	Операційний зал	450-480	із зоною очікування
4	Кімната для засобів обчислювальної техніки	18-24	при операціон.залі
5	Кімната охорони	20-20	
Група Б			
6	Комора цінностей	50-80	
7	предкладова № 1	25-30	
8	Комора зберігання іноземної валюти	30-40	
9	предкладова № 2	20-30	
10	Приміщення індивідуальних сейфів	60-80	
11	предкладова № 3	10-15	

<i>№ n/n</i>	<i>Найменування</i>	<i>Площа, м²</i>	<i>Примітка</i>
12	Резервна (вечірня) комора	20-40	
13	предкладова № 4	10-15	
14	Кімната інкасаторів з вбиральною	25-30	
15	Кімната прийому-здачі готівки	15-20	
16	Кімната для перерахунку готівки	12-15	
17	Бокс для під'їзду інкасаторських машин	45-45	
Група В			
18	Приймальня	20-25	
19	Кабінет керуючого	30-36	
20	Кабінет 1-го заступника	22-22	
21	Кабінет 2-го заступника	18-18	
22	Кабінет 3-го заступника	18-18	
23	Кімната для переговорів	20-25	
24	Кабінет головного бухгалтера	18-24	
25	Кабінет юрист консула (юридичний кабінет)	18-24	
26	Економічний відділ	24-36	
27	Відділ вкладів і цінних паперів	24-36	
28	Відділ кредитування	36-42	
29	Кімната оформлення документів клієнтами при відділі кредитування	18-24	
30	Відділ обслуговування юридичних осіб	20-25	
31	Кімната оформлення документів при відділі обслуговування юридичних осіб	18-24	
32	Відділ валютних операцій	18-24	
33	Відділ бух. обліку та звітності	42-60	

<i>№ п/п</i>	<i>Найменування</i>	<i>Площа, м²</i>	<i>Примітка</i>
34	Відділ обліку операцій з валютою	20-25	
35	Відділ подальшого контролю за вкладними операціями	36-48	
36	Відділ контролю за розрахунками по платежах населення	24-30	
37	Відділ розрахунків та переказів	24-30	
38	Пенсійний відділ	24-30	
39	Кабінет начальника відділ по роботі з персоналом	12-16	
40	Відділ по роботі з персоналом	24-36	2-3 приміщення
41	Кабінет психолога	12-16	
42	Контрольно-ревізійний відділ	20-30	
43	Відділ прийому і передачі інформації	20-30	
44	Кімната магнітних носіїв інформації	8-10	
45	Відділ касових операцій	35-45	
46	Відділ інформаційних технологій та технічного обслуговування	20-25	
47	Організаційний відділ	45-60	
48	Апаратний відділ	35-60	
49	Архів, бібліотека, музей	160-240	
50	Приміщення репрографічних робіт і склад матеріалів	30-40	2-3 приміщення
51	Комора бланків	20-25	
Група Г			
52	Приміщення контрольного центру	30-36	2 Кімнати
53	Кімната зберігання зброї	6-6	
54	Кімната заряджання і чищення зброї	10-10	

<i>№ п/п</i>	<i>Найменування</i>	<i>Площа, м²</i>	<i>Примітка</i>
Група Д			
55	Кімната персоналу з вбиральною при операційному залі	20-30	
56	Кімната прийому їжі	20-30	
57	Кімната психологічного розвантаження	25-30	
58	Приміщення для занять та	150-200	
59	Гардероб при приміщенні занять та нарад	20-25	
60	Тренажерний зал	45-50	
61	Душовий блок	15-20	
62	Сауна	90-90	
63	Кафе на напівфабрикатах	150-200	
64	Санітарні вузли	15-20	
65	Майстерні служб експлуатації	70-80	
66	Хоз. комори	60-70	
67	Гараж-стоянка спецавтомашин	100-120	
68	Автопаркування співробітників	2500-3250	
69	Автопаркування клієнтів	2500-3250	
70	Автомийка при парковці	80-80	
Група Е, технічні приміщення			
71	Теплокамера (введення МС) з бойлерної	50-50	
72	Приміщення введення холодної води з насосної пожежогасіння	70-70	
73	венткамер витяжні	100-100	
74	венткамер припливні з кондиціонуванням	200-200	
Всього робочої площі 8200-10600 м ²			

1.2.1 Технічні вимоги до приміщень баку за функціональним групами

Касовий блок (група А). Касовий вузол повинен бути ізольований від інших приміщень банку і розташовуватися краще на 1-му поверсі або в підземному поверсі.

Габарити і розташування вікна між операційною касою і кабіною клієнта робляться з урахуванням можливостей візуального контролю процесу перерахунку грошей. Для спілкування касира з клієнтом передбачається переговорний пристрій.

Зовнішні стіни, якщо вони примикають до каси, повинні мати пулестійке скління.

Пристрій проходів із зони клієнтів у закасовий простір не допускається. Закасовий коридор повинен бути шириною не менше 1,4 м, сюди виходять двері з кас шириною 0,9 м.

Для зв'язку з обліково-операційним відділом використовується пневматична пошта передачі документів або електронна система.

Вхід в касовий зал через шлюз, який контролюється постом охорони або приладами відеоконтролю. Двері додаткових евакуаційних виходів захищаються засобами контролю доступу та охоронної сигналізацією.

Для вертикального транспортування цінностей передбачаються окремі ліфти і сходи. Вихід таких сходів безпосередньо назовні не допускається. Планування касового вузлу повинно забезпечувати транспортування цінностей найкоротшим шляхом і виключати можливість спостереження сторонніми особами за роботою з цінностями.

У складі касового вузла передбачаються власні санітарні вузли з розрахунку на 10 жінок - 1 унітаз, на 20 чоловіків - 1 унітаз. Умивальники - не менше одного на 3 унітази.

Комори (група Б). Комори цінностей повинні проектуватися у вигляді єдиного конструктивно-планувального блоку, що включає самі комори, предкладової, де проводяться операції з цінностями резервних фондів і оборотної каси, і оглядові коридори, що влаштовуються по периметру комор, з

розміщенням засобів охорони та візуального контролю цілісності огорожувальних конструкцій.

Комори можуть бути поділені металевими сітками на відсіки з метою зменшення розрахункового обсягу при проєктуванні централізованої системи автоматичного пожежогасіння, а також при неможливості забезпечити другий евакуовиход з розташованих в підземній частині приміщення.

Вхід у предкладову оснащується засобами контролю доступу, в т.ч. кодового захисту та відеоконтролю.

Огороджувальні конструкції (стіни, підлога, стеля) комор цінностей виконують стійкими до злому з монолітного сталевихбетона. Їх товщина повинна бути не менше 300 мм, для тимчасового зберігання - не менше 200 мм. Бетон приймається не нижче В45 по міцності і не нижче W4 по водонепроникності. Двері - броньовані, за міцністю не слабкіше стін. Замок дверей повинен забезпечити замикання з обох сторін.

Під коморою виконується фундаментна плита з монолітного бетону товщиною не менше 400 мм. Ширина обхідного коридору навколо комори не менше 0,8 м. Входи в оглядові коридори - з предкладової і захищаються металевими ґратчастими дверима. Пристрій вікон у стінах комор, предкладової і оглядових коридорів не допускається.

Кабінети и приміщення функціональних підрозділів (Група В). Розміщення кабінетів начальників, його заступників, головного бухгалтера, а також відділів, чия робота пов'язана з прийомом відвідувачів, повинно забезпечувати зручний для клієнтів зв'язок цих приміщень з вестибюлем та операційним залом.

Архіви фінансових документів необхідно розташовувати в зручному при аварійній ситуації місці і оснастити охоронною сигналізацією.

Площа поста охорони при вході - 3 м² або 5 м² при 2-х чергових.

Кімната зберігання і заряджання зброї повинна бути без вікон.

Інженерне устаткування.

У приміщеннях комор прокладка трубопроводу, каналізації, опалення - не допускається.

У приміщеннях, де знаходиться електронна техніка, установка на сантехнічних комунікаціях вентилів, кранів і роз'ємних з'єднань не допускається.

Електропроводка у коморах - прихована, електроосвітлення підключається за допомогою шнура в штепсельну розетку, встановлену поза коморі біля входу в неї. Коли в коморі не виробляються роботи, освітлення має бути відключено.

Для вентиляції коморах, в їх стінах навпроти входу, під стелею і біля підлоги закладають по 2-3 утки із сталевих труб d 50-76 мм з кроком по горизонту 150 мм. Зовні торці труб об'єднуються коробами (повітроводами), приєднаними до вентиляційної системи.

1.3 Протипожежні вимоги

Протипожежні заходи варто проектувати відповідно до вимог [8] і інших нормативних документів.

Ступінь вогнестійкості будівлі не нижче II.

Автоматичною пожежною сигналізацією обладнані всі приміщення будівлі. Приміщення пожежного поста можливо поєднувати з постом охорони. Воно повинно розташовуватися в першому або цокольному поверсі і мати природне освітлення.

У будівлях установ банку варто передбачати централізовану систему оповіщення про пожежу й інші кризові ситуації. В одне-двоповерхових будинках для оповіщення про пожежу допускається використовувати дзвінки, сирени й т.д., що відрізняються по тональності від інших сигналів.

Приміщення пожежного поста, у тому числі сполученого із приміщенням

охорони, повинне мати природне висвітлення й розміщатися в першому або цокольному поверсі будинку.

Сходи з підвалу, використовувані для перенесення цінностей, повинні бути незадимлюваними 3-го типу. На першому поверсі така драбина повинна виходити в ізольований відсік коридору.

Вогнегасні речовини для приміщень, де є електронна техніка, - газ, в інших випадках - вода, в автомобільних боксах - можливий порошок або піна.

Евакуація з операційних і касових зал, розділених бар'єром на зони, повинна забезпечуватися самостійно для кожної зони.

Технологічні сходи з підвалів, використовувані для доставки цінностей з комор, повинні бути незадимлюваними 3-го типу. У першому поверсі такі сходи повинні виходити в ізольований коридор.

У число евакуаційних шляхів технологічні сходи не включаються.

Протидимовий захист приміщень варто проектувати відповідно до вимог [9] опалення, вентиляція й кондиціонування.

Двері архіву, кімнат для зберігання бланків, зброї, господарських комор, предкладової, венткамер і машинних відділень ліфтів повинні бути протипожежними 2-го типу.

Комори цінностей повинні бути обладнані установками автоматичного пожежогасіння.

Вибір виду вогнегасної речовини здійснюється проектною організацією разом із замовником.

Приміщення обчислювальних центрів, центральних ЕОМ локальних мереж (серверів), комутаційних ЕОМ і апаратури криптозахисту варто обладнати установками автоматичного газового пожежогасіння відповідно до норм проектування приміщень для ЕОМ.

У приміщеннях, що оснащуються персональними ЕОМ, абонентськими пунктами й іншою електронно-обчислювальною технікою, не підлягаючому встаткуванню системами автоматичного пожежогасіння, варто передбачати пристрій системи автоматичної пожежної сигналізації, що реагує на появу

диму, і оснащення приміщень первинними засобами пожежогасіння (переносними або пересувними газовими вогнегасниками) з розрахунку не менш двох вогнегасників на 20 м² площі приміщення.

Приміщення архівів операційних відділів, за винятком випадків використання вогнетривких сейфів, повинні обладнатися автоматичними установками пожежогасіння.

Застосовувані при цьому вогнегасних матеріалів склади не повинні ушкоджувати документи при гасінні.

Акустична обробка приміщень повинна виконуватися з неспалених або важкозгораємих матеріалів.

Підлоги запроектовані у відповідності з [10] покриття підлог у приміщеннях будівлі банку мають різне призначення і рекомендується приймати відповідно до таблиці 1.2.

Таблиця 1.2. – Рекомендоване покриття підлог відповідно до вимог будівлі, що проектується

Приміщення	Види покриття поїв
Комора цінностей, коридор касового вузла	Підлоги бетонні, мозаїчні, брекчія
Касовий і операційний зали. Зона для клієнтів, вестибюль	Мозаїчні, брекчія, плити із природного каменю, Крупно розмірні керамічні плитки
Кабіни операційних кас, приміщення кас перерахування, зона співробітників в операційному залі, робочі приміщення з постійним перебуванням людей	Паркет, паркетна дошка, лінолеум на теплій основі, килимове покриття

1.4 Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі банку

Системи водопроводу, каналізації і гарячого водопостачання слід проектувати згідно з вимогами [11, 12].

Системи опалення, вентиляції, кондиціонування повітря та протидимного захисту приміщень слід проектувати відповідно до вимог [13] та цих норм.

У будинках банків слід застосовувати системи водяного опалення. Для комор цінностей допускається застосовувати тільки повітряне опалення, поєднане з припливною вентиляцією або з системою кондиціонування повітря.

Розрахункову температуру повітря і кратність повітрообміну в приміщеннях слід приймати за таблицею 1.3.

Таблиця 1.3 – Розрахунок температур повітря і кратність повітрообміну

Найменування приміщень	Температура повітря в приміщеннях в холодний період року, °С	Кратність повітрообміну в 1:00	
		Приплив повітря	Видалення повітря
Операційний і касовий зали	18	За розрахунком на асиміляцію тепловлагоізбитков, але не менше двократного повітрообміну	
Загальні робочі кімнати, каса перерахунку монет	18	2	2
		але не менше 30 куб.м / чол.	
Приміщення для нарад та переговорів	18	3	3
Каса перерахунку банкнот	18	3	3
Приміщення засобів обчислювальної техніки, обчислювальний центр	18	За розрахунком на асиміляцію тепловлагоізбитков	
Приміщення зв'язку (телетайпна), ксерокопіювання	18	2,5	2,5
Кабінети і приймальні	18	1,5	1,5
Архів, комора бланків, комора обладнання та інвентарю, комора банківських матеріалів, приміщення для зберігання особистих речей касирів	18	-	1,5
Ремонтні майстерні	18	2	2

Найменування приміщень	Температура повітря в приміщеннях в холодний період року, °C	Кратність повітрообміну в 1:00	
		Приплив повітря	Видалення повітря
Кімната прийому їжі, буфет	16	3	4
Комора цінностей і предкладової	16	3	3
Кімнати для зберігання зброї, заряджання і чищення зброї	16	-	1
Приміщення охорони з пожежним постом	18	1	1,5
Приміщення особистої гігієни жінок	23	-	5
Санітарні вузли	16	-	50 куб.м/год на кожен унітаз або пісуар
Вестибюль	16	2	-
Гардеробні	16	-	2
Приміщення для розміщення джерел безперебійного електропостачання	16	За розрахунком на асиміляцію теплонадлишків	

У коморі цінностей не допускається прокладання трубопроводів систем опалення. У предкладової і оглядових коридорах прокладка таких трубопроводів також, як правило, не допускається.

При кількості повітря, що видаляється з приміщень, що не перевищує 1,5-кратного повітрообміну в годину, допускається подачу припливного повітря здійснювати в коридори і холи при них.

Для комор цінностей і предкладової слід проектувати самостійну систему витяжної вентиляції. Вентиляція цих приміщень здійснюється періодично.

У приміщеннях серверної, міжбанківських електронних розрахунків, друкуючих пристроїв, ввідно-кабельного обладнання, зберігання носіїв інформації, електронної пошти, криптозахисту наявність рознімних з'єднань, запірної та регулюючої арматури на трубопроводах системи опалення не допускається.

Кондиціонування повітря в окремих приміщеннях і в будівлі в цілому слід передбачати відповідно до завдання на проєктування, яке повинно також визначати вибір застосовуваних систем кондиціонування.

При проєктуванні природного та штучного освітлення слід дотримуватись вимог [12, 14].

Освітленість від загального освітлення в приміщеннях банків повинна прийматися згідно з таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 – Освітленість від загального освітлення в приміщеннях банків

<i>Приміщення</i>	<i>Найменша освітленість, лк, при лампах</i>		<i>Площина нормування, висота площини над підлогою</i>
	<i>люмініс-центних</i>	<i>розжарювання</i>	
Серверна і приміщення міжбанківських електронних розрахунків, електронна пошта, приміщення апаратури крипто захисту	400		0,8
Приміщення ввідно-кабельного обладнання	200	-	0,8
Приміщення алфавітно-цифрових друкувальних пристроїв	400 *	-	0,8
Кабіна персоналізації	400 *	-	0,8
Кімната виготовлення ідентифікаційних карт, обробки та зберігання карт	400	-	0,8
Приміщення процесингового центру за пластиковими картками	400	-	0,8
Приміщення відділу інкасації	300	-	0,8

<i>Приміщення</i>	<i>Найменша освітленість, лк, при лампах</i>		<i>Площина нормування, висота площини над підлогою</i>
	<i>люмініс- центних</i>	<i>розжарювання</i>	
Приміщення для обслуговування фізичних осіб	300	-	0,8
Комора цінностей, депозитарій	150	75	підлогу
Приміщення сейфової	150	75	підлогу
Оглядовий коридор	-	30	підлогу
Простір між верхньою площиною оболонки коморі цінностей і плитами перекриття або покриття (в одноповерхових будівлях)	-	5	
Решта приміщень	по ВНП 001-95		

* - Для місцевого освітлення слід передбачати штепсельні розетки.

1.5 Грошові банківські сховища

Спеціально обладнані місця для зберігання цінностей банку: готівки у вигляді паперових грошей і монет, золота, коштовностей, іноземної валюти, цінних паперів. У банках цінності зберігаються в броньованих сейфах або в приміщеннях, обладнаних сигналізацією. Тут можуть перебувати не тільки цінності, що належать банку, але і передані йому в заставу як забезпечення кредиту підприємствами та приватними особами. Грошові сховища в банках повинні відповідати вимогам, що пред'являються Центральним банком, який регламентує порядок зберігання готівки.

У сучасних вимогах до безпеки спеціалізованих банківських приміщень існує розмежування на сховище для цінностей та важливих документів, які повинні зберігатися у шафах з металу і стелажах, і їм присвоєно 5-6 класу стійкості до зламу, а також на сховище для зберігання готівкових грошових сум, складованих у спеціалізованих сейфах 2 і 3 класу. Основними критеріями

при будівництві банківських сховищ і сейфових кімнат є показники протистояння впливу зброї і абсолютна стійкість до зламу.

На сьогоднішній день на ринку надання послуг з проєктування та впровадження стійкості до зламу конструкцій сейфових приміщень існує безліч професійних будівельних організацій. Їх основним завданням є найсуворіше дотримання державних норм при будівництві, які регламентують вимоги до банківського приміщення. При цьому використовуються різні способи армування приміщень, завдяки яким можна досягти ідеальних показників, як у ваговій категорії, так і з точки зору геометричних пропорцій. У доповненні до всього, конструктивна особливість профільованого приміщення буде володіти високим рівнем вогнестійкості.

Як правило, при формуванні стійкості до зламу банківського приміщення або сейфової кімнати застосовуються монолітні або збірні панелі, які сертифіковані державними нормами при будівництві і спочатку призначені для цільового використання, як броня - захищає приміщення від злому. Самий мінімальний поріг, має показник стійкості до зламу не менше 5 класу відповідно до [15].

При проєктуванні броньованого приміщення не можна забувати про комунікативні системи вентиляції та системі електропроводки, які спочатку повинні фігурувати у проєкті, як благонадійні елементи. Професійні будівельні організації заздалегідь зможуть передбачити необхідні вузли та секції і безпомилково впровадити їх у проєкт. Від якості попередніх робіт буде залежати дуже багато, оскільки після установки монолітного броньованого каркаса, доступ до багатьох комунікацій буде утруднений.

Поряд з монолітними конструкціями професійні будівельники можуть запропонувати модульний монтаж сховища із спеціалізованих панелей за допомогою спеціалізованих інструментів. Зручність даної конструкції в тому, що її монтаж можна здійснювати вже в робочому приміщенні. При цьому може бути повністю виключено застосування зварювальних робіт. Іншими словами, монтаж подібного каркасу здійснюється прямо в робочий час (рисунок 1.1).



Рисунок 1.1 – Начальні етапи будівництва спеціалізованого банківського приміщення

Основні технічні характеристики панелей зводяться до двох показників:

1. Конструктивна товщина може варіюватися від 50 - 110 мм;
2. Конструктивна вага враховується в діапазоні 145 - 285 кг/м².

В даний час прийнято розрізняти два види панелей, які відповідають 5 класу стійкості до зламу:

1. Залізобетонні панелі стандартного зразка. Питома вага кожного квадратного метра такої панелі складає 285 кг, а її товщина дорівнює 80 см. На стиках панелі з'єднуються за допомогою зварювального обладнання. Крім цього може бути проведений монтаж механізованих ділянок приміщення, де будуть передбачені різні засоби тяги і вантажні візки.

2. Залізобетонні панелі полегшеного зразка. Вагова межа одного квадратного метра такої плити складає 195 кг, а її товщина складає 85 мм. Застосування зварювання тут виключається, оскільки стикові області обладнані замковими зчіпками і як правило, монтуються на заздалегідь підготовленому металевому каркасі.

Обидва типи профільованих плит отримали широке застосування і однаково гарантовано підійдуть для будь-яких броньованих банківських сховищ і сейфових кімнат. Професійні будівельні організації раціонально застосовують один з методів і матеріалів і гарантовано дотримуються всіх жорстоких вимог до державних нормативних документів.

1.6 Теплотехнічний розрахунок

Виконання теплотехнічного розрахунку енергоефективних конструкцій, що огороджують, має мету забезпечити підвищений теплозахист житло-цивільних будинків і споруджень для реконструкції, будівництва й капітального ремонту.

Розрахунок виробляється з урахуванням заощадження енергоресурсів, уведення підвищених вимог до опору теплопередачі конструкцій, що огороджують. Розрахунок виробляється для опалювальних будинків із заданою температурою й відносною вологістю повітря.

Основним показником огороджувальної поверхні з точки зору теплозахисту стало наведене опір теплопередачі. Це величина, що враховує теплозахисні характеристики всіх шарів конструкції, враховуючи містки холоду.

Теплотехнічний розрахунок виробляється відповідно до вимог [16, 17]. Товщина утеплювача визначається за розрахунком.

Схема до розрахунку зовнішньої огороджувальної стінової конструкції запроєктованої житлової будівлі, наведено рисунку 1.2.

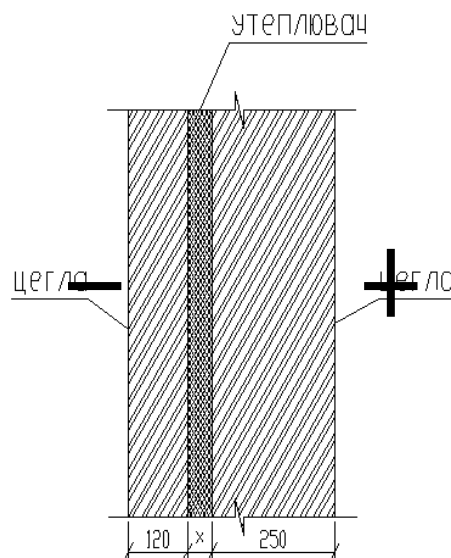


Рисунок 1.2 – Зовнішня огороджувальна стінова конструкція

1. Визначаємо нормативне значення опору теплопередачі R_0^H для будівлі, що проектується.

По карті – схемі температурних зон, м. Дніпро перебуває у II зоні.

Відповідно до умов завдань маємо: $R_0^H = 2,1 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^0 / \text{Вт}$.

2. Перетин зовнішньої конструкції, що огорожує (стіни) являє собою:

1 шар: цегла силікатна [18].

$$\delta_1 = 0,12 \text{ м}$$

$$\gamma_1 = 1800 \text{ кг} / \text{м}^3$$

$$\lambda_1^A = 0,76 \text{ Вт} / \text{м} \cdot \text{C}^0$$

2 шар: цегла силікатна [18].

$$\delta_2 = 0,25 \text{ м}$$

$$\gamma_2 = 1800 \text{ кг} / \text{м}^3$$

$$\lambda_2^A = 0,76 \text{ Вт} / \text{м} \cdot \text{C}^0$$

3 шар: мінераловатні плити на синтетичному сполучені (утеплювач)

$$\delta_{y.c.} - ?$$

$$\gamma_{y.c.} = 100 \text{ кг} / \text{м}^3$$

$$\lambda_{y.c.} = 0,042 \text{ Вт} / \text{м} \cdot \text{C}^0$$

3. Умови експлуатації визначаємо по [16, 17] відповідно до режиму приміщення й кліматичної зони району будівництва.

Для м. Дніпро умови експлуатації - “А”.

4. Коефіцієнти теплопередачі внутрішніх і зовнішніх поверхонь конструкцій, що огорожують становлять: $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{C}^0$ $\alpha_H = 23 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{C}^0$.

Виконання розрахунку:

- Визначаємо товщину шару, що утеплює, виконано з мінераловатних плит на синтетичному сполучені по формулі:

$$\delta_{y.c.} = \left(R_0^H - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \dots - \frac{1}{\alpha_H} \right) * \lambda_{y.c.} = \left(2,1 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,12}{0,76} - \frac{0,25}{0,76} - \frac{1}{23} \right) * 0,042 = 0,05 \text{ м}$$

Приймаємо $\delta_{y.c.} = 0,05 \text{ м}$

- Виконуємо перевірку:

$$R_0^P = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_{y.c.}}{\lambda_{y.c.}} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,76} + \frac{0,25}{0,76} + \frac{0,05}{0,042} + \frac{1}{23} = 2,1 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C) / Вт.}$$

Що відповідає вимогам: $R_0^P \geq R_0^H$, т.е. $2,1 \geq 2,1 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C) / Вт.}$

За отриманими даними товщина зовнішньої стіни становить:

$$\delta_{н.с.} = \delta_1 + \delta_{y.c.} + \delta_2 = 0,12 + 0,05 + 0,25 = 0,42 \text{ м} = 420 \text{ мм.}$$

Встановлена величина R_0^P - приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції задовольняє нормативним вимогам ДБН В.2.6.-31:2006 «Теплова ізоляція будівель» [16, 17].

Таким чином, мінімально необхідна товщина теплоізоляції стінової конструкції на основі кладки з повнотілої цегли глиняної звичайної 120+250 мм з волокнистого утеплюючого матеріалу – мінераловатні плити на синтетичному сполученні – 50 мм. Загальна товщина стінової конструкції, становить: 120+50+250=420 мм.

Висновки до розділу 1

1. Наведено архітектурно-планувальне рішення адміністративної будівлі банку. Будівля 8-ми поверхова із спеціалізованими службовими приміщеннями. Усі приміщення розділяються за функціональними групами. До кожної із функціональних груп наведені технічні вимоги спеціалізованих приміщень.

2. Розглянуто протипожежні вимоги і встановлено, що ступень вогнестійкості будівлі на нижче II.

3. Наведені вимоги до санітарно-технічного і інженерного обладнання будівлі банку.

4. Представлено основні технічні вимоги до спорудження грошового банківського сховища з 5-6 класом стійкості до зламу.

5. Виконано ТТР з урахуванням енергоефективних чинників.

РОЗДІЛ 2. ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКИ

Інженерно-геологічні вишукування є невід'ємною частиною проєктування і будівництва будівель та споруд. Основне завдання інженерно-геологічних вишукувань - дати вихідні дані для проєктування фундаментів споруджуваних будівель, а саме тип ґрунтів і глибину просадки. Правильний вибір типу фундаменту - одна з умов, що забезпечують максимальну надійність будівництва.

Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва починається з опису географічного розташування майданчика будівництва, рельєфу місцевості, величини і напрямки ухилів. Розглядається геолого-літологічні умови майданчика (розміщення і глибина міських комунікацій, характеристики ґрунтів зверху вниз із зазначенням потужності пластів і лінз слабких ґрунтів, особливостей залягання, положення рівня підземних вод).

На практиці ґрунтові основи умовно поділяють на міцні і слабкі. До міцним відносять ґрунти, які можуть служити підставою споруд і забезпечують їх нормальну експлуатацію. До них можна віднести: великоуламкові ґрунти, щільні, середньої щільності піски, тверді і пластичні пілувато-глинисті ґрунти. До слабких відносяться ґрунти, які дають під навантаженням великі деформації, нестійкі і не можуть служити основою фундаменту. Це пухкі піски, текучі пілувато-глинисті ґрунти, деякі структурно-нестійкі ґрунти [20].

Для всіх ґрунтів, представлених на геологічному розрізі, визначаються додаткові фізико-механічні характеристики, за якими проводиться уточнення найменування ґрунтів і їх класифікаційні характеристики.

За результатами проведеної оцінки інженерно-геологічних умов будівельного майданчика робиться висновок про те, на які несприятливі фактори в спільній роботі основ і фундаментів необхідно звернути увагу в

процесі подальшого проектування і дати оцінку щодо можливості використання ґрунтів в якості підстави з урахуванням можливих осідань, а також їх нерівномірності.

2.1 Кліматологічні особливості району будівництва

Основне завдання будівельної кліматології - обґрунтування доцільних проектних рішень планування населених місць, типів будівель та огорожуючих конструкцій, які враховують особливості клімату. Для вирішення цього завдання необхідно враховувати данні про вплив клімату на архітектурні та конструктивні рішення будівель.

Згідно з [21] Дніпропетровська область знаходиться в II Районі - Південно-Східний. Середні температурні показники Дніпропетровської області представлені в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Температурні показники Дніпропетровської області

Температура повітря, °С,	Середня за рік			8,7
	Холодного періоду	Найбільш холодні добы	0,98	-29
			0,92	-27
		Найбільш холодна п'ятиденка	0,98	-26
			0,92	-24
	Теплого періоду	Найбільш запеклі добы забезпеченістю 0,95		30
Найбільш спекотна п'ятиденка забезпеченістю 0,99		26		

Період із середньою добовою температурою повітря	$\leq 8^{\circ}\text{C}$	Тривалість, суток	172
		Середня температура, $^{\circ}\text{C}$	-0,2
	$\leq 10^{\circ}\text{C}$	Тривалість, суток	188
		Середня температура, $^{\circ}\text{C}$	0,6
	$\leq 21^{\circ}\text{C}$	Тривалість, суток	57
		Середня температура, $^{\circ}\text{C}$	21,6

2.2 Розрахунок нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту приймається рівною середньою з щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів (за даними спостережень за період не менше 10 років) на відкритій, оголеною від снігу горизонтальній площадці при рівні підземних вод, розташованому нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту d_{fn} , м, при відсутності даних багаторічних спостережень слід визначати на основі теплотехнічних розрахунків. Для районів, де глибина промерзання не перевищує 2,5 м, її нормативне значення допускається визначати за формулою [22]:

$$d_{fn} = d_0 * \sqrt{M_t}, \text{ м} \quad (2.1)$$

де M_t - безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі, прийнятих по [22] по будівельній кліматології і геофізики, а при відсутності в них даних для конкретного пункту або району будівництва - за результатами

спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва;

d_0 - величина, принимаемая равной, м, для: - суглинков и глин - 0,23; - супесей, песков мелких и пылеватых - 0,28; - песков гравелистых, крупных и средней крупности - 0,30; - крупнообломочных грунтов - 0,34.

Якщо значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складання, то визначається як середньозважене в межах глибини промерзання.

Нормативна глибина промерзання по різним типам ґрунтів представлена в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Нормативна глибина промерзання

Місто	Ґрунти	Глибина промерзання, м
Дніпро	Глина або суглинок	0,79
	Супісок, пісків пилюватий або невеликий	0,96
	Пісок середньої крупності, великий або гравелистий	1,03
	Крупноуламкові ґрунти	1,16

2.3 Інженерно-геологічні умови майданчика

На майданчику будівництва виконані інженерно-геологічні вишукування для розробки проєкту будівництва громадського призначення по вул. Управській 20-22 в м. Дніпро. Для підтвердження показників просідання на майданчику виконані додаткові дослідження ґрунтів.

З несприятливих фізико-геологічних процесів слід відзначити наявність в геологічному розрізі потужної товщі ґрунтів, здатних проявляти просадочні властивості при замочуванні.

Техногенні сучасні відкладення шар 1 - насипні ґрунти - супіски темно-сірі, тверді з будівельним (пісок, асфальт, шлак, щебінь, бита цегла, уламки бетону) і побутовим сміттям. Потужність складає 1,2-2,0 м.

Під насипними ґрунтами залягають лесові відкладення Бузького горизонту, представлені супісками (шар 2).

Лесові супіски і суглинки ІГЕ-2,3,4 проявляють просадочні властивості від замочування як при природному тиску, так і при додаткових навантаженнях.

Потужність просідаючих ґрунтів на майданчику спроектованої будівлі банку становить 11,5-14,2 м, сумарна величина осідання при природному тиску становить 27,65 см.

Тип ґрунтових умов по просідання - другий.

Категорія складності інженерно-геологічних умов - друга.

Швидкість підйому рівня підземних вод в середньому становить 0,1 м/рік. При збереженні швидкості підйому рівня і існуючої інфільтрації через 15 років рівень підземних вод підніметься на 1,5 м.

Можливе замочування маловологих лесових ґрунтів ІГЕ-2,3,4 зверху в результаті витоків з водогінних комунікацій і підйому рівня підземних вод спричинить за собою їх обводнення і погіршення їх фізико-механічних властивостей, зниження деформаційних показників. Погіршення несучих властивостей ґрунтів ІГЕ-5а, 6-10 не відбудеться.

2.4 Навантаження і впливи

Атмосферні навантаження (снігові, вітрові) прийняті відповідно до [23].

Вітровий район III. Характеристичне значення вітрового тиску - 500 Па.

Сніговий район IV. Характеристичне значення ваги снігового покриву 1400 Па.

Характеристичне значення рівномірно розподіленим тимчасового навантаження на перекриття:

- офісних приміщень - 2,0 кПа;

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для рівномірно розподілених навантажень наступні:

1,3 - при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²);

1,2 - при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/м²) і більш.

Характеристичне значення ваги будівельних конструкцій визначалося за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовувалися два види розрахункових значень - граничне та експлуатаційне.

Коефіцієнт надійності за призначенням будівлі: $\gamma_n = 0,95$.

2.6 Опис навантажень і впливів

Снеговая нагрузка, действующая на перекрытие

Предельное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию конструкции покрытия определяется в соответствии [24]:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C . \quad (2.2)$$

У виразі (2.2) γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, прийнятий 1,14 для періоду експлуатації 100 років;

S_0 - характеристичне значення снігового навантаження, для IV снігового району прийнято 1400 Па;

C - коефіцієнт, який визначається за формулою: $C = \mu C_e C_{alt}$, где μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покриття, прийнятий рівним 1;

C_e - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, прийнятий рівним 0,8;

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, прийнятий рівним 1. З урахуванням вищевикладеного коефіцієнт C становить: $C = 1 * 1 * 0,8 = 0,8$.

Граничне розрахункове значення снігового завантаження на горизонтальну проєкцію покриття: $S_m = 1,14 * 1,14 * 0,8 = 1,28$ (кН/м²).

Навантаження, які діють на 1 м² перекриття типового поверху, визначені в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Навантаження, які діють на 1 м² перекриття типового поверху

Вид навантаження	Од. вим.	Характеристика навантаження	Коеф. надійн. по навантаж. γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження
Постійне навантаження				
1. З/б плита перекриття	кН/м ²	2,943	1,1	3,237
2. Вага пола	кН/м ²	1,962	1,3	2,55
3. Вага перегородок	кН/м ²	1,47	1,3	1,911
Всього:	кН/м ²	6,375		7,698
Тимчасове навантаження				
Якісна $q_{врем.}$	кН/м ²	1,47	1,3	1,911
Всього:	кН/м ²	7,845		9,61

З урахуванням коефіцієнта γ_n :

$$q_{пост}\gamma_n = 7,968 * 0,95 = 7,31 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{тимчас}\gamma_n = 1,911 * 0,95 = 1,815 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{заг}\gamma_n = 9,61 * 0,95 = 9,13 \text{ кН/м}^2.$$

Висновки до розділу 2

1. Охарактеризовані кліматичні особливості району будівництва.
2. Наведено розрахунок глибини промерзання ґрунту.
3. Розглянуто інженерно-геологічні умови майданчику та встановлено, що лесові супіски і суглинки ІГЕ-2,3,4 проявляють просадочні властивості від замочування як при природному тиску, так і при додаткових навантаженнях. Потужність просідаючих ґрунтів на майданчику спроектованої будівлі банку становить 11,5-14,2 м, сумарна величина осідання при природному тиску становить 27,65 см.
4. Представлені атмосферні навантаження і впливи на будівлю. Наведено розрахунок навантажень, які діють на 1 м² перекриття типового поверху.

РОЗДІЛ 3. РАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

3.1. Розрахунок залізобетонних, монолітних несучих конструкцій

Збірні перекриття завдяки своїй індустріальності набули великого поширення.

Конструктивні вирішення таких перекриттів ґрунтуються на єдиній модульній системі, що дає можливість скоротити число типорозмірів конструкцій. Будівництво провадять зі збірних залізобетонних елементів за типовими серіями при уніфікованих сітках колон. Слід зауважити, що вартість перекриттів може становити 20...25 % вартості багатоповерхової будівлі. Отже, зниження вартості конструкції перекриття дає можливість істотно зменшити вартість усієї будівлі.

У промислових та цивільних каркасних будівлях збірні балкові перекриття, що складаються з плит та ригелів, проєктують під нормативні навантаження від 5 до 30 кН/м² двох типів: у першому випадку плити оперті на полиці ригелів, у другому – їх укладають зверху ригелів прямокутного чи таврового перерізу. Ригелі перекриттів при повному каркасі оперті на колони або на колони та зовнішні стіни при неповному каркасі і можуть розташовуватись уздовж або впоперек будівлі.

Напрямок ригелів призначають залежно від характеру технологічних процесів, типу будівлі, умов освітленості, просторової жорсткості тощо.

У міжповерхових збірних перекриттях застосовують плити ребристі, коробчаті, порожнисті, суцільні, а також плити «подвійне Т». Усі перелічені плити, крім суцільних, складаються з площі та поздовжніх і поперечних ребер.

Критеріями для оцінки економічності плит є зведена товщина бетону і витрата сталі. Серед порожнистих плит за зведеною товщиною бетону та витратою сталі найекономічнішими є плити з овальними порожнинами, але

виготовлення їх трудомістке, і тому частіше застосовують плити з круглими порожнинами. Застосування ребристих плит з ребрами вгору обмежене у зв'язку з необхідністю робити настил для підлоги, що підвищує вартість перекриття.

Плити, оперті на ригелі або стіни з двох сторін, розраховують як однопролітні балки, які вільно лежать і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням. Суцільні плити, оперті з трьох або чотирьох сторін, розраховують як плити, оперті по контуру. Загальний вид з/б плити типу «подвійне Т» представлено на рисунку 3.1.

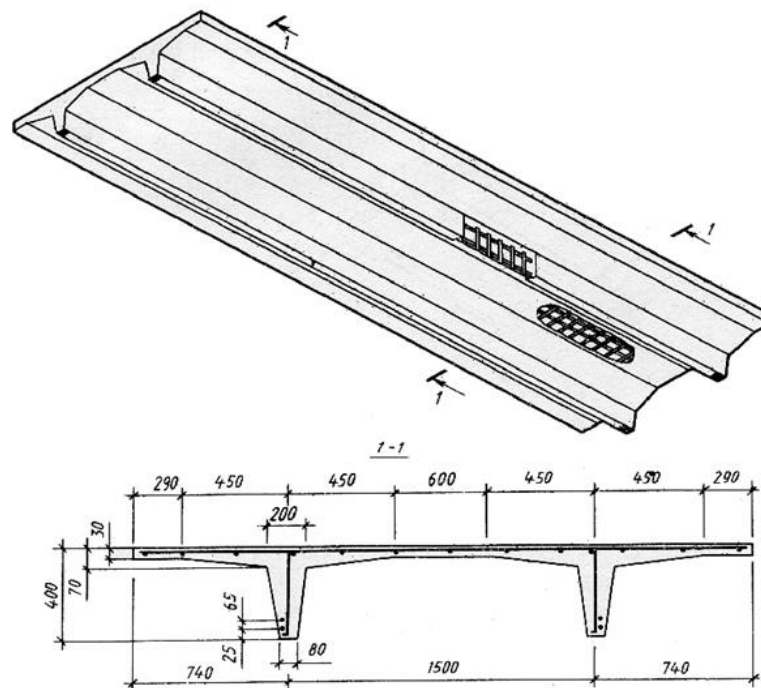


Рисунок 3.1 – Залізобетнна збірна плита покриття типу «подвійне Т»

3.1.1 Розрахунок попередньо напруженої плити покриття по типу «подвійне Т» розмірами 3x12

Дані для проєктування. Бетон класу В35, підданий тепловій обробці при атмосферному тиску; коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_b = 17,55$ МПа; $R_{b,ser} = 25,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа; $R_{bt} = 1,17$ МПа; $E_b = 3,1 \cdot 10^4$ МПа).

Арматури, що напружується - канати d9 K7 з високоміцного дроту d3 B11 $R_s = 1145$ МПа ($R_{s,ser} = 1370$ МПа; $E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа);

Робоча поздовжня ненапрягаемая арматура каркасів - з сталі класу А-III діаметром менше 10мм ($R_s = 355$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

Поперечна арматура каркасів і сітки зі звичайного дроту класу Вр-1 (при діаметрі 4 мм: $R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 265$ МПа; при діаметрі 5 мм: $R_s = 360$ МПа; $R_{sw} = 260$ МПа; $E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа).

Натяг арматур приймаємо механічним способом на упори форми. Обтиснення бетону виконуємо при міцності бетону $R_{bp} = 0,8B = 0,8 \cdot 35 = 28$ МПа.

Навантаження. Навантаження на покриття з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню $\gamma_n = 0,95$. Визначаємо масу плити.

Площа поперечного перерізу

$$A_b = 2,98 \cdot 0,03 + (0,4 - 0,03) \cdot \frac{0,16 + 0,08}{2} \cdot 2 + 0,04 \cdot 0,37 \cdot 0,5 \cdot 4 = 0,2078 \text{ м}^2.$$

Маса плити при щільності бетону $\rho = 2,5$ т/м³ з урахуванням номінальної довжини плити 12 м $G = 0,2078 \cdot 12 \cdot 2,5 = 6,234$ т.

Навантаження від ваги плити при $\gamma_f = 1$ й $\gamma_n = 0,95$ на 1 м² покриття $0,95 \cdot \frac{(6,234 \cdot 9,81)}{3 \cdot 12} = 1,614$ кН/м² на 1 м плити $1,614 \cdot 3 = 4,842$ кН/м².

Навантаження на плиту перекриття наведено у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Навантаження на плиту перекриття

<i>Навантаження</i>	<i>Характеристичне навантаження, кН/м²</i>	<i>Коеф. надійності по навантаженню, γ_f</i>	<i>Розрахункове граничне навантаження, кН/м²</i>
Постійна: Гідроізоляція з одного шару руберойду на біту	0,0285	1,3	0,037
Утеплювач із керамзиту $t = 100$ мм, $\rho = 400$ кг/м ³	0,38	1,3	0,494

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коеф. надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове граничне навантаження, кН/м^2
Асфальтова стяжка з $t = 25$ мм, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,4275	1,3	0,556
Три шари руберойду на мастиці	0,114	1,3	0,148
Всього :	0,95	-	1,235
Вага 1м^2 плити покриття	1,614	1,1	1,775
Всього :	$g_n = 2,564$	-	$g = 3,01$
Тимчасова: сніговантаження	$S_o = 1,34$		$S_m = 1,96$
	$F_n = 0,95$	1,2	$F = 1,14$

$$S_m = \gamma_{fn} S_o C = 1,14 \cdot 1340 \cdot 1 = 1,96 \text{ кН/м}^2; S_p = (0,4 S_o - S) C = (0,4 \cdot 1340 - 160) = 3,76 \text{ т/м}^3.$$

Розрахунок полиці плити. Розрахункова схема полиці - однопрогонова двухконсольна балка шириною 1000 мм із розрахунковим прольотом $l_0 = 1500$ мм і консолями $a = 740$ мм.

Постійне навантаження від маси полиці приймаємо рівномірно розподіленої. Для цього визначаємо еквівалентну постійну товщину полиці плити h_f' з умови рівності площ.

Площа поперечного переріза ребер плити

$$A_1 = 2 \cdot \left[0,16 \cdot 0,07 + \frac{(0,16 + 0,08)}{2} \cdot (0,4 - 0,07) \right] = 0,1016 \text{ м}^2.$$

Площа полиці плити $A_f' = A_b - A_1 = 0,2564 - 0,1016 = 0,1548 \text{ м}^2$.

Еквівалентна товщина полиці:

$$h_f' = \frac{A_f'}{b_f' - 2b} = \frac{0,1548}{2,98 - 2 \cdot 0,16} = 0,058 \approx 0,06 \text{ м.}$$

Постійне навантаження від ваги 1 м^2 полиці плити при $\gamma_f = 1,1$
 $\gamma_n = 0,95$: $g_f = 1,1 \cdot 0,06 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 1,538 \text{ кН/м}^2$.

Повна довгострокове діюче навантаження на полицю плити $g = 1,235$, тобто $g_n = 1,235 + 1,538 = 2,77 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункові зусилля визначаємо при трьох комбінаціях навантажень. Схеми до розрахунку наведені на рисунку 3.2.

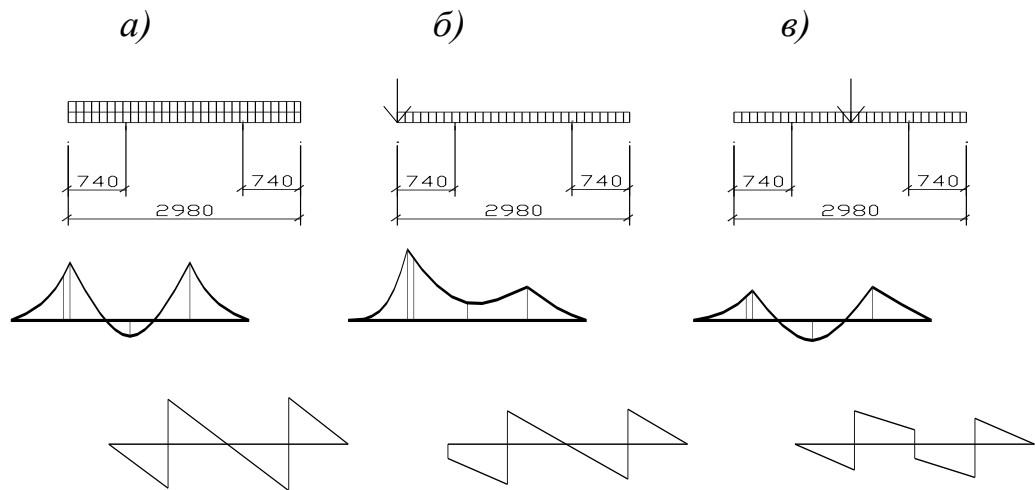


Рисунок – 3.2 Схеми до розрахунку зусилля визначаємо при трьох комбінаціях навантажень: а) при дії тривалого (постійного) і короткочасного (снігового) навантаження; б) при дії тривалого (постійного) і короткочасного (зосередженого) навантаження на консолі; в) при дії навантажень: тривалої (постійної) і короткочасної (зосередженої) у середині прольоту

1. При дії тривалого (постійного) і короткочасного (снігового) навантаження:

$$M_A = M_B = -(g + s)a^2/2 = -(2,77 + 1,96) \cdot 0,74^2/2 = -1,295 \text{ кНм};$$

$$M_1 = (g + s)f_0^2/8 - M_A = (2,77 + 1,96) \cdot 1,5^2/8 - 1,295 = 0,035 \text{ кНм};$$

$$Q_{A1} = -(g + s) \cdot a = -(2,77 + 1,96) \cdot 0,74 = -3,5 \text{ кН};$$

$$Q_{A2} = (g + s) \cdot (0,5l_0 + a) - Q_{A1} = (2,77 + 1,96) \cdot (0,5 \cdot 1,5 + 0,74) - 3,5 = 3,55 \text{ кН};$$

Найбільший згинальний момент по грані опори при $b = 160$ мм, тобто $M = M_A + Q_{A1} b/2 = -1,295 + 3,5 \cdot 0,16/2 = -1,015$ кНм.

2 При дії тривалого (постійного) і короткочасного (зосередженого) навантаження на консолі:

$$M_A = -(ga^2/2 + F_a)a^2/2 = -(2,77 \cdot 0,74^2/2 + 1,14 \cdot 0,74) = -1,601 \text{ кНм};$$

$$M_B = -g a^2/2 = -2,77 \cdot 0,74^2/2 = -0,758 \text{ кНм};$$

$$M_1 = gl_0^2/8 - (M_A + M_B)/2 = 2,77 \cdot 1,5^2/8 - (1,601 + 0,758)/2 = -0,401 \text{ кНм};$$

$$Q_{A1} = -(ga + F) = -(2,77 \cdot 0,74 + 1,14) = -3,19 \text{ кН};$$

$$R_A = g \cdot (l_0 + 2a)/2 + F(a + l_0)/l_0 = 2,77 \cdot (1,5 + 2 \cdot 0,74)/2 + 1,14(0,74 + 1,5)/1,5 = 5,832 \text{ кН};$$

$$Q_{A2} = R_A + Q_{A1} = 5,832 - 3,19 = -2,64 \text{ кН}.$$

Найбільший згинальний момент по грані опори А становить:

$$M = M_A + Q_{A1} b/2 = -1,601 + 2,64 \cdot 0,16/2 = -1,39 \text{ кНм}.$$

3 При дії навантажень: тривалої (постійної) і короткочасної (зосередженої) у середині прольоту:

$$M_A = M_B = g a^2/2 = -2,77 \cdot 0,74^2/2 = -0,758 \text{ кНм};$$

$$M_1 = gl_0^2/8 + Fl_0/4 - M_A = 2,77 \cdot 1,5^2/8 + 1,14 \cdot 1,5/4 - 0,758 = 0,449 \text{ кНм};$$

$$Q_{A1} = -ga = -2,77 \cdot 0,74 = -2,05 \text{ кН};$$

$$R_A = g \cdot (l_0 + 2a)/2 + 0,5F = 2,77 \cdot (1,5 + 2 \cdot 0,74)/2 + 0,5 \cdot 1,14 = 4,697 \text{ кН};$$

$$Q_{A2} = R_A + Q_{A1} = 4,697 - 2,05 = -2,647 \text{ кН};$$

Найбільший момент по грані опори становить:

$$M = M_A + Q_{A1} b/2 = -0,758 + 2,05 \cdot 0,16/2 = -0,594 \text{ кНм.}$$

Розрахункові значення згинальних моментів у перетинах полиці плити:

по грані опори при 2-й схемі навантаження $M = -1,39$ кНм;

у середині прольоту полки плити:

позитивний при 3-й схемі навантаження $M_1 = 0,449$ кНм;

негативний при 2-й схемі навантаження $M_1 = -0,401$ кНм.

Визначаємо негативний момент в перетину полки на відстані 300 мм від осі плити, тобто на початку стовщення полки при навантаженні по 2-й схемі, приймаючи приблизно зміну моменту від грані опори до осі плити за лінійним законом.

$$\text{Тоді, } M_2 = -\left(0,401 + \frac{1,39 - 0,401}{0,75 - 0,08} \cdot 0,3\right) = 0,843 \text{ кНм.}$$

Армування полиці приймаємо звареною сіткою зі звичайного дроту періодичного профілю класу Вр-І діаметром 5мм.

Визначаємо площу перетину робочих арматур. У перетині по грані опори при $M_A = -1,39$ кНм.

Робоча висота перетину $h_0 = 70 - 10 - 5/2 = 57,5$ мм,

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1,39 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1000 \cdot 57,5^2} = 0,0239, \text{ при } \alpha_m = 0,0239 \quad \xi = 0,0239.$$

$$\text{Тоді } A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0239 \cdot 17,55 \cdot 1000 \cdot 57,5}{365} = 66 \text{ мм}^2.$$

У перетині 2-2 на відстані 300 мм від осі плити при $M_2 = 0,843$ кНм:

$$h_0 = 30 - 10 - 5/2 = 17,5 \text{ мм, } \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,843 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1000 \cdot 17,5^2} = 0,156, \text{ при } \alpha_m = 0,156$$

$$\xi = 0,17. \text{ Тоді } A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,17 \cdot 17,55 \cdot 1000 \cdot 17,5}{365} = 143 \text{ мм}^2.$$

По найбільшій площі арматур у перетині 2-2 приймаємо зварену рулонну сітку $C1 \frac{4BpI - 300}{5BpI - 100} 2960 \times 11960$ з поперечними робочими арматурами діаметром 5мм із кроком 100мм, $A_s = 196 \text{ мм}^2$.

Розрахунок навантаження й зусилля в пролітних ребрах. Ребра завантажені рівномірно розподіленим постійним і тимчасовим навантаженням. Схема до розрахунку наведена на рисунку 3.3.

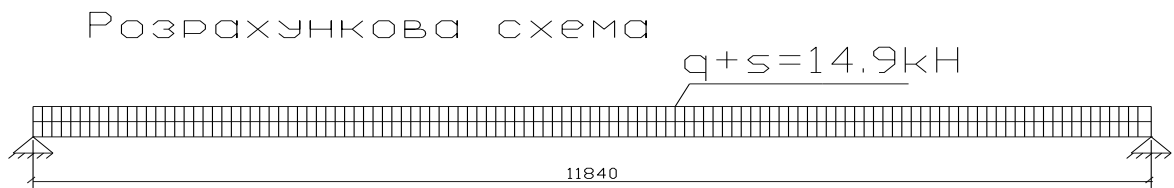


Рисунок 3.3 – Схема до розрахунку навантаження й зусилля в пролітних ребрах

Розрахунковий проліт ребра по осях опор: $h_0 = 11.96 - 2 \cdot 0.12 / 2 = 11.84 \text{ м}$, де 0,12 м - довжина обпирання плити.

Навантаження на 1м плити з номінальною шириною 3 м: $\gamma_f = 1$, $g_n = 2,564 \cdot 3 = 7,7 \text{ кНм}$, таким чином:

$$\gamma_f > 1$$

$$g_n + s_n = (2,564 + 1,4) \cdot 3 = 11,9 \text{ кНм}$$

$$g + s = (3,01 + 1,96) \cdot 3 = 14,9 \text{ кНм}$$

Визначаємо зусилля в поздовжніх ребрах.

Від повного навантаження при $\gamma_f > 1$

$$M = (g + s) f_0^2 / 8 = 14,9 \cdot 11,84^2 / 8 = 261,1 \text{ кНм};$$

$$Q = (g + s) f_0 / 2 = 14,9 \cdot 11,84 / 2 = 88,2 \text{ кН}.$$

Від довгостроково діючого навантаження $\gamma_f = 1$,
 $M_l = g_n l_0^2 / 8 = 7,7 \cdot 11,84^2 / 8 = 135 \text{ кНм}$.

Від повного навантаження при $\gamma_f = 1$,
 $M = (g_n + s_n) f_0^2 / 8 = 11,9 \cdot 11,84^2 / 8 = 208,5 \text{ кНм}$.

Попередній розрахунок міцності нормальних перетинів поздовжніх ребер. Поперечний переріз плити приводимо до тавровій форми. Тому що поперечні ребра в плиті відсутні, а відношення $h_f' / h = 6 / 40 = 0,15$, де $b_f = 2 \cdot (b_2 + 12h_f') = 2 \cdot (16 + 12 \cdot 6) = 176 \text{ см}$.

Ширину ребра розрахункового таврового перетину b приймаємо рівній сумарній ширині двох ребер плити. Робоча висота ребра при $a_s = 50$, мм $h_0 = h - a_s = 400 - 50 = 350 \text{ мм}$. Характеристика стислої зони $\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71$. Для важкого бетону $\alpha = 0,85$. Тому що армування ребер плити прийнято канатами К-7, то незалежно від способу натягу арматури $\Delta \sigma_{sp} = 0$.

У попередньому розрахунку приймаємо $\gamma_{sp} \sigma_{sp2} = 0,6 R_s$.

Розрахунок напруження в арматурах A_{sp} .

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - 0,6 R_s = 1145 + 400 - 0,6 \cdot 1145 = 858 \text{ МПа}$$

При $\gamma_{b2} = 0,9 - \sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$.

Гранична відносна висота стислої зони становить:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{858}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,441 \quad (3.1)$$

Визначаємо положення нейтральної осі. Для цього перевіряємо умову:

$$R_b b_f' h_f' \cdot (h_0 - 0,5h_f') = 17,55 \cdot 1760 \cdot 60 \cdot (350 - 0,5 \cdot 60) = 593,04 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = \\ = 593,04 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 261,1 \text{ кНм}$$

Отже, нейтральна вісь проходить у полку тобто $x < h_f'$, як для елемента прямокутного профілю при $b = b_f = 1760 \text{ мм}$.

Перетин арматур, що напружується попередньо, у ребрах визначаємо без обліку ненапрягаємої арматури. Для цього обчислюємо

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{261,1 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1760 \cdot 350^2} = 0,069, \text{ при } \alpha_m = 0,069 \quad \xi = 0,072.$$

Оскільки $\xi = 0,072 < \xi_R = 0,441$, стискання арматури з розрахунку не потрібно.

При $x = \xi h_0 = 0,072 \cdot 350 = 25,2 \text{ мм} < h_f' = 40 \text{ мм}$ нейтральна вісь дійсно проходить у полку.

Коефіцієнт, що враховує роботу арматури за межами умовної границі текучості: $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \frac{0,072}{0,441} - 1 \right) = 1,25$, де для арматурних канатів класу К7 $\eta = 1,15$.

Так як $\gamma_{s6} = 1,25 > \eta = 1,15$ приймаємо $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$, $\alpha_m = 0,069$ $\xi = 0,965$.

Площа перетину арматур, що напружується попередньо, при $A = 0$

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{bs} R_s \xi h_0} = \frac{261,1 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 1145 \cdot 0,965 \cdot 350} = 587,1 \text{ мм}^2 \text{ з урахуванням можливого}$$

зниження міцності нормальних перетинів ребер плити при наявності арматур, що A_{sp} напружується попередньо, у стислій від навантаження зоні й уточнення робочої висоти перетину приймаємо по 6 канатів d9 К7 у кожному ребрі. Усього 12d9К7, $A_{sp} = 50,9 \cdot 12 = 611 \text{ мм}^2 > 587,1 \text{ мм}^2$.

Для забезпечення тріщиностійкості зони, розтягнутої від дії зусиль попереднього обтиснення в стадії виготовлення, транспортування й монтажу, призначаємо також верхню напружену арматуру, що, у кількості $A_{sp}' = 0,15 \cdot A_{sp} = 0,15 \cdot 611 = 92 \text{ мм}^2$. Приймаємо по одному канаті

d9K7 у кожному ребрі, $A'_{sp} = 50,9 \cdot 2 = 102 \text{ мм}^2 > 92 \text{ мм}^2$.

Поздовжні стрижні каркасів приймаємо зі звичайного дроту d5Вр1. Тоді ненапружена арматура ребер: у нижній зоні 2d5Вр1 (по одному в кожному ребрі), $A_s = 39 \text{ мм}^2$ і у верхній зоні 2d5 Вр1, $A'_s = 39 \text{ мм}^2$. Відсоток

армування ребер плити $\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0} = \frac{611 + 39}{160 \cdot 350} = 0,0116$, тому що

$\mu = 0,0116 > \mu_{\min} = 0,005$ прийняте армування досить.

Геометричні характеристики поперечного перерізу плити. Перетин плити приводимо до еквівалентного таврового. При визначенні геометричних характеристик перетину враховуємо всю ширину полки.

Площа бетонного перетину плити:

$$A = 2980 \cdot 60 + 160 \cdot 360 + 2 \cdot 80 \cdot 36 \cdot 0,5 = 178800 + 57600 + 28800 = 265200 \text{ мм}^2. \quad (3.2)$$

Площа перетину всіх поздовжніх арматур:

$$\Sigma A_s = 611 + 102 + 2 \cdot 39 = 790 \text{ мм}^2. \quad (3.3)$$

Оскільки $0,008 A = 0,008 \cdot 265200 = 2121,6 \text{ мм}^2 > \Sigma A_s = 790 \text{ мм}^2$ геометричні характеристики наведеного перетину визначаємо без обліку поздовжніх арматур, отже, $A_{red} = A = 265200 \text{ мм}^2$.

Обчислюємо статичний момент наведеного перетину щодо нижньої грані плити

$$S_{red} = 2980 \cdot 60 \cdot (400 - 60 / 2) + 160 \cdot 360 \cdot 180 + 2 \cdot 80 \cdot 0,5 \cdot 360 \cdot 2 / 3 \cdot 360 = 83436000 \text{ мм}^3. \quad (3.4)$$

Відстань від осі, що проходить через центр ваги наведеного перетину, до нижньої грані плити

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{83436000}{265200} = 315 \text{ мм}^2.$$

Момент інерції наведеного перетину щодо цієї ж осі:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{2980 \cdot 60^3}{12} + 2980 \cdot 60 \cdot (85 - 30)^2 + \frac{160 \cdot 360^3}{12} \cdot 160 \cdot 360 \times \\ &\times (315 - 180)^2 + 2 \cdot \frac{80 \cdot 360^3}{36} + 2 \cdot 80 \cdot 36 \cdot 0,5 \times \\ &\times \left(315 - \frac{2}{3} \cdot 360 \right)^2 = 285027 \cdot 10^4 \text{ мм}^4 \end{aligned} \quad (3.5)$$

Момент опору наведеного перетину щодо нижньої грані

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{285027 \cdot 10^4}{315} = 9048476,2 \text{ мм}^3. \quad (3.6)$$

Момент опору наведеного перетину щодо верхньої грані

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{285027 \cdot 10^4}{85} = 33532588,24 \text{ мм}^3. \quad (3.7)$$

Деталь розміщення стрижнів поздовжніх арматур у розтягнутої зони плити (вузол 1), а також відстані від центрів перетину арматур A_{sp} , A'_{sp} , A_s , A'_s до центра ваги наведеного перетину.

Визначення попереднього напруження арматури і її втрати. До конструкцій, експлуатованих у закритих приміщеннях, висувають вимоги 3-й категорії тріщиностійкості. Однак при армуванні канатами К7 з діаметром дроту 3мм і менш гранично припустима ширина тривалого розкриття тріщин з умови забезпечення збереження арматури $a'_{cr,2}$ мала - 0,1 мм (табл. 2 [25]).

З огляду на це, попередня напруга арматур у плиті приймаємо найбільшим $\sigma_{sp} + p = R_{s,ser}$ і $\sigma'_{sp} = \sigma_{sp}$. При механічному способі натягу $p = 0,05 \sigma_{sp}$. Тоді $\sigma_{sp} = R_{s,ser} / 1,05 = 1370 / 1,05 = 1300$ МПа, $\sigma'_{sp} = \sigma_{sp} = 1300$ МПа. Втрати попередньої напруги в арматурах A_{sp} і A'_{sp} визначаємо: Перші втрати σ_{l1} (до обтиснення бетону)

Від релаксації напруження сталі. При механічному натягу дротових арматур

$$\sigma_1 = (0,22 \sigma_{sp} / R_{s,ser} - 0,1) \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 1300 / 1370 - 0,1) \cdot 1300 = 141,4 \text{ МПа,}$$

Втрати від температурного перепаду при тепловій обробці виробу відсутні ($\sigma_2 = 0$), тому що нагрівання арматур і форми відбувається одночасно.

Від деформації анкерів при натягу арматур на упори форми й при інвентарних затисках

$$\sigma_3 = \frac{1,25 + 0,15d}{l} E_s = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 9}{12100} \cdot 1,8 \cdot 10^5 = 38,7 \text{ МПа.}$$

Де $l = 12100$ мм - довжина стрижнів, що натягаються, (канатів) або відстань між зовнішніми гранями упорів форми $\sigma'_3 = \sigma_3 = 38,7$ МПа.

При прямолінійному напружуванні арматури $\sigma'_4 = \sigma_4 = 0$.

Від деформації сталеві форми при відсутності даних про її конструкцію

$$\sigma_5 = 30 \text{ МПа та } \sigma'_5 = \sigma_5 = 30 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{spi} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_5 = 1300 - 141,4 - 38,7 - 30 = 1089,9 \text{ МПа.}$$

$$\sigma'_{spi} = \sigma_{sp1} = 1089,9 \text{ МПа.}$$

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} = 1089,9 \cdot 611 + 1089,9 \cdot 102 = 777098 \text{ Н} \approx 777,1 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет додатка зусиль P щодо центра ваги наведеного перетину при однакових напруженнях в арматурах:

$$e_{op1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}} = \frac{611 \cdot 245 - 102 \cdot 50}{611 + 102} = 202,8 \text{ мм.}$$

Обчислимо напруження в бетоні в середині прольоту плити від дії зусилля попереднього обтиснення P и згинального моменту від ваги плити при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 0,9$:

$$M = g f_0^2 / 8 = 4,36 \cdot 11,84^2 / 8 = 76,4 \text{ кНм}, \quad g = 0,9 \cdot 4,842 = 4,36 \text{ кНм.}$$

На рівні центра ваги арматури:

$$\begin{aligned} \sigma'_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_{1e_{op1}}}{I_{red}} \cdot y_{sp} - \frac{M}{I_{red}} y_{sp} = \frac{777,1 \cdot 10^3}{265200} + \frac{777,1 \cdot 10^3 \cdot 202,8}{285027 \cdot 10^4} \cdot 245 - \frac{76,4 \cdot 10^6}{285027 \cdot 10^4} \cdot 245 = \\ &= 9,9 \approx 10 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (3.8)$$

На рівні центра ваги арматури

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_{1e_{op1}}}{I_{red}} \cdot y'_{sp} + \frac{M}{I_{red}} y'_{sp} = \frac{777,1 \cdot 10^3}{265200} - \frac{777,1 \cdot 10^3 \cdot 202,8}{285027 \cdot 10^4} \cdot 50 + \frac{76,4 \cdot 10^6}{285027 \cdot 10^4} \cdot 50 = \\ &= 1,5 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (3.9)$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 28 = 0,95$$

Тому що, $\alpha = 0,95 > 0,8$, приймаємо $\alpha = 0,8$.

Від швидконатікаючої повзучості для бетонів, підданих тепловій обробці $\sigma_{bp1} / R_{bp} = 10 / 28 = 0,357 < \alpha = 0,8$. $\sigma_6 = 34 \sigma_{bp1} / R_{bp} = 34 \cdot 0,357 = 12,14 \text{ МПа.}$

При $\sigma'_{bp} / R_{bp} = 1,5 / 28 = 0,054 < \alpha = 0,8$ МПа, $\sigma'_6 = 34 \cdot 0,054 = 1,8$ МПа.

Перші втрати:

$$\sigma_{l1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 141,4 + 38,7 + 30 + 12,14 = 222,24 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{l1} = \sigma'_1 + \sigma'_3 + \sigma'_5 + \sigma'_6 = 141,4 + 38,7 + 30 + 1,8 = 212 \text{ МПа.}$$

Другі втрати: Від усадки важкого бетону класу В35, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску $\sigma'_8 = \sigma_8 = 35$ МПа.

Від повзучості бетону.

Напруження в напруженій арматурі, що, з обліком перших втрат:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 1300 - 222,24 = 1077,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{sp} = \sigma'_{sp} - \sigma'_{l1} = 1300 - 212 = 1088 \text{ МПа.}$$

Напруження в ненапруженій арматурі: $\sigma_s = \sigma_6 = 12,14$ МПа, $\sigma'_s = \sigma'_6 = 1,8$ МПа.

Зусилля попереднього обтиснення з обліком перших втрат:

$$\begin{aligned} P_1 &= \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 1077,8 \cdot 611 + 1088 \cdot 102 - 12,14 \cdot 39 - 1,8 \cdot 39 = \\ &= 768968,14 \text{ Н} \approx 769 \text{ кН} \end{aligned}$$

(3.10)

Ексцентриситет додатка зусилля P_1 :

$$\begin{aligned} e_{op1} &= \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_s A'_s y'_{sp} - \sigma'_{sp1} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \\ &= \frac{1077,8 \cdot 611 \cdot 245 + 1,8 \cdot 39 \cdot 65 - 1088 \cdot 102 \cdot 50 - 12,14 \cdot 39 \cdot 295}{769000} = 202,4 \text{ мм} \end{aligned} \quad (3.11)$$

Виконаємо перевірку стискаючих напруг у бетоні в стадії попереднього

обчислення відповідно до вимоги (п. 1.29 [25]).

Максимальне стискаюче напруження в бетоні від дії зусилля P_1 без обліку ваги плити при $y_0 = 304$ мм:

$$\sigma_{bp, \max} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_{1e_{op1}}}{I_{red}} \cdot y_0 = \frac{769 \cdot 10^3}{265200} + \frac{769 \cdot 10^3 \cdot 202,4}{285027 \cdot 10^4} \cdot 315 = 20,1 \text{ МПа.} \quad (3.12)$$

Тому що $\sigma_{bp, \max} = 20,1 \text{ МПа} < 0,95 R_{bp} = 0,95 \cdot 28 = 26,6 \text{ МПа}$, та вимога п. 1.29 і табл. 7 [25] задовольняється. Тут $R_{bp} = 0,8B = 0,8 \cdot 35 = 28 \text{ МПа}$ - передатна міцність бетону.

Напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp} з урахуванням ваги плити:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_{1e_{op1}}}{I_{red}} \cdot y_{sp} - \frac{M}{I_{red}} y_{sp} = \frac{769000}{2652 \cdot 10^2} + \frac{769000 \cdot 202,4}{285027 \cdot 10^4} \cdot 245 - \frac{76,4 \cdot 10^6}{285027 \cdot 10^4} \cdot 245 = \\ &= 9,71 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (3.13)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_{1e_{op1}}}{I_{red}} \cdot y_{sp} + \frac{M}{I_{red}} y_{sp} = \frac{769000}{2652 \cdot 10^2} - \frac{769000 \cdot 202,4}{285027 \cdot 10^4} \cdot 50 + \frac{76,4 \cdot 10^6}{285027 \cdot 10^4} \cdot 50 = \\ &= 1,4 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (3.14)$$

При $\sigma_{bp} / R_{bp} = 9,71 / 28 = 0,35 < 0,75$ втраті від повзучості бетону

$$\sigma_9 = 128 \sigma_{bp1} / R_{bp} = 128 \cdot 0,35 = 44,8 \text{ МПа};$$

При $\sigma'_{bp} / R_{bp} = 1,4 / 28 = 0,05 < 0,75$ $\sigma'_9 = 128 \sigma_{bp1} / R_{bp} = 128 \cdot 0,05 = 6,4 \text{ МПа}$

Другі втрати:

$$\sigma_{12} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 44,8 = 79,8 \text{ МПа,}$$

$$\sigma'_{12} = \sigma'_8 + \sigma'_9 = 35 + 6,4 = 41,4 \text{ МПа.}$$

Сумарні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 222,24 + 79,8 = 302,04 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа} ,$$

$$\sigma'_l = \sigma'_{l1} + \sigma'_{l2} = 212 + 41,4 = 253,4 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа} .$$

Остаточний розрахунок міцності нормальних перетинів по згинальному моменту. Перевірку міцності нормальних перетинів плити при прийнятому армуванні.

1. $h_0 = h - a_s = 400 - 70 = 330 \text{ мм}.$

2. $\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71 .$

3-5. При натягу канатів К7 $\Delta\sigma_{sp} = 0 .$

6. $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp2}\sigma_{sp2s} = 1145 + 400 - 0,9 \cdot 997,96 = 646,8 \text{ МПа},$ де

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 1300 - 302,04 = 997,96 \text{ МПа}.$$

7, 8. При $\gamma_{b2} < 1 - \sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}.$

9. Напруження, з яким уводимо в розрахунок напруження арматури, що, розташована в стислій зоні $\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp1}\sigma'_{sp2} = 500 - 1,1 \cdot 1046,6 = -651,3 \text{ МПа},$ де

$$\sigma'_{sp2} = \sigma'_{sp} - \sigma'_l = 1300 - 253,4 = 1046,6 \text{ МПа}.$$

10. Граничне значення відносної висоти стислої зони

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{646,8}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,486$$

11. Визначаємо положення нейтральної осі. Для цього перевіряємо умову

$$R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} = 1145 \cdot 611 + 360 \cdot 39 = 713640 \text{ Н} \approx 713,6 \text{ кН} < 17,55 \cdot 1760 \cdot 60 + 360 \cdot 39 - 651,3 \cdot 102 = 1800887,4 \text{ Н} \approx 1800,89 \text{ кН}$$

Нейтральна вісь проходить у полку $x < h'_f$. Далі розрахунок виконуємо починаючи при $b = b'_f = 1760 \text{ мм}.$

11, 12. Відносна висота стислої зони бетону при $\gamma_{s6} = 1$

$$\xi = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sc}'}{R_b b_f h_0} = \frac{1145 \cdot 611 + 360 \cdot 39 - 360 \cdot 39 + 651,3 \cdot 102}{17,55 \cdot 1760 \cdot 330} = 0,075 > 0$$

13. Тому що $\xi = 0,075 < \xi_R = 0,486$, стисла арматура з розрахунку не потрібна.

14, 15. Визначаємо коефіцієнт γ_{s6} :

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot (2\xi / \xi_R - 1) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot (2 \cdot 0,075 / 0,486 - 1) = 1,25 > \eta = 1,15$$

15. Приймаємо $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

16. Відносна висота стислої зони бетону при $\gamma_{s6} = 1,15$

$$\xi_1 = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sc}'}{R_b b_f h_0} = \frac{1,15 \cdot 1145 \cdot 611 + 360 \cdot 39 - 360 \cdot 39 + 651,3 \cdot 102}{17,55 \cdot 1760 \cdot 330} = 0,085$$

Тому що обчислене значення коефіцієнта $\gamma_{s6} = 1,25$ при $\xi = 0,075$ значно більше прийнятого $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$, мабуть, що уточнення коефіцієнта γ_{s6} при новому значенні $\xi = 0,085$ робити немає необхідності.

$$17. \xi_1 = 0,085 < \xi_R = 0,486$$

$$18. \text{При } \xi = 0,085 \alpha_m = 0,083.$$

22. Несуча здатність перетину по згинальному моменту

$$M_u = \alpha_m R_b b_f h_0^2 + R_{sc} A_s' \cdot (h_0 - a_s) + \sigma_{sc} A_{sp}' \cdot (h_0 - a_{sp}') = 0,083 \cdot 17,55 \cdot 1760 \cdot 330^2 + 360 \cdot 39 \cdot (330 - 20) - 651,3 \cdot 102 \cdot (330 - 35) = 257214742 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 263,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 261,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Отже, міцність нормальних перетинів по згинальному моменті забезпечена.

Розрахунок міцності похилих перетинів поздовжніх ребер.

Розраховуємо похилий перетин, що йде від грані опори. Приймаємо в запас міцності, де рівномірно розподілене навантаження, що діє на плиту, у межах похилого перетину відсутній. Тоді поперечна сила в розрахунковому похилому перетині $Q=88,2$ кН. Обчислюємо попередньо величини, що входять у вихідні дані.

Розрахункові коефіцієнти:

$$\varphi_{b2} = 2 \quad \varphi_{b3} = 0,6 \text{ (п. 3.31 [25]).}$$

Розрахункова ширина перетину $b = 2 \frac{b_1 + b_2}{2} = 2 \frac{80 + 160}{2} = 240$ мм.

При розрахунку похилих перетинів по поперечній силі $a_s = 20$ мм.

Обчислюємо коефіцієнт φ_f , що враховує вплив звисів полки,

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \cdot \frac{(48 - 24) \cdot 4}{24 \cdot 33} = 0,09 < 0,5,$$

де $b'_f = 2 \cdot (b_1 + 3h'_f) = 2 \cdot (12 + 3 \cdot 4) = 48$ см.

Розрахунковий перетин плити при розрахунку похилих перетинів на міцність.

Обчислюємо коефіцієнт φ_n , що враховує вплив попередньої напруги поздовжніх арматур. Для цього визначаємо зусилля попереднього обтиснення з урахуванням всіх втрат P_2 при коефіцієнті точності попередньої напруги $\gamma_{sp} < 1$

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp2} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 898,2 \cdot 611 + 941,94 \cdot 102 - 92 \cdot 39 - 43,2 \cdot 39 = 639605,3 \text{ Н} \approx 639,6 \text{ кН}$$

де $\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$:

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,9 \cdot (1300 - 302,04) = 898,2 \text{ МПа},$$

$$\sigma'_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma'_{sp} - \sigma'_l) = 0,9 \cdot (1300 - 253,4) = 941,94 \text{ МПа},$$

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 12,14 + 35 + 44,8 = 92 \text{ МПа},$$

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 1,8 + 35 + 6,4 = 43,2 \text{ МПа}.$$

Тоді $\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \cdot \frac{639,6 \cdot 10^3}{1,17 \cdot 240 \cdot 330} = 0,7 > 0,5$, де $N = P_2 = 639,6$ кН.

Приймаємо $\varphi_n = 0,5$.

1. Робоча висота перетину $h_0 = h - a = 400 - 20 = 380$ мм.

2. Мінімальна поперечна сила, сприймана похилим перетином до появи тріщин без обліку поперечних арматур,

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0,6 \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,17 \cdot 240 \cdot 380 = 96034 \text{ Н} \approx 96 \text{ кН.}$$

3. Тому що $Q_b = 96 \text{ кН} > Q = 88,2 \text{ кН}$, поперечні арматури з розрахунку не потрібні. Поперечні стрижні каркасів призначаємо конструктивно 4dВрІ із кроком $S=250$ мм.

Виконаємо перевірку міцності похилої смуги бетону стінки між похилими тріщинами на дію поперечної сили:

1. $h_0 = 380$ мм.

2. Коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону,
 $\varphi_{b1} = 1 + \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 17,55 = 0,825$, де $\beta = 0,01$ $R_b = 17,55$ МПа.

3. $A_{sw} = A_{sw1}n = 12,6 \cdot 2 = 25,2$ мм², де $A_{sw1} = 12,6$ мм², при $d_w = 4$ мм.

4. Коефіцієнт поперечного армування

$$\mu_{w1} = A_{sw} / bs = 25,2 / 240 \cdot 250 = 0,00042 .$$

5. Число приведення $\alpha = E_s / E_b = 1,7 \cdot 10^5 / 3,1 \cdot 10^4 = 5,5$.

6, 7. Коефіцієнт, що враховує вплив поперечного армування,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 5,5 \cdot 0,00042 = 1,012 < 1,3.$$

9. Поперечна сила, сприймана бетоном стінки між тріщинами,

$$Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 = 0,3 \cdot 1,012 \cdot 0,825 \cdot 17,55 \cdot 240 \cdot 380 = 400890 \text{ Н} \approx 400,1 \text{ кН.}$$

10. $Q_u = 400,1 \text{ кН} > Q_{\max} = 88,2 \text{ кН}$

Отже, міцність бетону стінки між похилими тріщинами достатня у всіх перетинах.

Розрахунок міцності похилих перетинів по згинальному моменту.
 Відповідно до п. 3.35 [25], для попередньо напружених елементів, армованих канатами без анкерів, необхідна перевірка міцності по згинальному моменті похилого перетину, що починається в грані опори. При цьому розрахунковий опір арматур згідно табл. 24 [25] знижується

множенням R_s на коефіцієнт умов роботи арматури γ_{s5} .

1. Довжина проєкції найбільш не вигідного похилого перетину по згинальному моменті $c = \frac{Q}{q_{sw} + g} = \frac{88,2 \cdot 10^3}{26,7 + 14,9} = 2120$ мм, де $Q = 88,2$ кН -

поперечна сила на початку похилого перетину;

$$q_{sw1} = R_{sw} n A_{sw1} / s = 265 \cdot 2 \cdot 12,6 / 250 = 26,7 \text{ Н/мм}, \quad g = 14,9 \text{ кН/м}$$

2. Довжина зони передачі напруг для напружується арматури, що, без анкерів $l_p = (\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp} + \lambda_p) \cdot d = (1,25 \cdot 1145 / 30,8 + 30) \cdot 9 = 688$ мм, де $\omega_p = 1,25$ $\lambda_p = 30$ при армуванні елементів канатами К7 діаметром 9 мм (п. 2.29 і табл. 28 [25]); величину σ_{sp} при розрахунку на міцність згідно (п. 2.29 [25]) приймаємо рівної більшому із двох значень σ_{sp} і R_s

Тому що $R_s = 1145 \text{ МПа} > \sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_{11} = 1300 - 222,24 = 1077,8 \text{ МПа}$, у формулу вводимо величину R_s : $R_{bp} = 1,1 \cdot 28 = 30,8 \text{ МПа}$; $\gamma_{b8} = 1,1$ (табл. 15 [25]).

Початок зони анкерівки при поступовій передачі зусилля обтиснення приймаємо з торця плити. Розрахунковим є похилий перетин 1-1, що починається від грані опори.

3. Відстань від торця плити до місця, де похилий перетин перетинає арматури, що напружується попередньо, $l_x = 120 \text{ мм}$.

4. Коефіцієнт умов роботи арматури $\gamma_{s5} = l_x / l_p = 120 / 688 = 0,174$.

5. Розрахунковий опір напружується арматури, що, з урахуванням його зниження в місці перетинання похилим перетином $\gamma_{s5} R_s = 0,174 \cdot 1145 = 199,7 \text{ МПа}$.

6. Тому що нейтральна вісь проходить у полку, приймаємо приблизно плече внутрішньої пари сил $z = h_0 - h_f' / 2 = 330 - 60 / 2 = 300$ мм.

7. Згинальний момент, сприйманий похилим перетином,

$$M_u = \gamma_{s5} R_s A_{sp} z + q_{sw} c^2 / 2 = 199,7 \cdot 611 \cdot 300 + 26,7 \cdot 2120^2 / 2 = 96605250 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 96,61 \text{ кНм}$$

8. Згинальний момент від зовнішнього навантаження наприкінці розрахункового похилого перетину на відстані c_1 від осі опори плити

$$M = Qc_1 - gc_1^2 / 2 = 88,2 \cdot 2,18 - 14,9 \cdot 2,18^2 / 2 = 156,9 \text{ кНм}$$

$$c_1 = c + 120 / 2 = 2120 + 60 = 2180 \text{ мм.}$$

Тому що $M = 156,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_u = 96,61 \text{ кНм}$, міцність похилого перетину 1-1 по згинальному моменті недостатня.

Збільшуємо поперечне армування ребер плити поблизу опор.

Приймаємо поперечні стрижні каркасів діаметром 5мм із дроту Вр-І із кроком 100мм, $A_{sw1} = 19,6 \text{ мм}^2$.

$$q_{sw} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 260}{100} = 102 \text{ Н/мм}; \quad c = \frac{88,2 \cdot 10^3}{102 + 14,9} = 754,5 \text{ мм.}$$

$$M_u = \gamma_{s5} R_s A_{sp} z + q_{sw} c^2 / 2 = 199,7 \cdot 611 \cdot 300 + 102 \cdot 754^2 / 2 = 65599326 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 65,6 \text{ кНм}$$

$$c_1 = c + 120 / 2 = 754 + 60 = 814 \text{ мм.}$$

$$M = Qc_1 - gc_1^2 / 2 = 88,2 \cdot 0,754 - 14,9 \cdot 0,754^2 / 2 = 62,3 \text{ кНм.}$$

Тому що $M = 62,3 \text{ кНм} < M_u = 65,6 \text{ кНм}$, міцність похилого перетину по згинальному моменті забезпечена.

Відповідно до вказівки п. 3.38 [7], перевірку похилих перетинів по згинальному моменті для елементів з постійно й плавно мінливою висотою допускається не робити, якщо згинальний момент від зовнішніх навантажень у нормальному перетині, що проходить через кінець зони передачі напруг M (перетин 2~2), менше моменту тріщиновинекнення M_{ces} при визначенні якого величина $R_{bt,ser}$ замінюється на R_{bt} .

До тріщиностійкості залізобетонних конструкцій, експлуатованих у закритих приміщеннях і армованих семипроволочними канатами класу К7, пред'являються вимоги 3-й категорії.

3.1.2 Розрахунок збірного залізобетонного маршу

Завдання для проектування. Розрахувати й сконструювати залізобетонний марш шириною 1,21 м для сходів житлового будинку. Висота поверху 3,6м. Кут нахилу маршу $\alpha = 30^\circ$, щабля розміром 15×30 см. Бетон класу В25, арматури каркасів класу А-III, сіток - класу Вр-I. Розрахункові дані бетону розрахунок збірного залізобетонного маршу і арматури: для бетону класу В25 $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$, $R_{b,ser} = 18,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,6$ МПа, $E_b = 27000$ МПа; для арматур класу А-II, $R_s = 280$ МПа, $R_{sw} = 215$ МПа; для дротових арматур класу Вр-1 $R_s = 365$ МПа і $R_{sw} = 265$ МПа при $d = 4$ мм.

Визначення навантажень і зусиль. Власна вага типових маршів по каталозі індустриальних виробів для житлового й цивільного будівництва становить $g^n = 3,3$ кН/м² горизонтальної проєкції. Тимчасове нормативне навантаження для сходів житлового будинку $p^n = 3$ кН/м², коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$; довгостроково діюче тимчасове навантаження $p^{n_{ld}} = 1$ кН/м².

Розрахункове навантаження на 1 м довжини маршу $q = (g^n \gamma_f + p^n \gamma_f) a = (3,3 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,21 = 8,75$ кН/м.

Розрахунковий згинальний момент у середині прольоту маршу

$$M = \frac{ql^2}{8 \cos \alpha} = \frac{8,75 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 13,74 \text{ кНм.} \quad (3.15)$$

Поперечна сила на опорі

$$Q = \frac{ql}{2 \cos \alpha} = \frac{8,75 \cdot 3,3}{2 \cdot 0,867} = 16,65 \text{ кНм.} \quad (3.16)$$

Попереднє призначення розмірів перетину маршу. Стосовно до типових

заводських форм призначаємо товщину плити (по перетині між щаблями) $h_f' = 30$ мм, висоту ребер (косоурів) $h_f = 70$ мм, товщину ребер $b_r = 80$ мм. Дійсний перетин маршу заміняємо на розрахункове таврове з полицею в стислій зоні: $b = 2b_r = 2 \cdot 80 = 160$ мм; ширину полиці b_f' при відсутності поперечних ребер приймаємо не більше $b_f' = 2(l/6) + b = 2(300/6) + 16 = 116$ см або $b_f' = 12h_f' + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52$ см приймаємо за розрахункове менше значення $b_f' = 52$ см. Схема до призначення розмірів перетину маршу наведена на рисунку 3.4.

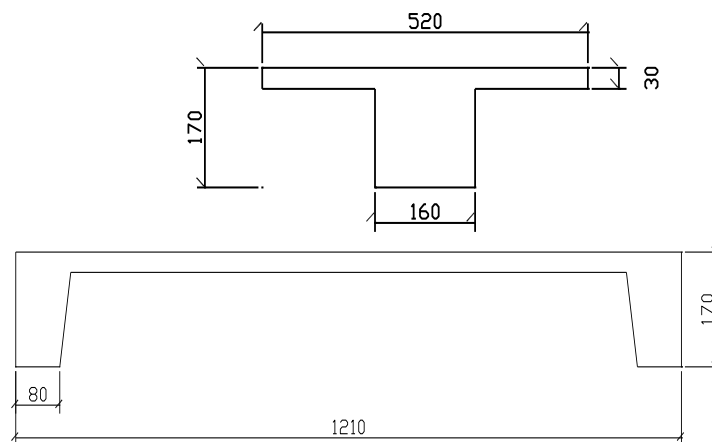


Рисунок 3.4 – Схема до призначення розмірів перетину маршу

Підбор площі перетину поздовжніх арматур. За умовою встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перетину у разі, якщо нейтральна вісь проходить у полку, розрахунок арматур виконуємо по формулам для прямокутних перетинів шириною $b_f' = 52$ см.

Обчислюємо:

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{R_b \gamma_{b2} b_f' h_0^2} = \frac{1374000 \cdot 0,95}{14,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 14,5^2} = 0,091$$

знаходимо

$$\eta = 0,951$$

$$\xi = 0,097,$$

таким

чином

$$A_s = \frac{M\gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{1374000 \cdot 0,95}{0,951 \cdot 14,5 \cdot 280(100)} = 3,38 \text{ см}^2. \text{ Відповідно до розрахунку приймаємо}$$

- 2d16АІІ, у кожному ребрі встановлюємо по одному плоскому каркасі К-І.

Розрахунок похилого перетину на поперечну силу. Поперечна сила на опорі $Q_{\max} = 16,65 \cdot 0,95 = 16 \text{ кН}$. Обчислюємо проєкцію розрахункового похилого перетину на поздовжню вісь. $B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2$, при $\varphi_n = 0$, розраховуємо:

$$\varphi_f = 2 \frac{0,75 \cdot (3h'_f)h'_f}{bh_0} = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3^2}{2 \cdot 8 \cdot 14,5} = 0,175 < 0,5$$

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

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2 = 2 \cdot 1,175 \cdot 1,05 \cdot 0,9(100) \cdot 16 \cdot 14,5^2 = 7,5 \cdot 10^5 \text{ Н/см.}$$

У розрахунковому похилому перетині $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а тому що по формулі $Q_b = B_b/2$, $те c = B_b/0,5Q = 7,5 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 16000 = 93,75 \text{ см}$, що більше $2h_0 = 29 \text{ см}$. Тоді $Q_b = B_b/c = 7,5 \cdot 10^5 / 29 = 25,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 25,9 \text{ кН}$, що більше $Q_{\max} = 16 \text{ кН}$, отже, поперечні арматури з розрахунку не потрібно.

В 1/4 прольоту призначаємо з конструктивних міркувань поперечні стрижні діаметром 6мм зі сталі класу А-ІІ, кроком $S=80 \text{ мм}$ (не більше $h/2 = 170/2 = 85 \text{ мм}$) $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$; для двох каркасів $n=2$, $A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2$; $\mu_w = 0,566 / 16 \cdot 8 = 0,0044$; $\alpha = E_s / E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 2,7 \cdot 10^4 = 7,75 \text{ см}^2$. У середній частині ребер поперечні арматури розташовуємо конструктивно із кроком 200 мм.

Перевіряємо міцність елемента по похилій смузі між похилими тріщинами по формулі $Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0$, де $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,75 \cdot 0,0044 = 1,17$; $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87$.

Виконуємо розрахунок $Q = 16000 \leq 0,3 \cdot 1,17 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5(100) = 93000 \text{ Н}$
- умова виконується, міцність маршу по похилому перетині забезпечена.

Розрахунок тріщиностійкості нормальних перетинів. Обчислюємо геометричні характеристики наведеного перетину.

$$\text{Наведена площа } A_{red} = A + \alpha \cdot A_s = 52 \cdot 3 + 16 \cdot 14 + 7,75 \cdot 4,02 = 411,2 \text{ см}^2.$$

Статичний момент щодо нижньої грані

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_s = 52 \cdot 3 \cdot 15,5 + 16 \cdot 14 \cdot 7 + 7,75 \cdot 4,02 \cdot 2 = 4048,4 \text{ см}^3.$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги наведеного перетину

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{4048,4}{411,2} = 9,85 \text{ см.}$$

Наведений момент інерції

$$I_{red} = I + \alpha \cdot I_s = 52 \frac{3^3}{12} + 52 \cdot 3 \cdot 5,65^2 + 16 \frac{14^3}{12} + 16 \cdot 14 \cdot 5,65^2 + 7,75 \cdot 4,02 \cdot 5,85^2 = 16973 \text{ см}^4.$$

$$\text{Момент опору } W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{16973}{9,85} = 1723,15 \text{ см}^3.$$

Пружно-пластичний момент опору при (для таврового перетину з полицею в стислій зоні) $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 1723,15 = 3016 \text{ см}^3.$

Обчислюємо момент тріщино утворення $M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,6 \cdot 100 \cdot 3016 = 482560 \text{ Н} \cdot \text{см}.$ І порівнюємо його з моментом зовнішніх сил від нормативного навантаження $M_k = M_n = 137400 \text{ Н} \cdot \text{см}.$

Оскільки $M_{crc} = 482560 \text{ Н} \cdot \text{см} > M_r = 137400 \text{ Н} \cdot \text{см}$ то в перетинах, нормальних до поздовжньої осі косоура, не утворюються тріщини, то розрахунок по їхньому розкриттю не робимо.

Розрахунок по деформаціям. Для визначення прогинів необхідно визначити кривизну від дії навантаження

$$\frac{1}{r} = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{137400 \cdot 1}{0,85 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 16973} = 3,175 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

$$\text{Прогин маршу } f = \frac{1}{r} \cdot s \cdot l^2 = 3,175 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 330^2 = 0,036 \text{ см.}$$

$$\text{Прогин маршу менше припустимого } \frac{f}{l} = \frac{0,036}{330} = \frac{1}{10000} < \frac{1}{200}.$$

Плиту маршу армують сіткою зі стрижнів діаметром 4-6 мм, розташованих кроком 100-300 мм. Плита монолітно зв'язана із щаблями, які армують по конструктивних міркуваннях, і її несуча здатність із урахуванням роботи щаблів цілком забезпечується. Щабля, що укладаються на косоури, розраховують як вільно обперті балки трикутного перетину.

Діаметр робочої арматур щаблів з обліком транспортних і монтажних впливів призначають залежно від довжини щаблів l_{st} :

При $l_{st} = 1 - 1,4 \text{ м}$ то 6 мм хомути виконують із арматур діаметром 4-6 мм кроком 200 мм.

Висновки до розділу 3

У розділі виконано розрахунок залізобетонних, монолітних несучих конструкцій, а саме, розрахунок попереднього напруження плити покриття по типу «подвійне Т» розмірами 3x12 м та розрахунок збірного залізобетонного маршу.

Тобто проектом передбачається застосування перекриттів, що виконані із залізобетонних пустот з плит «подвійного Т» з прольотом 12 м. Поєднання великих прольотів і великою несучою здатністю, запропонованих у роботі, плит перекриття - дозволяє більш раціонально використовувати виробничі площі, а також в майбутньому здійснювати заміну обладнання при впровадженні нових технологічних процесів.

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ ВИРОБНИЧОГО БУДІВНИЦТВА

4.1 Земляні роботи

Вертикальне планування майданчика полягає у виїмці ґрунту, переміщення його до зон насипу, відсипання й ущільнення в насипі відповідно до вимог проєкту планування й забудови.

Планування майданчика виробляється під нульовий баланс.

При плануванні під нульовий баланс - червону оцінку знаходять таким чином, щоб обсяги виїмок і насипів були рівними. Такий спосіб планування є найбільш економічним, тому що весь ґрунт, вироблений на виїмці, укладається в насип.

4.1.1 Вибір механізмів для вертикального планування майданчика

Комплект машин для планування майданчика підбирається по технічним характеристикам механізмів, в залежності від обсяга земляних робіт, висоти забоя, термінів їх виробництва, відстані транспортування ґрунту.

При плануванні площадок з відстанню переміщення ґрунту до 100 м рекомендується використовувати бульдозери. В нашому випадку середня відстань транспортування ґрунту складає 22 м. Для вибору найбільш економічного варіанту приймаємо бульдозери на базі трактора Т-74 та ДЗ-8 на базі трактора Т-100.

Технічну характеристику дивимось у збірнику [26] Е2-2 Вип. 2. Гідромеханізовані земляні роботи. Технічні характеристики прийнятих механізмів наведені у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Технічні характеристики прийнятих механізмів

Найменування показників	Одиниці виміру	Найменування механізмів	
		ДЗ-42	ДЗ-8
1. Довжина відвалу	м	2,56	3,03
2. Висота відвалу	м	0,8	1,1
3. Тип трактора		Т-74	Т-100

4.1.2 Визначення трудоємкості робіт і продуктивності механізмів

1-й варіант

На планувальному майданчику працює бульдозер ДЗ-42 (Д-606). Згідно ДСТУ 21-22 табл. 2 п.б. ст 86. записи машинного часу на розробку і переміщення 100 м³ ґрунту 2-й групи (в нашому випадку ґрунт суглинок). За параметрами нормативного документу [26] ґрунт переноситься на відстань 22 м, бульдозером ДЗ-42 (Д-606) на базі трактора Т-74 норма часу складає: $H_{\varphi} = 0,94 + (0,87 \cdot 1,2) = 1,98 \text{ м} - \text{часу} .$

Продуктивність бульдозера в зміну: $\Pi_{\text{зм}} = \frac{8 \cdot 100}{1,98} = 404,04 \text{ м}^3/\text{зем}.$

Загальна тривалість по розробці і переміщенню ґрунту складає 410,3 м³ на середню відстань 22 м: $T_{\text{м-зм}} = \frac{V}{\Pi_{\text{зм}}} = \frac{410,3}{404,04} = 1,02 \approx 1_{\text{м-зм}}.$

2-й варіант

На планувальному майданчику працює бульдозер ДЗ-8. Згідно [26]. записи машинного часу на розробку і переміщення 100 м³ ґрунту 2-й групи (в нашому випадку ґрунт суглинок). За нормативним документом [26] перенесення ґрунту 22 м, бульдозером ДЗ-8 на базі трактора Т-100 норма часу складає: $H_{\varphi} = 0,55 + (0,48 \cdot 1,2) = 1,13 \text{ м} - \text{часу} .$

Продуктивність бульдозера в зміну: $\Pi_{\text{зм}} = \frac{8 \cdot 100}{1,13} = 707,96 \text{ м}^3/\text{зм} .$

Загальна тривалість по розробці і переміщенню ґрунту складає $410,3 \text{ м}^3$ на середню відстань 22 м: $T_{\text{м-зм}} = \frac{V}{P_{\text{зм}}} = \frac{410,3}{707,96} = 0,6 \approx 1_{\text{м-зм}}$

Визначення собівартості машино-змін механізмів. Визначається за формулою: $C_{\text{м-см}} = B_{\text{ep}} + \frac{B_n}{T_{\text{см}}} + B_{\text{e(пер)}}$, де B_{ep} - постійні експлуатаційні витрати грн., B_n - витрати на перебазування екскаватора, T_n - кількість змін, $B_{\text{e(пер)}}$ - змінні експлуатаційні витрати,

1-й варіант

$$\begin{aligned} C_{\text{м-см}} &= B_{\text{ep}} + \frac{B_n}{T_{\text{см}}} + B_{\text{e(пер)}} = \\ &= \left(0,96 + \frac{0,35}{2} + 3,21 + 1,6 + 19,72 + 0,93 + 0,35 + 4,82 \right) \cdot 8 = 1254,12 \text{ грн} \end{aligned}$$

2-й варіант:

$$\begin{aligned} C_{\text{м-см}} &= B_{\text{ep}} + \frac{B_n}{T_{\text{см}}} + B_{\text{e(пер)}} = \\ &= \left(1,14 + \frac{0,3}{2} + 2,72 + 1,14 + 13,92 + 0,86 + 0,13 + 4,67 \right) \cdot 8 = 1197,84 \text{ грн} \end{aligned}$$

Визначення собівартості механізованого процесу.

Визначається за формулою: $C_{\text{м.пр}} = T_{\text{м-зм}} \cdot C_{\text{м-см}}$, де $T_{\text{м-зм}}$ - тривалість роботи бульдозера, $C_{\text{м-см}}$ - собівартість машино-зміни:

1-й варіант: $C_{\text{м.пр}} = T_{\text{м-зм}} \cdot C_{\text{м-см}} = 2 \cdot 1254,12 = 2508,24 \text{ грн}$

2-й варіант: $C_{\text{м.пр}} = T_{\text{м-зм}} \cdot C_{\text{м-см}} = 2 \cdot 1197,84 = 2395,68 \text{ грн}$

Визначення собівартості одиниці продукції.

Визначається за формулою: $C_{\text{ед}} = \frac{C_{\text{м.пр}}}{V}$:

$$1\text{-й варіант: } C_{\text{ед}} = \frac{C_{\text{м.пр}}}{V} = \frac{2508,24}{776,7} = 3,22 \frac{\text{грн}}{\text{м}^3};$$

$$2\text{-й варіант: } C_{\text{ед}} = \frac{C_{\text{м.пр}}}{V} = \frac{2395,68}{776,7} = 3,08 \frac{\text{грн}}{\text{м}^3}.$$

Приймаємо бульдозер ДЗ-8 на базі трактора Т-100 так як цей варіант є найбільш економічним.

4.1.3 Виробництво земляних робіт

Підрахунок обсягів робіт визначається по відповідним формулам геометричних фігур. Згідно [26] ґрунт - суглинок, величина укосу становить 1:0,75, тобто $x=2,9*0,75=2,2$ м. Приймаємо величину недоробки ґрунту 0,1 м.

Визначаємо ширину котловану по низу: $B = B_n + 2*b = 14,1 + 2*1 = 16,5$ м.

Визначаємо довжину котловану по низі: $L = B_n + 2*b = 37 + 2*1 = 39$ м, де b - додаткова відстань від фундаменту до крайки котловану по низі. Визначаємо довжину й ширину котловану по верху: $E = B, L + 2m*h$, де m -модуль ухилу ґрунту, h -глибина котловану.

Визначаємо ширину котловану по верху: $E_n = 16,5 + 2*0,75*2,9 = 21$ м.

Визначаємо довжину котловану по верху: $E = 39 + 2*0,75*2,9 = 43,5$ м.

Площа котловану по низі: $F_1 = B*L = 16,5*39 = 644 \text{ м}^2$.

Площа котловану по верху: $F_2 = E*L = 21*43,5 = 913,5 \text{ м}^2$.

Середня площа котловану: $F_c = (F_1 + F_2)/2 = 778,75 \text{ м}^2$.

Обсяг:

ґрунту по копанню котловану $V_3 = 778,75*2,9 = 2258,4 \text{ м}^3$

підчищення дна котловану $V_n = 644*0,1 = 64,4 \text{ м}^3$

механізованої розробки ґрунту $V_{\text{м.р}} = V_3 - V_n = 2258,4 - 64,4 = 2194 \text{ м}^3$

ґрунту заміщеного спорудженням $V_c = A*N*B = 14,1*37*2,9 = 1513 \text{ м}^3$

засипання пазух котловану $V_{\text{зас}} = (V_3 - V_c)/K_{3,p} = (2258,4 - 1513)/1,05 = 710 \text{ м}^3$

Вибір машин для уривки котловану по технічним характеристикам:

1-й варіант: Працює екскаватор - ЕО-3322 з ємністю ковша $0,5 \text{ м}^3$:

$H_{ep}=3,2$ м-години на розробку 100 м^3 ґрунту по [26, 27].

2-й варіант: Працює екскаватор – ЕО-5122 с ємністю ковша $1,25 \text{ м}^3$

$H_{ep}=3,5$ м-години на розробку 100 м^3 ґрунту по [26, 27].

Розрахунок необхідної кількості транспортних засобів для обслуговування екскаватора. Для визначення типу й необхідної кількості транспортних засобів, що забезпечують безперебійну роботу землерийної машини при виборі оптимального комплексу системи екскаватор - автосамоскид необхідно кожному для спільної роботи з екскаватором необхідно підібрати автосамоскиди, у кузов яких входить 4-5 ковшів ґрунту даного екскаватора. Технічні характеристики екскаваторів з обладнанням зворотня лопата наведені у таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Технічні характеристики екскаваторів з обладнанням зворотня лопата [26]

Найменування показників	Одиниці виміру	Екскаватор	
		ЕО-3322	ЕО-5122
1. Ємність ковша	м^3	0,5	1,25
2. Довжина стріли	м	5,5	5,5
3. Найбільший радіус різання (R1)	м	8,2	9,4
4. Глибина котловану (H1)	м	5	6
5. Радіусвивантаження в транспорт	м	4,8	5

1-й варіант: Працює екскаватор ЕО-3322 з ємністю ковша $0,5 \text{ м}^3$

$H_{вр}=3,4$ маш/год на розробку 100 м^3 ґрунту по [26].

Визначаємо трудомісткість

А) При навантаженні в транспорт:

$$T_{\text{т1}} = \frac{V \cdot H_{ep}}{8 \cdot 100} = \frac{1513 \cdot 3,4}{800} = 6,5 \text{ м} - \text{см}$$

Б) При роботі у відвал:

$$T_{\text{э2}} = \frac{V \cdot H_{\text{эп}}}{8 \cdot 100} = \frac{710 \cdot 2,7}{800} = 2,5 \text{ м} - \text{см}$$

$$\Sigma T_{\text{э}} = T_{\text{э1}} + T_{\text{э2}} = 9 \text{ м}$$

2-й варіант: Працює екскаватор ЕО-5122 з ємністю ковша $1,25 \text{ м}^3$

$N_{\text{вр}}=3$ маш/год на розробку 100 м^3 ґрунту по [26].

Визначаємо трудомісткість

А) При навантаженні в транспорт:

$$T_{\text{э1}} = \frac{V \cdot H_{\text{эп}}}{8 \cdot 100} = \frac{1513 \cdot 1,5}{800} = 3 \text{ м};$$

Б) При роботі у відвал:

$$T_{\text{э2}} = \frac{V \cdot H_{\text{эп}}}{8 \cdot 100} = \frac{710 \cdot 1,1}{800} = 1 \text{ м};$$

Таким чином, $\Sigma T_{\text{э}} = T_{\text{э1}} + T_{\text{э2}} = 4 \text{ м}$.

Час навантажування однієї транспортної одиниці, година:

$$t_n = \frac{E}{P_E}, \quad P_E = \frac{n \cdot k_1}{H_{\text{эп}}},$$

де E -ємність кузова транспортної одиниці приймається по технічних характеристиках транспортних засобів;

P_E - годинна продуктивність екскаватора;

K_1 - коефіцієнт при одиниці виміру на 10 м^3 ґрунту й $K_1=100$;

n - кількість годин роботи машини ($n=1$ година) $P_E = \frac{n \cdot k_1}{H_{ep}} = \frac{1 \cdot 100}{3} = 33,3 \frac{\text{м}^3}{\text{час}}$;

Екскаватор працює разом з автосамоскидом МАЗ-555 $V_{куз} = 4 \text{ м}^3$

$$t_n = \frac{4}{33,3} = 0,12 \text{ часа} .$$

Екскаватор працює разом з автосамоскидом КРАЗ-256 $V_{куз} = 8 \text{ м}^3$

$$t_n = \frac{8}{33,3} = 0,24 \text{ часа} .$$

Визначення тривалості одного повного циклу транспортної одиниці

$$t_y = t_n + t_1 + t_2 ,$$

де t_n - час навантажування однієї транспортної одиниці, година;

t_1 - час перебування транспортної одиниці в шляху в обох кінцях, година;

t_2 - час на розвантаження й маневри транспортної одиниці приймається рівним 0,033 години:

$$t_y = t_n + t_1 + t_2 = 0,12 + 0,17 + 0,033 = 0,323 \text{ часа} .$$

$$t_y = t_n + t_1 + t_2 = 0,24 + 0,17 + 0,033 = 0,443 \text{ часа} .$$

Визначення кількості самоскидів у зміну.

Необхідна кількість транспортних засобів визначається по формулі: $n = \frac{t_y}{t_n}$:

$$n = \frac{t_y}{t_n} = \frac{0,323}{0,01} = 32,3 \text{ автом} ;$$

$$n = \frac{t_u}{t_n} = \frac{0,443}{0,24} = 2 \text{автом.}$$

Визначаємо кількість проходок: $L = L_0/2 + 1 \text{ м} = 4/2 + 1 = 3 \text{ м}$; $L_0 = 4 \text{ м}$ – база екскаватора.

Ширина проходки поверху: $B_v = v_1 + v_2 = \sqrt{R_{ст}^2 - L_{п}^2} + (R_{тр} * \sin Y - v/2 - 1)$;

$L_{п} = R_{\text{max дн}} - R_{\text{min дн}} = R_{\text{max дн}} - (L + m * H)$; $R_{\text{max дн}} = R_{\text{max коп.}} - 1 = 9,4 - 1 = 8,4 \text{ м}$; $L_{п} = 8,4 - (3 + 0,75 * 2,9) = 3,2 \text{ м}$; $R_{ст.} = R_{\text{max коп.}} = 9,4 \text{ м}$; $R_{тр} = 8,4 \text{ м}$; $B_v = \sqrt{9,4^2 - 3,2^2} + (8,4 * 0,866 - 2,5/2 - 1) = 15,9 \text{ м}$.

Ширина проходки понизу: $B_{н} = B_v - 2 * m * H = 13,4 - 2 * 0,75 * 2,9 = 11,6 \text{ м}$.

Ширина кожної наступної проходки:

$B_{наст} = v_3 + v_4 = (R_{тр} * \sin Y - m * H - v/2 - 1) + \sqrt{R_{тр}^2 - L_{п}^2} = (8,4 * 0,866 - 0,75 * 2,9 - 2,5/2 - 1) + \sqrt{8,4^2 - 3,2^2} = 12,7 \text{ м}$.

По техніко-економічному порівнянню варіантів вибираємо найбільш раціональний варіант тобто працює екскаватор – ЕО-5122 з ємністю ковша $1,25 \text{ м}^3$ і автосамоскиди для вивезення ґрунту марки КРАЗ-256 з ємністю кузова $8,0 \text{ м}^3$.

4.1.4 Вказівки по охороні праці при виробництві земляних робіт

Основною причиною травматизму при виконанні земляних робіт є обвалення ґрунту в процесі його розробки й при наступних роботах нульового циклу в траншеях і котлованах, що може відбуватися внаслідок перевищення нормативної глибини розробки виїмок без кріплень; неправильного пристрою або недостатньої стійкості й міцності кріплень стінок траншей і котлованів; порушення правил їхньої розробки; розробки котлованів і траншей з недостатньо стійкими укосами; виникнення неврахованих додаткових навантажень (статичних і динамічних) від будівельних матеріалів, конструкцій, механізмів; порушення встановленої технології земляних робіт; відсутності

водовідводу або його пристрою без обліку геологічних умов будівельного майданчика.

При виробництві земляних робіт травми й аварії можуть відбутися в результаті відсутності або неправильного пристрою в необхідних місцях захисних огорожень і пристроїв, що сигналізують, недотримання правил ведення робіт поблизу небезпечних підземних комунікацій. Вони можуть також відбуватися через недостатню кваліфікацію робітників, керуючих машинами, мимовільного переміщення землерийних машин, втрати машинами стійкості.

Найбільш часті обвалення лессовидних ґрунтів. Вони, відрізняючись високою міцністю в сухому стані, втрачають связність між окремими частками при зволоженні, у результаті чого незакріплені стінки траншей і укоси обрушаються. При розробці мерзлих ґрунтів обвалення стінок котлованів і траншей відбувається в результаті зміни температури, відлиг.

Вимоги безпечного ведення земляних робіт повинні пророблятися, насамперед, у проєкті провадження робіт і його складової частини - технологічній карті згідно ДСТУ-Н Б В.2.1-28: 2013.

4.2 Виробництво пальових робіт

4.2.1 Область застосування технологічної карти

Технологічна карта розроблена на занурення забивних паль довжиною 14 м при багаторядному розташуванні паль.

Технологічною картою передбачається забивання залізобетонних цільних паль суцільного квадратного перетину з ненапруженою арматури.

Пристрій пальових фундаментів передбачається комплексно-механізованим способом із застосуванням устаткування, що випускається серійно, і засобів механізації.

4.2.2 Організація і технологія виконання пальових робіт

До початку занурення палі повинні бути виконані наступні роботи: відривка котловану й планування його дна; пристрій водостоків і водовідливу з робочої площадки (дна котловану); прокладено під'їзні колії, підведена електроенергія; зроблено геодезичну розбивку осей і розмітку положення паль і пальових рядів відповідно до проєкту; зроблено комплектацію й складування паль; зроблено перевезення й монтаж копрового встаткування.

Монтаж копрового встаткування виробляється на площадці розміром не менш 35 м x 15 м.

Після закінчення підготовчих робіт складають двосторонній акт про готовність і приймання будівельного майданчика, котловану й інших об'єктів, передбачених ППР.

Підйом паль при завантаженні роблять двухгілковим стропом за монтажні петлі, а при їхній відсутності-петлею-“зашморгом”.

Розбивку виконують у поздовжньому й поперечному напрямках, керуючись робітниками кресленнями пальових рядів. Місця забивання паль фіксують металевими штирями довжиною 25-30 см.

Занурення паль роблять у наступній послідовності: стропування палі й підтягування до місця забивання; установка палі в наголовник; наведення палі на крапку забивання; вивірка вертикальності; занурення палі до проєктної оцінки або розрахункової відмови.

Занурення перших 5-20 паль, розташованих у різних крапках будівельного майданчика, роблять із заставами.

Наприкінці занурення, коли відмова палі по своїй величині близький до розрахункового, роблять його вимір. Вимір відмов роблять із точністю до 1 мм неменш, ніж по трьох послідовних заставах на останньому метрі занурення палі. За відмову, що відповідає розрахунковому, треба приймати мінімальне значення середніх величин відмов для трьох останніх застав.

Занурення паль роблять при промерзанні ґрунту не більше 0,5 м. При більшому промерзанні ґрунту занурення паль роблять у лідируючі шпари.

Проходку лідируючих шпар роблять трубчастими бурами, що входять до складу встаткування копра.

У технологічній карті передбачається підвищення продуктивності праці в середньому на 15 % за рахунок максимального використання фронту робіт, впровадження комплексної механізації й найбільш продуктивних машин, комплектної поставки, раціональних рішень по організації й технології провадження робіт.

4.2.3 Техніка безпеки при виробництві пальових робіт

При провадженні робіт по пристрої пальових фундаментів будинків слід керуватися «Тимчасовою інструкцією з техніки безпеки при виконанні пальових робіт із застосуванням стаціонарних і самохідних установок», «Інструкцією з техніки безпеки при монтажі сталевих і залізобетонних конструкцій», «Правилами пристрою й безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів» і справжньою інструкцією.

До початку будівельних робіт на об'єкті інженерно-технічний персонал, бригадири й ланкові повинні докладно ознайомитися зі специфікою провадження робіт і проєктами провадження робіт. Робітники повинні бути проінструктовані й навчені безпечним прийомам по всіх видах виконуваних ними робіт.

4.3 Виробництво монолітних залізобетонних робіт

4.3.1 Область застосування технологічної карти

Областю застосування даної технологічної карти є технологія у провадження робіт по зведенню монолітного стрічкового ростверку адміністративної будівлі банку.

Технологічною картою передбачається зведення монолітного залізобетонного стрічкового ростверку із застосуванням універсальної збірно-розбірної опалубки.

Армування конструкцій – сітки, що збирається на об'єкті зварюванням окремих стрижнів вручну.

4.3.2 Організація і технологія виконання робіт

Опалубні роботи. Опалубка на будівельному майданчику повинна надходити комплектно, придатною до монтажу й експлуатації, без доробок і виправлень.

Елементи, що надійшли на будівельний майданчик, опалубки розміщують у зоні дії монтажного крана. Всі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, що відповідає транспортному, розсортовані по марках і типорозмірам. Зберігати елементи опалубки необхідно під навісом в умовах, що виключають їх псу.

Монтаж і демонтаж опалубки ведуть за допомогою автомобільного крана КС-4362.

Змонтована опалубка приймається по акту майстром або виконробом.

За станом опалубки повинне вестися безперервне спостереження в процесі бетонування. У випадку непередбачених деформацій окремих елементів опалубки або неприпустимого розкриття щілин варто встановити додаткові кріплення й виправляти деформовані місця.

Демонтаж опалубки дозволяється робити тільки після досягнення бетоном необхідної згідно [28] міцності й з дозволу виконавця робіт.

У процесі відриву опалубки поверхня бетонної конструкції не повинна ушкоджуватися. Демонтаж опалубки виробляється в порядку, зворотному монтажу. Після зняття опалубки необхідно: зробити візуальний огляд опалубки, очистити від налиплого бетону всі елементи опалубки; зробити змащення палуб, перевірити й нанести змащення на гвинтові з'єднання.

Установку опалубки здійснюють після геодезичної розбивки осей будинку і проєктних оцінок. Опалубка монолітних конструкцій ростверку будівлі виконується з окремих універсальних комплектів.

Комплект № 1 - опалубка для стрічкового фундаменту. Монтаж опалубки конструкцій ростверку, здійснюється до установки арматури.

Армування. Використовуються арматурні стрижні заводського виготовлення для плоского каркасу стрічкового ростверку. Збірка цих елементів здійснюється зварюванням у єдину конструкцію з використанням окремих стрижнів.

В конструкціях ростверку при монтажі арматурної конструкції до установки опалубки використовують зварювання.

При армуванні стрічкового ростверку для забезпечення проєктного захисного шару бетону використовуються інвентарні фігурні металеві або пластикові фіксатори.

Арматурні роботи виконують у наступному порядку: установлюють арматурні стрижні на фіксатори, що забезпечують захисний шар бетону по проєкті.

Арматурні роботи повинні виконуватися у відповідності зі [28] Приймання змонтованих арматур здійснюється до установки опалубки й оформляються актом огляду схованих робіт.

Після установки опалубки дають дозвіл на бетонування.

Бетонування. До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірено правильність установлені арматури й опалубки; усунуто всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону; прийняті по акті всі конструкції і їхні елементи, доступ до яких з метою перевірки правильності установки після бетонування неможливий; очищені від сміття, бруду й іржі опалубка й арматури; перевірено роботу всіх механізмів, справність пристосувань оснащення й інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається автобетонозмішувачами СБ-92У-2 або СБ-159Б-2.

При бетонуванні монолітних фундаментів автобетононасосом радіус дії розподільної стріли дозволяє робити укладання бетонної суміші в кілька фундаментів. Нормальна експлуатація автобетононасосів забезпечується в тому випадку, якщо по бетоноводу перекачують бетонну суміш рухливістю 4 - 22 см, що сприяє транспортуванню бетону на граничні відстані без розшарування й утворення пробок.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3-0,5 м.

Кожний шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен поринати в раніше покладений шар бетону на 5-10 див. Перерва між етапами бетонування (або укладанням шарів бетонної суміші) повинен бути не менш 40 минут, але не більше 2 годин.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температурно-вологі умови для твердіння бетону. Горизонтальні поверхні забетонованого фундаменту вкривають вологою мішковиною, брезентом, ошурками, листовими, рулонними матеріалами на строк, що залежить від кліматичних умов, відповідно до вказівок будівельної лабораторії.

Бетонна суміш транспортується автобетоновозом з найближчого бетонного заводу і на об'єкті перевантажується в бункер.

Розпалубка конструкцій здійснюється після повного набору бетоном 70 % міцності від проектної.

4.3.3 Використання механізмів для провадження залізобетонних робіт

Основним механізмом при виробництві залізобетонних робіт є монтажний кран на гусеничному ході, що забезпечує упрощення робіт на проєктованому об'єкті.

4.3.4 Техніка безпеки при виробництві залізобетонних робіт

При пристрої монолітних фундаментів необхідно дотримувати вимог «Техніка безпеки в будівництві», «Правил пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт», «Правил пристрою й безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів» [29].

Безпека провадження робіт повинна бути забезпечена: вибором раціонального відповідного технологічного оснащення; підготовкою й організацією робочих місць провадження робіт; застосуванням засобів захисту працюючих; проведенням медичного огляду осіб, допущених до роботи; своєчасним навчанням і перевіркою знань робочого персоналу й ІТР по техніці безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт.

Особлива увага необхідно звертати на наступне: способи стропування елементів конструкцій повинні забезпечувати їхню подачу до місця установки в положенні, близькому проєктному; елементи монтажу конструкцій під час переміщення повинні втримуватися від розгойдування й обертання гнучкими відтягненнями; не допускати знаходження людей під елементами монтажу конструкцій до установки їх у проєктне положення й закріплення; при переміщенні краном вантажів відстань між зовнішніми габаритами і виступаючих частин конструкцій і перешкод по ходу переміщення повинне бути по горизонталі не менш 1 м, по вертикалі не менш 0,5 м; монтаж і демонтаж опалубки може бути початий з дозволу технічного керівника будівництва й повинен вироблятися під безпосереднім спостереженням спеціально призначеної особи технічного персоналу; переміщення завантаженої або порожньої бункери дозволяється тільки при закритому затворі; не допускається торкання вібратором арматури й знаходження робітника в зоні можливого падіння бункера; до керування автобетононасосами допускаються тільки особи, що мають посвідчення на право роботи на даному типі машин.

При роботі на висоті більше 1,5 м всі робітники зобов'язані користуватися запобіжними поясами з карабінами.

4.4 Виробництво кам'яних робіт

4.4.1 Кладка із цегли, штучних і природних каменів

Для запроєктованої будівлі застосовують цегельну кладку з повнотілої цегли.

Цегельну кладку з повнотілої цегли застосовують при відомості стін і стовпів будинків, підпірних стінок, арок, зводів, перемичок, димарів і при будівництві підземних споруджень, тому що така цегла володіє високими фізико-механічними властивостями.

4.4.2 Технологія проведення робіт

Правила розрізування кам'яної кладки. Товщина швів при кладці каменів правильної форми й більших блоків регламентується й повинна представляти: для горизонтальних швів 10-15 мм - середня товщина 12 мм; для вертикальних швів - 8-12 мм - середня товщина 10 мм. У процесі виконання кладки зовнішньої поверхні горизонтальних і вертикальних швів може прийматися певна форма - опукла, увігнута, неповна, у підрізування. Під оздоблювальні покриття кладку ведуть у підріз, а у випадку значного навантаження від ваги оздоблювальних покриттів - впустошовку. Глибина незаповнення розчином швів не повинна перевищувати 15 мм для стін і 10 мм - для стовпів, в останніх впустошовку виконують тільки вертикальні шви. Під дією навантажень один щодо одного окремі камені повинні мати певну форму й у процесі складання їх потрібно розміщати в певному порядку, тобто повинні бути дотримані певні правила розрізування кладки на окремі камені.

Інструменти й пристрої для кам'яної кладки. Процес кладки складається з виробничих і контрольно-вимірювальних операцій, які виконуються за допомогою відповідних інструментів і пристроїв. Виробничі операції здійснюються з використанням різних інструментів: за допомогою лопатки

перемішують розчин у ящику й подають його до місця складання; комбінованою кельмою розрівнюють розчин з одночасним заповненням вертикальних швів, підріжуть розчин і сколюють цеглу; кувалдами й трамбуваннями розколюють і занурюють камені в бетонну суміш при бутовій і бутобетонній кладках; молотком-кирочкою обрубують і стісують цеглу й керамічні камені; розшивками надають швам, заповненим розчином, що відповідає форму. Під час контрольних-вимірювальних операцій користуються інструментами й пристроями: рулетками й сталевими метрами - для розмітки прорізів примикань і перетинів стін; шнуром-причалкою - для фіксації горизонтальності й прямолінійності верхніх граней і товщини верстових рядів (шнур-причалку закріплюють до повзунів рядовок або причальних скоб і натаскують; причальні скоби застосовують під час кладки внутрішньої версти); гнучким водним рівнем - заповненою водою гумовою трубкою довжиною 4-5м зі скляними трубками на кінцях - у випадку перенесення вертикальних оцінок; будівельним рівнем довжиною 500 або 700мм - для контролю горизонтальності й вертикальності площин кладки; правилом - дерев'яною рейкою в перерізі 30 x 80 мм, довжиною 1, 5-2 м або дюралюмінієвою довжиною 1,2 м - для контролю лицьової площини кладки; схилом - для контролю вертикальності кутів і площин конструкцій (схил масою 200 – 400 г застосовують для кладки в межах ярусу або поверху, а схил масою 600-1000 г - для зовнішніх кутів, простінків і пілястрів у межах декількох поверхів).

4.4.3 Вибір комплекту машин і механізмів

Вибір кранів для сполученого виробництва кам'яних і монтажних робіт.

Вибір кранів по технічним характеристикам.

А. Вантажопідйомність крана:

$$Q_{кр} = Q_{эл.} + Q_{ос},$$

де $Q_{эл}$ - маса бункера з розчином ($Q_{эл} = 2,5$ т);

$Q_{ос}$ - маса монтажного пристосування ($Q_{ос} = 0,05$ т).

Таким чином, $Q_{кр} = 2,5 + 0,05 = 2,55$ т

Б. Висота підйому крана:

$$H_{кр} = h_o + a + h_{гр} + h_c,$$

де h_o - перевищення опори монтуемого елемента над рівнем стоянки крана; a - запас по висоті;

$h_{гр}$ - висота елемента в монтажному положенні

h_c - висота стропування ,відстань від монтуемого елемента до низу гака в робочому положенні

Таким чином, $H_{кр} = 33,41 + 0,5 + 2,5 + 2,2 = 38,61 \approx 39$ м

В. Виліт стріли

$$L_c = 17 + 3,5 + 0,70 = 21,2 \text{ м}$$

Вибираємо кран який задовольняє цим параметрам, які зведені у таблиці 4.2

Таблиця 4.2 – Параметри крану, що обираємо

Тип крана	Вантажопідйомність	Висота підйому крана $H_{кр}$, м	Виліт стріли L_c , м
КБ403	3,5	41	22
МСК 10-20	3,5	36-46	10-20

Так як, по об'ємно-планувальному рішенню будинку неможливо використовувати два крани МСК 10-20, то приймаємо баштовий кран КБ403 який задовольняє цим параметрам.

4.4.4 Контроль якості при проведенні кам'яних робіт

Контроль якості при проведенні кам'яних робіт ведеться практично постійно, тому що його порушення приводить до припинення робіт і руйнуванню виконаних робіт.

Прийом робіт. Кам'яні конструкції повинні відповідати будівельним нормам і проєкту. При цьому перевіряють правильність перев'язування швів, горизонтальність рядів, вертикальність кутів, товщину й заповнення швів. Для перевірки заповнення швів розчином і наявності арматур у різних місцях кладки знімають цеглину викладеного ряду (дві-три перевірки на поверх). Виявлені дефекти виправляють. На кожний вид робіт складають акт, у якому проведена оцінка їхньої якості, відповідність будівельним нормам і проєкту. Після цього дозволяється виконання наступних робіт.

4.4.5 Техніка безпеки при виробництві кам'яних робіт

При переміщенні й подачі на робоче місце вантажопідйомними кранами цегли застосовувати вантажозахватні засоби (захоплення), що виключають падіння вантажу при підйомі.

Не допускається кладка зовнішньої стіни в положенні знаходження на стіні. Не допускається кладка стін будинків наступного поверху без установки несучих конструкцій міжповерхового перекриття, а також площадок і маршів у сходових клітках.

Над місцем завантаження підйомника на висоті 2,5-5 м повинен бути встановлений захисний подвійний настил з дошок товщиною не менш 40 мм.

Робочі місця, розташовані менш 3 м друг від друга повинні бути поділені захисними екранами.

Охорона праці. Причинами травматизму під час відомості кам'яних конструкцій можуть бути: невиконання інженерних заходів, передбачених технологічними картами щодо безпеки транспортування матеріалів до робочих місць; установлення й експлуатація інвентарного риштування й помостів;

порушення вимог безпеки з організації захисних зон і встановлення козирків; неправильне проведення робіт, що приводить до падіння з висоти матеріалів і інструментів.

Висновки до розділу 4

1. Розглянуто технологія виробництва процесу щодо земляних робіт у будівництві. Проведено вибір раціональних механізмів для планування будівельного майданчику. Відповідно до наведених обґрунтувань обрано: бульдозер ДЗ-8 на базі трактора Т-100, як найбільш економічний та екскаватор ЕО-5122 з ємкістю ковша $1,25 \text{ м}^3$ і автосамоскид для вивозу ґрунту марки КРАЗ-256 з ємкістю кузова $8,0 \text{ м}^3$.

2. Наведена технологія виробництва пальових робіт щодо установа фундаментних конструкцій. У технологічній карті передбачається підвищення продуктивності праці в середньому на 15 % за рахунок максимального використання фронту робіт, впровадження комплексної механізації й найбільш продуктивних машин, комплектної поставки, раціональних рішень по організації й технології провадження робіт.

3. Представлено організація та технологія монолітних залізобетонних робіт по зведенню монолітного стрічкового розтерку будівлі, що проєктується. Технологічною картою передбачається зведення монолітного залізобетонного стрічкового розтерку із застосуванням універсальної збірно-розбірної опалубки.

4. Розглянуто виробництво кам'яних робіт, щодо кладки цегли та виконано вибір комплекту машин і механізмів для виробництва кам'яних і монтажних робіт. Обрано баштовий кран КБ403.

5. До кожного виду будівельного виробництва наведені заходи щодо проведення контролю якості робіт та техніка безпеки при виконанні будівельних робіт.

РОЗДІЛ 5. ОБГРУНТУВАННЯ ЗАСТОСУВАННЯ ПАЛЬ, ЩО ЗАНУРЮЮТЬСЯ ВДАВЛЕННЯМ В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

5.1 Застосування палювих фундаментів

У ряді випадків у верхній частині основи будівлі, що зводиться або споруди знаходиться відносно слабкий шар ґрунту, тому виникає необхідність у передачі тиску від споруди на більш щільні ґрунти, що залягають на певній глибині. У цих випадках влаштовують фундаменти з палю, які володіють підвищеною несучою здатністю в порівнянні з фундаментами неглибокого залягання і, крім того, іноді є більш економічними, так як при їх зведенні обсяг трудомістких земляних робіт зменшується [31].

На тлі розвитку багатоповерхового і висотного житлового будівництва для основ, представлених слабкими ґрунтами, особливого значення набуває використання палювих технологій, що дозволяють при досягненні палюми щільних ґрунтів отримувати надійні конструкції високої несучої здатності з мінімальними опадами [32].

До того ж, специфіка проєктів фундаментів, розташованих біля існуючих будівель і споруд, полягає в тому, що вони повинні забезпечити нормальну роботу конструкцій нової будівлі і не призводити до розвитку деформацій земної поверхні існуючих поблизу будівель.

У нашому випадку, як було описано в розділі 2, зіставляючи конструктивні особливості будівлі, місце розташування об'єкта будівництва і дані геологічних вишукувань, застосовується фундамент типу фундаментів. Це дозволить зробити повну прорізом просадних ґрунтів і перенести навантаження від будівлі на малостискуючу природну основу. За геотехнічних характеристикам природною основою палювих фундаментів служитимуть

супесчано-суглинні ґрунти кори вивітрювання скельних порід 9 ПЕ-8,9, що залягають на глибині 22.5-25.7 м (абс. Відм. 62.70-63.63 м), що дозволить забезпечити надійність фундаменту і мінімальні опади будівлі.

На рисунку 5.1 показані основні параметри палі квадратного перетину. Відстань від центру підйомної петлі до торця а становить 0,2 довжини палі l , а відстань від місця стропування (фіксуєчого штиря) при підйомі палі на копрі до оголовка палі b - 0,3 l .

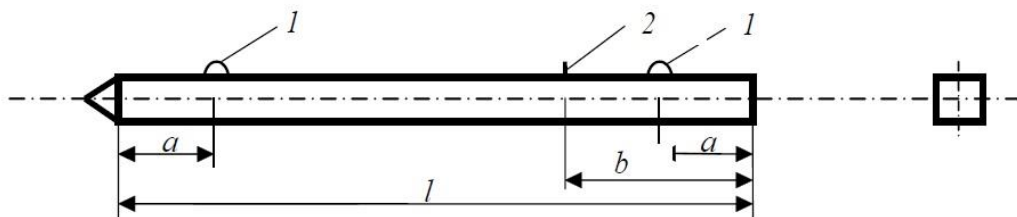


Рисунок – 5.1 Форма і зовнішній вигляд палі: 1 - підйомні петлі заввишки до 100 мм; 2 - штир, що фіксує строп при підйомі палі на щоглу (стійку) копра

Палі армуються зварними каркасами. Як поздовжньої арматури для каркасів палі використовується гарячекатана арматурна сталь А-І, А-ІІ, А-ІІІ. Поперечний армування у вигляді спіралі з дроту діаметром 5 мм класу Вр-І. У верхній зоні палі (голові), яка піддається ударної дії, встановлюються додаткові арматурні сітки. Приставні каркаси вістря прив'язуються до основного каркасу в'язанням дротом [30].

Палі, призначені для віброзанурення і проходження щільних прошарків ґрунтів, посилюються за рахунок більш високого класу бетону і додаткових армуючих горизонтальних сіток.

5.2 Вибір методів виконання робіт і обладнання для влаштування палевих фундаментів

У практиці фундаментобудівництва накопичено багатий досвід по зануренню залізобетонних палей різними методами:

- ✓ ударним способом,
- ✓ вдавненням статичним навантаженням,
- ✓ вдавненням паль з підмивом,
- ✓ вібровдавненням,
- ✓ віброзануренням,
- ✓ влаштування буронабивних паль і ін.

Розглянемо найбільш часто застосовуються методи.

Вибір методу занурення паль залежить від фізико-механічних властивостей ґрунту, виду паль, їх довжини, маси, глибини занурення, продуктивності установок для занурення паль, а також від обсягу робіт.

При ударному методі занурення паль здійснюється за допомогою молотів: дизельних і гідравлічних. Цей метод широко застосовується для занурення призматичних цільних і складових залізобетонних паль з розміром перетину від 30×30 до 40×40 см і довжиною до 30 м, а також металевих.

Вібровдавненням застосовують для занурення паль завдовжки до 8 м в слабкі і середньої щільності ґрунти. Вібраційний метод можна застосовувати для занурення або вилучення шпунтових паль і обсадних труб, а також для занурення паль-оболонок з нижнім ріжучим ножом.

Вдавленням застосовують для занурення паль, шпунта і інших подібних їм елементів в глинисті, суглинні, піщані і супіщані ґрунти в умовах, де неприпустимі динамічні та шумові впливи на навколишнє середовище (поблизу існуючих будівель і споруд, в зсувних зонах і т.д.).

Буронабивні палі довжиною більше 10 м рекомендується переважно застосовувати при прорізці палями піску середньої щільності і пухких, супесей пластичної і текучої консистенції, суглинків і глин туго-, м'яко і текучепластичної, а також текучої консистенції [33].

Кожна технологія в конкретних інженерно-геологічних умовах будівельного майданчика має свої переваги і недоліки, які представлені в таблиці 5.1 [32].

Таблиця 5.1 – Якісна характеристика технологій влаштування пальових фундаментів

<i>Технологія</i>	<i>Переваги</i>	<i>Недоліки</i>
Палі заводського виготовлення		
Ударна	100% -ний контроль якості матеріалу стовбура палі можливий до занурення. Немає додаткового сезонного подорожчання робіт. Висока технологічність.	Втрати енергії при пружних деформаціях палі. Динамічні і шумові впливи. Проектні навантаження і розміри палей обмежені номенклатурою заводів-виготовлювачів. Можливий видавлювання ґрунту.
Вдавлювання	Занурення палей з мінімальними енерговитратами. Немає шумових впливів. Висока точність занурення. Можливість визначення несучої здатності палей на підставі аналізу зусилля вдавнення. В умовах реконструкції при використанні малогаборітного обладнання можливо працювати з підвалів будинків.	Значна маса установки. Потрібно забезпечення будмайданчика істотним джерелом електроенергії (до 200 кВт). Необхідно додаткове щебеневу основу для забезпечення стійкості установки. Можливий видавлювання або переміщення ґрунту в процесі занурення палей.
Вібро-вдавлювання	Мінімальні динамічні навантаження як на	Наявність певних динамічних навантажень на ґрунт при

<i>Технологія</i>	<i>Переваги</i>	<i>Недоліки</i>
	<p>занурюється палю, так і на конструкції поруч розташованих будівель і споруд.</p> <p>Застосування паль заводського виготовлення. Висока точність занурення.</p> <p>Високі темпи будівництва практично незалежно від погодних умов і рівня ґрунтових вод.</p>	<p>проходженні палями щільних шарів, пов'язаних з так званої «розгойдуванням» палі, коли реакція ґрунту перевищує робоче зусилля установки.</p> <p>Заборона використання складових паль, що тягне за собою обмеження по глибині їх занурення.</p> <p>Можливість розструктурування ґрунтів, які мають тиксотропні властивості (переходять в рідкий стан при динамічних навантаженнях).</p>
Буонабивні палі		
Буонабивна	<p>Можливість виготовлення паль високої несучої здатності (понад 200 т).</p> <p>Відсутність шумового впливу.</p> <p>В умовах реконструкції при використанні малогабаритного обладнання можливо працювати з підвалів будинків.</p>	<p>Відсутність надійних методів контролю якості стовбура палі.</p> <p>Сезонне подорожчання.</p> <p>Підвищена матеріаломісткість.</p> <p>Можливість отримання завищеного обсягу ґрунту.</p> <p>Забруднення територій при транспортуванні видобутого ґрунту і глинистого розчину.</p> <p>Перевитрата бетону в слабких ґрунтах.</p> <p>Підсос ґрунту в свердловину при несвоєчасній подачі бетонної суміші в момент відриву шнека від забою.</p>

<i>Технологія</i>	<i>Переваги</i>	<i>Недоліки</i>
		Можливий видавлювання ґрунту (при вдавлюванні обсадних труб). Обмеження при роботі в щільних ґрунтах.

Проаналізувавши досвід влаштування пальових фундаментів, можна зробити висновок, що застосування будь-якої технології становить небезпеку для навколишньої забудови, так як технологічні процеси, пов'язані з виконанням планових робіт, надають негативні впливи на найближчі будівлі і споруди, можливі причини виникнення яких представлені в таблиці 5.2 [32].

Таблиця 5.2 – Джерела динамічних дій при влаштуванні пальових фундаментів

	Технологія	Причини динамічних впливів
Заводські палі	Ударна	Ударна взаємодія молота зі палею, додаткові динамічні обурення ґрунту при пересуванні копрових установок по будівельному майданчику.
	Вдавлювання	Удари установки о ґрунт в разі її підйому щодо вдавлювання палі
Буронабивні палі	-	Динамічні навантаження при взаємодії бурового інструменту з ґрунтом, коливання механізмів установки. Передача коливань ґрунту основи від обсадних труб, що занурюються

У зв'язку з цим вибір пальових технологій слід виконувати в залежності від розташування ділянки будівництва щодо навколишньої забудови та інженерно-геологічних характеристик його розрізу.

Раціональні технології влаштування паль в залежності від розташування ділянки будівництва слід приймати по таблиці 5.3 [32].

Таблиця 5.3 – Обґрунтування вибору технології влаштування паль

<i>Раціональна технологія</i>	<i>Примітка</i>
Історична частина міста	
Вдавлювання заводських паль	У примиканні до існуючих конструкцій крайній ряд паль вдавлюється в лідерні свердловини
Буронабивні палі	У примиканні до існуючих конструкцій крайній ряд паль влаштовується в свердловинах з попередньо розпушеним ґрунтом
Квартал нового будівництва	
Забивка заводських паль	Довжина паль до 32 м
Буронабивні палі	Залежно від стійкості стінок свердловин їх буріння виробляють або під захистом обсадних труб, або без них
Сучасний забудований квартал	
Занурення заводських паль на відстанях до 20 м від існуючих будівель	
Вдавлювання або віброзанурення	У примиканні до існуючих конструкцій крайній ряд паль вдавлюється в лідерні свердловини
Від 20 до 30 м від існуючих будівель	
Забивка	Занурення паль в лідерні свердловини для зниження динамічного впливу на ґрунт
Понад 30 м від існуючих будівель	
Забивка	
Буронабивні палі незалежно від відстані до будівель	

Очевидно, що з метою пристрою пального фундаменту в умовах щільної міської забудови раціональніше застосовувати метод вдавлювання для занурення паль заводської готовності, так як цей метод надає найменший

негативний вплив на ґрунт і відповідно існуючу забудову.

З аналізу технічних характеристик різних методів влаштування паль впливає висновок, що технологія вдавлювання паль щодо влаштування фундаментів є найбільш надійною, безпечною для оточуючих будинків, економічною, безшумною, і з малогабаритної технологією, що дозволяє вести роботи в обмежених умовах щільної міської забудови.

5.3 Технічні характеристики палевдавлюючих установок

При виборі методу виробництва робіт по влаштуванню пального фундаменту слід враховувати технічні характеристики обладнання, що застосовується, що також грає важливу роль, як і місце ведення робіт.

При складанні технологічної карти слід розглядати п'ять різновидів УВС, експлуатованих в Україні та за кордоном (таблиця 5.4 [32].).

Таблиця 5.4 – Класифікація установок вдавлювання

Класифікаційна ознака	Вид УВС				
	УСВ 120 (160) (рис.5.6)	УСВ 200 (рис.5.7)	УВТ 200 СО 450 (рис.5.8)	Starke 240 (рис.5.9)	СВУ-В-6 (рис.5.10)
За способом передачі вдавлюють зусилля на палю	По бічній поверхні палі (рис.5.5, а)				По торцю палі (рис.5.5, б)
За безперервності процесу вдавлювання	Циклічне переміщення вдавлюють вузла вниз зі палею і вгору в режимі холостого ходу				Безперервний (рис.5.5, б)
По способу переміщення по захватке:	На базі екскл	-	-	-	На базі крана РДК 250

Класифікаційна ознака	Вид УВС				
	УСВ 120 (160) (рис.5.6)	УСВ 200 (рис.5.7)	УВТ 200 СО 450 (рис.5.8)	Starke 240 (рис.5.9)	СВУ-В-6 (рис.5.10)
а) самохідні	аватору ЭО 6122				
б) несамохідні, переставляти краном	-	+	+	+	-
в) обмежено мобільні на модульних пристроях	-	-	+	-	-
г) крокуючі	-	-	-	+	-
За способом передачі зусилля на палю	Без додаткових анкерів за рахунок ваги установки і інвентарних вантажів				
За типом зусилля, що вдавлюють	Гідравлічний				Канатно-поліпастний.

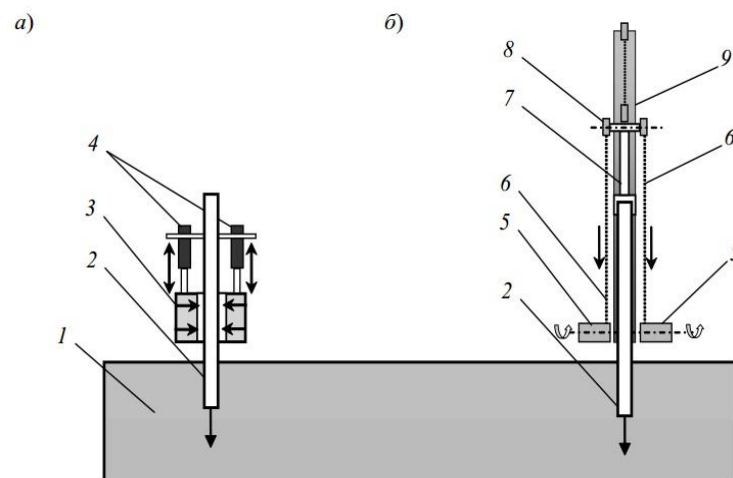


Рисунок 5.5 – Принципові схеми УВС по способу передачі вдавлюють зусилля на палю: а - установки з циклічним процесом вдавнення палі; б - те ж

з безперервним втискуванням; 1 - ґрунт; 2 - паля; 3 - затискний пристрій; 4 - гідроциліндри переміщення затискного пристрою; 5 - тягова лебідка; 6 - тяговий трос; 7 - занурювач (додатково може оснащуватися вібраційних погрузача або гідравлічним молотом); 8 - блок; 9 - щогла (стійка) УВС



Рисунок 5.6 – Установка вдавнення палей УСВ 160:

1, 7 - задній і передній аутригери; 2 - зварна несуча рама; 3 - гусенична візок екскаватора ЕО 6122; 4 - майданчик для копровщика при наведенні палі і виконанні стику складових палей; 5 - гідроциліндри переміщення затискного пристрою; 6 - затискний пристрій

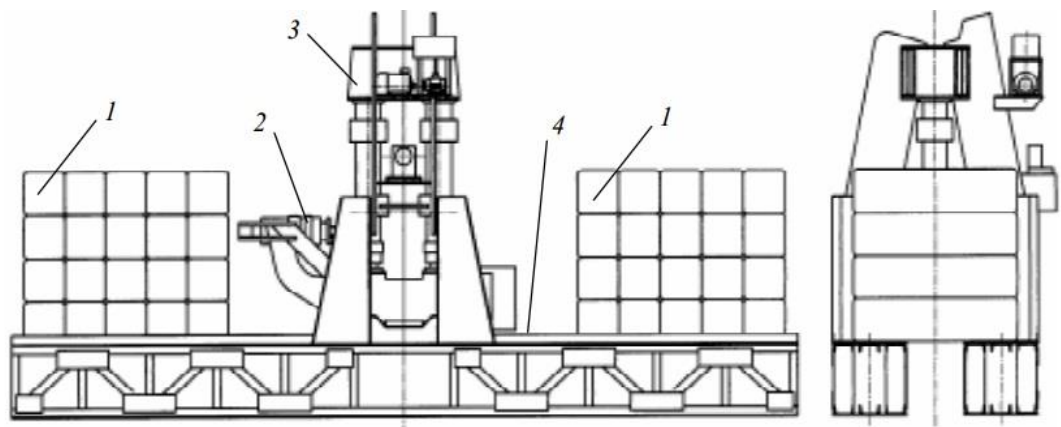


Рисунок 5.7 – Установка вдавнення палей УСВ 200:

1 - інвентарні вантажі; 2 - гідроциліндр затиску палі; 3 - верхня балка робочого органу установки; 4 - просторова балка вантажної платформи

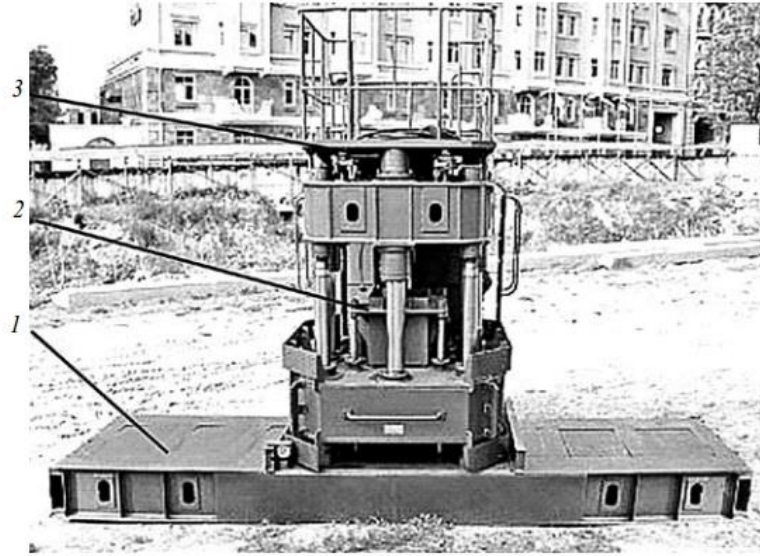


Рисунок 5.8 – Установка вдавнення паль СО 450:

1 - вантажна рама (при вдавлюванні паль на плечі з двох сторін вкладаються інвентарні металеві вантажі масою по 5 т); 2 - гідроциліндри; 3 - робочий майданчик з огорожею

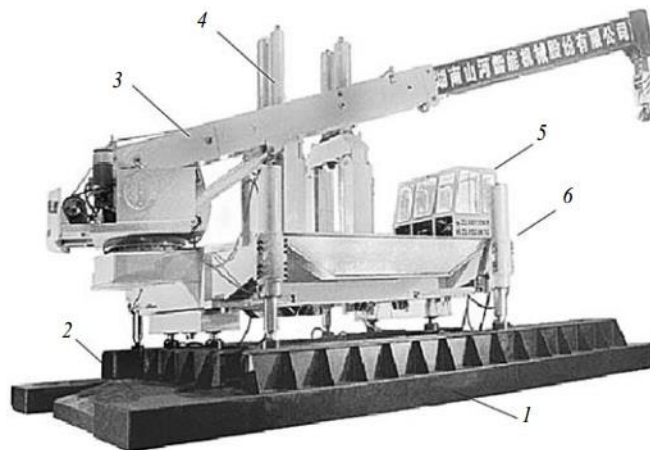


Рисунок 5.9 - Установка вдавнення Starke 240 (320):

1 - бокові опорні балки; 2 - центральна опорна платформа; 3 - кран з кабіною управління; 4 - гідроциліндри вдавлюють пристрої; 5 - кабіна управління процесом вдавнення; 6 - гідроциліндри переміщення опорних балок

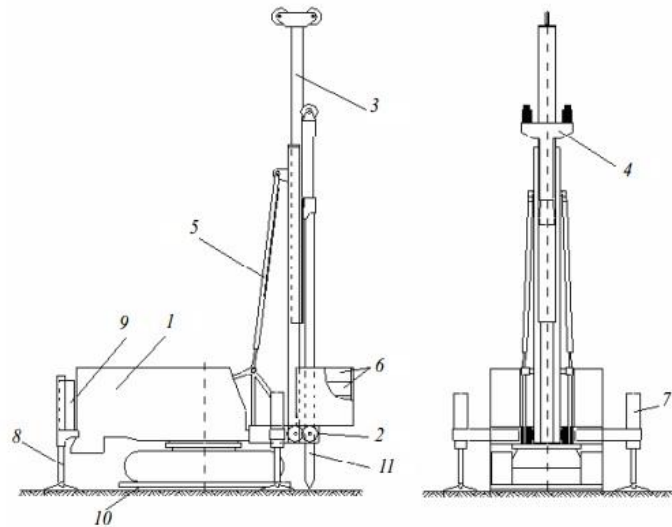


Рисунок 5.10 – Установка вдавнення паль СВУ В-6:

1 - базова машина - кран РДК 250; 2 - передня рама; 3 - напрямна стійка; 4 - вдавлюють вузол; 5 - розкоси; 6 - Привантажувач; 7, 8 - аутригери; 9 - гідростанція; 10 - опорна плита; 11 – паля

Основні конструктивно-технологічні параметри УВС представлені в таблиці 5.5 [32].

Таблиця 5.5 – Основні конструктивно-технологічні параметри УВС

№	Параметри, характеристика установки	Вид УВС				
		УСВ 120 (160)	УСВ 200	УВТ 200 /СО 450	Starke 240	СВУ -В-6
1	2	3	4	5	6	7
1	Маса установки без вантажів, т	117 (135)	24	22 (14)	100	112
2	Повна маса з вантажами при максимальному зусилля вдавнення $M_{п}$, т	132 (160)	200	200	240	112
3	Максимальне зусилля	115	200	200	240	80

	вдавлення $F_{вд}^M$, Т	(160)				
4	Коефіцієнт корисного використання маси установки $M_{п}/F_{вд}^M \cdot 100$, %	87 (95-100)	95- 100	95-100	95- 100	71
5	Мінімальна наближення осі палі до існуючих конструкцій при максимальному зусиллі вдавлення, м	3,5 (3,5)	1,2	1,5	0,9	0,8
6	Те ж при мінімальному зусиллі вдавлення, м	1,2 (1,2)	1,2	1,5	0,9	0,8
7	Площа опорного контуру УВС, м ²	72 (72)	23,75	14,7	62	44,7- 72,0
8	Середня продуктивність занурення складових палей зі звареним стиком, шт./см	8 (8)	2	8	2-8	8
9	Максимальна довжина елемента, що занурюється, м	32	32	32	13	14
10	Найбільше перетин елемента, що занурюється, см	40 (40)	40	45	50	120
11	Можливість підтаскування палі по ґрунту без допомоги крана	-	-	-	+	+
12	Можливість занурення шпунта	+	-	+	+	+
13	Можливість циклічного занурення палі («вниз-	+	+	-	+	-

	вгору»)					
14	Склад ланки (з машиністом крана і виконробом), чол.	5	3	5	5	5

При розробці технологічної карти вибір типу УСВ слід виконувати на підставі критеріїв таблиця 5.7 [32].

Таблиця 5.7 – Конструктивно-технологічні критерії вибору типу УСВ

Критерії вибору	Тип УСВ				
	УСВ 120 (160)	У С В 20 0	С О 45 0	Star ke 240	СВ У- В-6
1	2	3	4	5	6
1. По несучої здатності палі					
До 67 т	+ (+)	+	+	-	+
Від 67 до 100 т	+ (+)	+	+	-	-
Від 100 до 133 т	- (+)	+	+	-	-
Від 133 до 167 т	- (-)	+	+	-	-
Від 167 до 200 т	-	-	-	+	-
2. По довжині елемента, що занурюється без стику					
До 14 м	+ (+)	+	+	+	+
Більш 14 м	+ (+)	+	+	-	-
3. По перерізу елемента, що занурюється					
До 40 см	+ (+)	+	+	+	+
До 45 см	- (-)	-	+	+	+
Від 40 до 120 см	- (-)	-	-	-	+
4. За обмеженості площадки					
Відстань від центру крайній палі до існуючих конструкцій - 0,8 м, зусилля вдавнення до 80 т	- (-)	-	-	-	-
1,2 м – до 80 т	+ (+)	+	-	+	+
1,2 м – до 87 т	+ (+)	+	-	+	-

1,5 м – більш 90 т	- (-)	+	+	+	-
1,5 м – більш 160 т	- (-)	+	+	+	-
3,5 м – до 120 т	+ (+)	+	+	+	-
3,5 м – до 160 т	- (+)	+	+	+	-
5. По ширині і висоті під'їзних шляхів на об'єкт					
До 7,0x5,0 м	-	+	+	-	-
Більш 7,0x5,0 м	+	+	+	+	+

З урахуванням вищевикладених характеристик установок для вдавнення паль, рекомендується застосовувати установки типу УВТ 200 / СО 450, так як вони мають меншу масу і габарити в порівнянні з іншими установками, що дає їм значну перевагу в умовах щільної міської забудови, до того ж, їх конструктивно -технологічні параметри дозволяють використовувати їх в даному проєкті будівництва.

5.4 Комп'ютерне моделювання пального фундаменту висотних будівель на просадних ґрунтах з урахуванням негативного тертя і умов занурення

В даному розділі проведено аналіз розрахункових вдавлюючих навантажень, що допускаються на палі, влаштовані різними технологіями занурення.

Для аналізу і порівняння показників вдавнення було обрано такі технології спорудження паль:

- ✓ занурення паль із застосуванням дизель-молота (забивна);
- ✓ занурення забиванням в попередньо пробурені лідерні свердловини при діаметрі палі рівному стороні квадратної палі;
- ✓ віброзанурення паль;

✓ вдавнення палі.

Для підрахунків була використана розрахункова програма «StatPile».

Програма «StatPile» призначена для визначення несучої здатності і розрахункового навантаження, що допускається на палю за навколосвайному ґрунту відповідно ДБН В.2.1-10-2009 «Пальові фундаменти».

Програма розраховує палі всіх видів постійного перетину, для всіх будівель і споруд, крім палі використовуваних в фундаментах опор мостів, шляхопроводів і ліній опор повітряних електропередач.

Розрахунок палі виконується як на вдавлююче, так і на висмикуюче навантаження. При необхідності враховується негативний тертя навколосвайного ґрунту від осідання ґрунту від зовнішнього навантаження, або від впливу просадних ґрунтів. Одночасно можна вважати до ста палі в різних геологічних умовах.

Для аналізу технологій прийнята паля з перетином 0,4x0,4 м, зовнішній периметр перетину 1,6 м, площа обпирання на ґрунт 0,16 м², довжина палі 14 м.

Розрахунок виконується відповідно ДБН В.2.1-10-2009 "Пальові фундаменти". Розрахунок палі виробляється на вдавлюювання відповідно п.3.10 п.4.2 Негативне тертя, що виникає в ґрунтах, враховується відповідно до розділу 8.

Паля розраховується по геологічній колонці скв-3, представленої такими геологічними елементами (таблиця 5.8):

Таблиця 5.8 – Геологічні умови

<i>Позначення геологічного елемента</i>	<i>Характеристики геологічного елемента</i>
ІГЕ-2	Супісь лесова показник консистенції $IL = -1.870$ коефіцієнт пористості $e = 0.890$ число пластичності $Ip = 0.060$

<i>Позначення геологічного елементу</i>	<i>Характеристики геологічного елементу</i>
ІГЕ -3	<p>розрахункове значення питомої ваги $g = 15.100 \text{ кН/м}^3$ розрахункове значення питомого зчеплення $c = 16.000 \text{ кПа}$ розрахункове значення кута внутрішнього тертя $f = 26.000$ град.</p> <p>Супісь лесова показник консистенції $IL = -2.840$ коефіцієнт пористості $e = 0.750$ число пластичності $Ip = 0.050$</p> <p>розрахункове значення питомої ваги $g = 16.100 \text{ кН/м}^3$ розрахункове значення питомого зчеплення $c = 18.000 \text{ кПа}$ розрахункове значення кута внутрішнього тертя $f = 26.000$ град.</p>
ІГЕ -4	<p>Суглинок лесовий показник консистенції $IL = -1.230$ коефіцієнт пористості $e = 0.610$</p> <p>розрахункове значення питомої ваги $g = 1.790 \text{ кН/м}^3$ розрахункове значення питомого зчеплення $c = 28.000 \text{ кПа}$ розрахункове значення кута внутрішнього тертя $f = 26.000$ град.</p>
ІГЕ -5	<p>Супісь лесова показник консистенції $IL = -2.600$ коефіцієнт пористості $e = 0.710$ число пластичності $Ip = 0.050$</p> <p>розрахункове значення питомої ваги $g = 16.700 \text{ кН/м}^3$ розрахункове значення питомого зчеплення $c = 16.000 \text{ кПа}$</p>

<i>Позначення геологічного елемента</i>	<i>Характеристики геологічного елемента</i>
ІГЕ -5sat	<p>розрахункове значення кута внутрішнього тертя $f = 26.000$ град.</p> <p>супісь лесова</p> <p>показник консистенції $IL = 1.100$</p> <p>коефіцієнт пористості $e = 0.710$</p> <p>число пластичності $Ip = 0.050$</p>
ІГЕ -6	<p>Суглинок лесовий</p> <p>показник консистенції $IL = 0.550$</p> <p>коефіцієнт пористості $e = 0.690$</p> <p>супісь лесова</p>
ІГЕ -7	<p>показник консистенції $IL = 0.380$</p> <p>коефіцієнт пористості $e = 0.620$</p> <p>число пластичності $Ip = 0.070$</p>
ІГЕ -8	<p>суглинок лесовий</p> <p>показник консистенції $IL = 0.060$</p> <p>коефіцієнт пористості $e = 0.690$</p>
ІГЕ -9	<p>суглинок лесовий</p> <p>показник консистенції $IL = 0.150$</p> <p>коефіцієнт пористості $e = 0.630$</p>

Геологічна колонка складена просадними ґрунтами II типу.

Осідання ґрунту від власної ваги складає 10.200 см

Параметри геологічної колонки представлені в таблиці 5.9.

Таблиця 5.9 – Геологічна колонка

Позначення геологічного елемента	Товщина, м
ІГЕ-2	2.000
ІГЕ -3	1.300
ІГЕ -4	4.200
ІГЕ -5	2.100
ІГЕ -5sat	2.400
ІГЕ -6	3.200
ІГЕ -7	0.400
ІГЕ -8	1.700
ІГЕ -9	0.500

Опорним шаром для нижнього кінця палі є супесчано-суглинні ґрунти кори вивітрювання скельних порід ІГЕ-8,9.

Опорним шаром для нижнього кінця палі є супесчано-суглинні ґрунти кори вивітрювання скельних порід ІГЕ-8,9.

Несуча здатність F_d кН (тс), висячої забивний палі і палі-оболонки, занурюваної без виїмки ґрунту, що працюють на стискають навантаження, визначається як сума сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні за формулою 8 [30]:

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

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається $\gamma_c = 1$;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа (тс / м²), що приймається за табл.1;

A - площа обпирання на ґрунт палі, m^2 , що приймається відповідно до площі поперечного перерізу палі брутто або за площею поперечного перерізу камуфлетного розширення по його найбільшому діаметру, або за площею палі-оболонки нетто; u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа ($тс / м^2$), що приймається за табл.2;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

γ_{cR} , γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опору ґрунту і прийняті по табл. 3 [30].

5.5 Розрахунок вдавлюючого навантаження, що допускається на палю, влаштовану методом занурення з застосуванням дизель-молота

Визначення роботи ґрунту на бічній поверхні палі.

Ґрунтові основи розбиваються на однорідні ділянки товщиною не більше 2.000 м.

Паля працює на вдавлююче навантаження в межах глибини 14.700 м, з позначки 78.000 м до відмітки 63.300 м.

Результати розрахунків заносяться до таблиці 5.10.

Таблиця 5.10 - Робота ґрунту на бічній поверхні палі

Позначення геологічного елементу	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрахунковий опір, кН/м ²	Коеф. умови роботи	Несуча здатність, кН
ІГЕ-3	1.000	2.800	46.800	1.000	74.880

ІГЕ -4	2.000	4.300	53.900	1.000	172.480
ІГЕ -4	2.000	6.300	56.000	1.000	179.200
ІГЕ -4	0.500	7.550	56.000	1.000	44.800
ІГЕ -5	2.000	8.800	56.000	1.000	179.200
ІГЕ -5	0.100	9.850	56.000	1.000	8.960
ІГЕ -5sat	2.000	10.900	6.000	1.000	19.200
ІГЕ -5sat	0.400	12.100	6.000	1.000	3.840
ІГЕ -6	1.200	14.900	20.500	1.000	39.360
ІГЕ -7	0.400	15.700	31.200	1.000	19.968
ІГЕ -8	1.100	16.450	56.000	1.000	98.560
Загальна несуча здатність					906.048

Бічна поверхня палі сприймає негативне тертя від впливу просадних ґрунтів в межах глибини 1.300 м, з позначки 79.300 м до відмітки 78.000 м.

Негативними силами тертя називаються сили, що виникають на бічній поверхні палі при осіданні навоколосвайного ґрунту і спрямовані вертикально вниз, результати наведені у таблиці 5.11 [30].

Таблиця 5.11 - Негативні сили тертя що, виникають на бічній поверхні палі

Позначення геологічного елемента	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрахунковий опір, кН/м ²	Коеф. умов роботи	Негативне тертя, кН
ІГЕ-2	1.000	1.500	-23.733	1.000	-37.973
ІГЕ-3	0.300	2.150	-29.135	1.000	-13.985
Загальна величина негативного тертя					-51.958

Визначення роботи ґрунту під нижнім кінцем палі:

Розрахункова глибина закладення нижнього кінця палі 17.000 м.

Площа спірання на ґрунт 0.1600 м².

Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі 1.000.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі 7240.000 кН / м².

Несуча здатність палі по лезу 1158.400 кН.

Визначення несучої здатності палі

Коефіцієнт умов роботи палі 1.000.

Несуча здатність палі по вдавлюють навантаженні $F_d = 2064.448$ кН.

Визначення розрахункового навантаження, що допускається на палю

Коефіцієнт надійності 1.400.

При визначенні розрахункового навантаження, що допускається на палю, враховується негативний тертя від впливу просадних ґрунтів II типу.

Граничнодопустима осадка споруди, в фундаменті якого, використовується розраховується паля становить 8.000 см.

Осідання ґрунту від власної ваги по геологічній колонці становить 10.200 см.

Коефіцієнт умов роботи негативного тертя 0.378.

Сила негативного тертя $P = 51.958$ кН.

Розрахункова вдавлюють навантаження, що допускається на палю $N = 1454.956$ кН.

5.6 Розрахунок вдавлюючого навантаження

Розрахунок вдавлюючого навантаження, що допускається на палю, влаштовану методом забивання в попередньо пробурені лідерні свердловини при діаметрі палі рівному стороні квадратної палі

Визначення роботи ґрунту на бічній поверхні палі

Ґрунтові основи розбиваються на однорідні ділянки товщиною не більше 2.000 м.

Паля працює на вдавлюють навантаження в межах глибини 14.700 м, з позначки 78.000 м до відмітки 63.300 м.

Результати розрахунку наведені у таблиці 5.12.

Таблиця 5.12 - Робота ґрунту на бічній поверхні палі

<i>Позначення геологічного елемента</i>	<i>Товщина, м</i>	<i>Середня глибина закладання, м</i>	<i>Розрахунковий опір, кН/м²</i>	<i>Коеф. умови роботи</i>	<i>Несуча здатність, кН</i>
ПґЕ-3	1.000	2.800	46.800	0.500	37.440
ПґЕ -4	2.000	4.300	53.900	0.500	86.240
ПґЕ -4	2.000	6.300	56.000	0.500	89.600
ПґЕ -4	0.500	7.550	56.000	0.500	22.400
ПґЕ -5	2.000	8.800	56.000	0.500	89.600
ПґЕ -5	0.100	9.850	56.000	0.500	4.480
ПґЕ-5sat	2.000	10.900	6.000	0.500	9.600
ПґЕ -5sat	0.400	12.100	6.000	0.500	1.920
ПґЕ -6	2.000	13.300	20.500	0.500	32.800
ПґЕ -6	1.200	14.900	20.500	0.500	19.680
ПґЕ -7	0.400	15.700	31.200	0.500	9.984
ПґЕ -8	1.100	16.450	56.000	0.500	49.280
Загальна несуча здатність					453.024

Бічна поверхня палі сприймає негативний тортя від впливу просадних ґрунтів в межах глибини 1.300 м, з позначки 79.300 м до відмітки 78.000 м, результати наведені у таблиці 5.13.

Таблиця 5.13 - Негативні сили тертя що, виникають на бічній поверхні палі

Позначення геологічного елементу	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрахунковий опір, кН/м ²	Коеф. умов роботи	Негативне тертя, кН
ІГЕ-2	1.000	1.500	-23.733	0.500	-18.986
ІГЕ-3	0.300	2.150	-29.135	0.500	-6.993
Загальна величина негативного тертя					-25.979

Визначення роботи ґрунту під нижнім кінцем палі:

Розрахункова глибина закладення нижнього кінця палі 17.000 м.

Площа спірання на ґрунт 0.1600 м².

Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі 1.000.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі 7240.000 кН / м².

Несуча здатність палі по лезу 1158.400 кН.

Визначення несучої здатності палі

Коефіцієнт умов роботи палі 1.000.

Несуча здатність палі по вдавлюють навантаженні $F_d = 1611.424$ кН.

Визначення розрахункового навантаження, що допускається на палю

Коефіцієнт надійності 1.400.

При визначенні розрахункового навантаження, що допускається на палю, враховується негативний тертя від впливу просадних ґрунтів II типу.

Граничнодопустима осадка споруди, в фундаменті якого, використовується розраховується паля становить 8.000 см.

Осідання ґрунту від власної ваги по геологічній колонці становить 10.200 см.

Коефіцієнт умов роботи негативного тертя 0.378.

Сила негативного тертя $P = 25.979$ кН.

Розрахункова вдавлюють навантаження, що допускається на палю
 $N = 1141.192 \text{ кН}$.

5.7 Розрахунок вдавлюють навантаження, що допускається на палю, влаштовану методом віброзанурення

Визначення роботи ґрунту на бічній поверхні палі:

Ґрунтові основи розбиваються на однорідні ділянки товщиною не більше 2.000 м.

Паля працює на вдавлюють навантаження в межах глибини 14.700 м, з позначки 78.000 м до відмітки 63.300 м.

Результати розрахунку наведені у таблиці 5.14.

Таблиця 5.14 - Робота ґрунту на бічній поверхні палі

Позначення геологічного елементу	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрахунковий опір, кН/м ²	Коеф. умови роботи	Несуча здатність, кН
ІГЕ-3	1.000	2.800	46.800	1.000	74.880
ІГЕ -4	2.000	4.300	53.900	1.000	172.480
ІГЕ-4	2.000	6.300	56.000	1.000	179.200
ІГЕ-4	0.500	7.550	56.000	1.000	44.800
ІГЕ-5	2.000	8.800	56.000	1.000	179.200
ІГЕ-5	0.100	9.850	56.000	1.000	8.960
ІГЕ-5sat	2.000	10.900	6.000	0.900	17.280
ІГЕ-5sat	0.400	12.100	6.000	0.900	3.456

ІГЕ-6	2.000	13.300	20.500	0.900	59.040
ІГЕ-6	1.200	14.900	20.500	0.900	35.424
ІГЕ-7	0.400	15.700	31.200	0.924	18.451
ІГЕ-8	1.100	16.450	56.000	0.988	97.377
Загальна несуча здатність					890.548

Бічна поверхня палі сприймає негативний тертя від впливу просадних ґрунтів в межах глибини 1.300 м, з позначки 79.300 м до відмітки 78.000 м, результати наведені у таблиці 5.15.

Таблиця 5.15 – Негативні сили тертя що, виникають на бічній поверхні палі

Позначення геологічного елементу	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрахунковий опір, кН/м ²	Коеф. умов роботи	Негативне тертя, кН
ІГЕ-2	1.000	1.500	-23.733	1.000	-37.973
ІГЕ-3	0.300	2.150	-29.135	1.000	-13.985
Загальна величина негативного тертя					-51.958

Визначення роботи ґрунту під нижнім кінцем палі:

Розрахункова глибина закладання нижнього кінця палі 17.000 м.

Площа спірання на ґрунт 0.1600 м².

Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі 1.000.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі 7240.000 кН / м².

Несуча здатність палі по лезу 1158.400 кН.

Визначення несучої здатності палі

Коефіцієнт умов роботи палі 1.000.

Несуча здатність палі по вдавлюючому навантаженні $F_d = 2048.948$ кН.

Визначення розрахункового навантаження, що допускається на палю

Коефіцієнт надійності 1.400.

При визначенні розрахункового навантаження, що допускається на палю, враховується негативний тертя від впливу просадних ґрунтів II типу.

Граничнодопустима осадка споруди, в фундаменті якого, використовується розраховується паля становить 8.000 см

Осідання ґрунту від власної ваги по геологічній колонці становить 10.200 см.

Коефіцієнт умов роботи негативного тертя 0.378.

Сила негативного тертя $P = 51.958$ кН.

Розрахункове вдавлююче навантаження, що допускається на палю $N = 1443.885$ кН.

5.8 Розрахунок вдавлюють навантаження, що допускається на палю, влаштовану методом вдавнення

Визначення роботи ґрунту на бічній поверхні палі

Ґрунтові основи розбиваються на однорідні ділянки товщиною не більше 2.000 м.

Паля працює на вдавлююче навантаження в межах глибини 14.700 м, з позначки 78.000 м до відмітки 63.300 м.

Результати розрахунку наведені у таблиці 5.16.

Таблиця 5.16 - Робота ґрунту на бічній поверхні палі

Позначення геологічного елементу	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрахунковий опір, кН/м ²	Коеф. умови роботи	Несуча здатність, кН
ІГЕ-3	1.000	2.800	46.800	1.000	74.880

ІГЕ-4	2.000	4.300	53.900	1.000	172.480
ІГЕ-4	2.000	6.300	56.000	1.000	179.200
ІГЕ-4	0.500	7.550	56.000	1.000	44.800
ІГЕ-5	2.000	8.800	56.000	1.000	179.200
ІГЕ-5	0.100	9.850	56.000	1.000	8.960
ІГЕ-5sat	2.000	10.900	6.000	1.000	19.200
ІГЕ-5sat	0.400	12.100	6.000	1.000	3.840
ІГЕ-6	2.000	13.300	20.500	1.000	65.600
ІГЕ-6	1.200	14.900	20.500	1.000	39.360
ІГЕ-7	0.400	15.700	31.200	1.000	19.968
ІГЕ-8	1.100	16.450	56.000	1.000	98.560
Загальна несуча здатність					906.048

Бічна поверхня палі сприймає негативний тертя від впливу просадних ґрунтів в межах глибини 1.300 м, з позначки 79.300 м до відмітки 78.000 м, результати у таблиці 5.17.

Таблиця 5.17 - Негативні сили тертя що, виникають на бічній поверхні палі

Позначення геологічного елемента	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрахунковий опір, кН/м ²	Коеф. умов роботи	Негативне тертя, кН
ІГЕ-2	1.000	1.500	-23.733	1.000	-37.973
ІГЕ-3	0.300	2.150	-29.135	1.000	-13.985
Загальна величина негативного тертя					-51.958

Визначення роботи ґрунту під нижнім кінцем палі:

Розрахункова глибина закладення нижнього кінця палі 17.000 м.

Площа спірання на ґрунт 0.1600 м².

Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі 1.100.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі 7240.000 кН / м².

Несуча здатність палі по лезу 1274.240 кН.

Визначення несучої здатності палі

Коефіцієнт умов роботи палі 1.000.

Несуча здатність палі по вдавлюючому навантаженні $F_d = 2180.288$ кН.

Визначення розрахункового навантаження, що допускається на палю

Коефіцієнт надійності 1.400.

При визначенні розрахункового навантаження, що допускається на палю, враховується негативний тертя від впливу просадних ґрунтів II типу.

Граничнодопустима осадка споруди, в фундаменті якого, використовується розраховується паля становить 8.000 см

Осідання ґрунту від власної ваги по геологічній колонці становить 10.200 см

Коефіцієнт умов роботи негативного тертя 0.378.

Сила негативного тертя $P = 51.958$ кН.

Розрахункова вдавлююче навантаження, що допускається на палю $N = 1537.699$ кН.

5.9 Аналіз результатів розрахунків

За даними результатами розрахунку програми StatPile складена гістограма (рисунок 5.11), що відображає навантаження паль, улаштованих різними технологіями занурення.

	загальна несуча здатність, кН	загальна величина негативного тертя, кН	несуча здатність палі по лезу, кН	несуча здатність палі по вдавлюючому навантаженні, кН	розрахункове вдавлююче навантаження, кН
занурення палі дизель-молотом	906,048	-51,958	1158,4	2064,448	1545,956
забивання	453,024	-25,979	1158,4	1611,424	1141,192
віброзанурення	890,548	-51,98	1158,4	2048,948	1443,885
вдавлювання	906,048	-51,958	1274,24	2180,288	1538,699

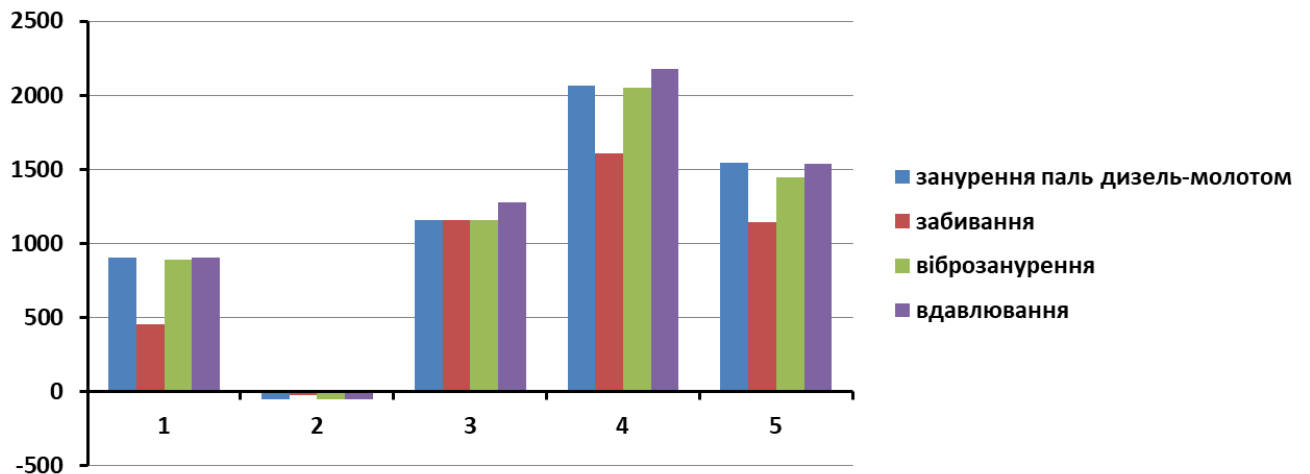


Рисунок 5.11 – Навантаження палі, улаштованих різними технологіями занурення: 1) загальна несуча здатність палі, кН; 2) загальна величина негативного тертя, кН; 3) несуча здатність палі по лезу, кН; 4) несуча здатність палі по вдавлюючому навантаженні, кН; 5) Розрахункова вдавлююче навантаження, що допускається на палю, кН

Як видно з гістограми на рисунку 5.11, в залежності від методів влаштування палі змінюються їх несучі здібності. Це обумовлено тим, що в розрахунку застосовуються різні коефіцієнти умов роботи ґрунту, прийняті відповідно до табл.3 ДБН В.2.1 10-2009 Основи та фундаменти споруд. [30].

Очевидно, що найбільшими показниками несучої здатності мають палі, влаштовані методом вдавнення, що підтверджує доцільність застосування саме цього методу, так як він є найбільш ефективним в даних умовах будівництва.

Висновки до розділу 5

1. Обґрунтовано застосування пального фундаменту для висотного будівництва в умовах щільної міської забудови.

2. Розглянуто методи влаштування паль різними способами і проведено аналіз їх якісних характеристик.

3. Встановлено, що палі, що занурюються вдавненням, визнані найбільш надійними, технологічними і ефективними при влаштуванні фундаментів в умовах обмеженого простору.

4. Наведено технічні параметри установок вдавлювання.

5. До застосування в проєкті рекомендована установка типу УВТ 200/СО 450.

6. Розраховані несучі здатності паль, улаштованих 4 методами, на вдавлююче навантаження в ґрунтах II типу з урахуванням негативного тертя і умов занурення.

2. Високі показники несучої здатності паль, улаштованих методом вдавнення дозволяють зробити висновок, що цей метод є найбільш ефективним.

3. Вдавлювання паль - найбільш раціональний і економічно вигідний метод занурення паль в умовах щільної забудови, в історичних містах, поблизу старих і аварійних споруд, в зсувних зонах і в інших місцях де заборонено занурювати палі ударним методом через неприпустимість динамічних і шумових впливів.

РОЗДІЛ 6. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Для підрахунків економічних показників вище наведених технологій була використана розрахункова програма комплексу «Автоматизований випуск кошторисів» - ПК АВК-5.

Програмний комплекс «ПК АВК-5» призначений для автоматизації розрахунку кошторисної документації за однорівневою методикою ціноутворення, відповідно до вимог ДБН Д.1.1-1-2000, на всіх етапах її формування: інвесторської документація; договірна ціна; взаєморозрахунки за виконані роботи.

Інвесторська кошторисна документація складена в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси станом на 18.10.2020 р.

Тарифні сітки наведені у табл. 6.1:

Таблиці 6.1 – Тарифні сітки для розрахунку кошторису

Найменування тарифної сітки	Норма тривалості робочого часу, люд.-год.	Середньомісячна заробітна плата, грн.	Середній розряд робіт
Будівельні, монтажні та ремонтні роботи	166,08	8527,62	3,8

Всього по зведеному кошторисному **69219,417 тис.грн.**

розрахунку:

в тому числі:

вартість будівельних робіт 61513,255 тис.грн.

Кошторисна трудомісткість 333,96408 тис.люд.г.

Кошторисна заробітна плата 19 574,952. тис. грн.

Кошторисну документацію дивись у додатку 1.

6.1. Розрахунок економічного ефекту

✓ Об'ємно-планувальні показники проекту будівлі:

1. Площа забудови $S_{забуд} = 518 \text{ м}^2$;
2. Корисна площа будинку $S_{кор} = 3\,326 \text{ м}^2$;
3. Будівельний обсяг будинку $V = 15\,229 \text{ (м}^3\text{)}$.

✓ Показники кошторисної вартості проекту будівлі:

Вартість будівлі (договірна ціна): $D_{ц} = 109855,836 \text{ тис. грн.}$

Вартість 1 м^2 корисної площі будівлі (в частині БМР):

$$D_{ц} / S_{кор} = 109855,836 / 3326 = 33029 \text{ грн./м}^2.$$

Вартість 1 м^3 будівельного об'єму будівлі (в части СМР)

$$D_{ц} / V = 109855,836 / 15299 = 7181 \text{ грн/м}^3.$$

Кошторисний прибуток – $7046,518 \text{ тис. грн.}$

Рентабельність (за кошторисом) $P_{кошт} = (P_{кошт}/V_{заг.кошт} - P_{кошт}) \times 100\%$, грн.

де $P_{кошт}$ – кошторисний прибуток, тис. грн., $V_{заг.кошт}$ – загальна кошторисна вартість, тис. грн.

Таким чином, рентабельність становить:

$$P_{кошт} = (7046,518 / 69219,417 - 7046,518) \times 100\% = 11,33 \%$$

Економічний ефект від скорочення термінів будівництва визначається за формулою:

$$E_{ст} = D_{ц} \times E_{н} \times (T_{н} - T_{п}),$$

де $D_{ц} = 109855,836 \text{ тис. грн.}$ – договірна ціна;

$E_{н} = 0,15$ – очікувана ефективність будівництва;

$T_{н} = 12 \text{ міс.} = 1,0 \text{ рік}$ – нормативна тривалість будівництва.

$T_{п} = 9 \text{ міс} = 0,75 \text{ року}$ – проектна тривалість будівництва.

$$E_{ф} = 109855,836 \times 0,15 \times (1,0 - 0,75) = 4119,6 \text{ тис. грн.}$$

Економічний ефект від скорочення загальновиробничих витрат визначається за формулою:

$$E_{зт} = T_n \times B_{зв} \times (1 - T_p / T_n),$$

де $B_{зв} = 7706,162$ тис. грн – загальновиробничі витрати (додаток 1)

$$E_{зт} = 1 \times 7706,162 \times (1 - 0,75/1) = 1926,54 \text{ тис. грн.}$$

Загальний економічний ефект:

$$E = E_{ф} + E_{зт} = 4119,6 + 1926,54 = 6046,14 \text{ тис. грн.}$$

Висновки по розділу 6

У економічному розділі розглянуто види проектно-кошторисної документації, наведені об'ємно-планувальні показники, виконано зведення техніко-економічних показників будівництва та виконано розрахунок економічного ефекту, який склав 6046.14 тис. грн. Економічний ефект отримано за рахунок скорочення термінів будівництва та від скорочення загальновиробничих витрат.

ВИСНОВКИ

В ході виконання класифікаційної роботи за темою: «Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови» було виконано та отримані наступні результати.

Проект будівлі розроблено на основі будівельних рішень, технічної документації, матеріалів відповідно до вимог чинних нормативних документів.

В дипломній роботі проєкт будівлі 8-ми поверховий з цокольним поверхом, з поздовжніми несучими стінами із силікатної цегли. Перекриття виконані з залізобетонних пустот, запроектована плита типа 2Т та сходовий марш, пальова основа з монолітним залізобетонним ростверком під стіни.

В роботі, згідно теми, у західній частині першого поверху знаходиться грошове сховище. Розглянуті основні технічні характеристики панелей, що призначені для зводу спеціалізованих банківських приміщень, наведені основні критерії протистояння впливу зброї і абсолютна зламостійкість до банківських сховищ при будівництві, представлена детальна розробка параметрів грошового сховища.

Вивчено практичний досвід застосування паль, що занурюються різними методами, проведено аналіз їх якісних характеристик.

Встановлено, що палі, які занурюються вдавненням, визнані найбільш надійними, технологічними і ефективними при влаштуванні фундаментів в умовах обмеженого простору. Цей метод надає найменший негативний вплив на ґрунт і відповідно існуючу забудову. Метод вдавнення паль має ряд переваг, які обґрунтовують доцільність їх застосування.

На основі аналізу класифікації установок вдавлювання до застосування в даних умовах рекомендовано використовувати установки типу УВТ 200/СО 450, так як вони мають меншу масу і габарити в порівнянні з іншими установками, що дає їм значну перевагу в умовах щільної міської

забудови, до того ж, їх конструктивно-технологічні параметри дозволяють використовувати їх в даному проєкті будівництва.

Розраховані несучі здатності паль, улаштованих 4 методами, на вдавлююче навантаження в ґрунтах II типу з урахуванням негативного тертя і умов занурення.

Високі показники несучої здатності паль, улаштованих методом вдавнення дозволяють зробити висновок, що цей метод є найбільш ефективним.

У будівлі банку запроєктовано грошове сховище, яке знаходиться в західній частині першого поверху. У роботі представлена детальна розробка параметрів і конструкцій сховища. Всі параметри грошового сховища відповідають сучасним технологіям і заходам щодо забезпечення абсолютної взломостійкості і кулінепробіваємості. Огороджувальні конструкції виконані з стійкої до злому оболонки з монолітного сталевібробетону з встановленими всередині двома металевими ґратами. Площа внутрішньої основи сховища $2,0 \text{ м}^2$, а висота $2,7 \text{ м}$.

Розроблено будівельний план зведення будинку та його календарний план. Будівництво займає 254 діб. Об'ємно-планувальні показники: площа забудови $S_{\text{забуд}} = 518 \text{ (м}^2\text{)}$; корисна площа будинку $S_{\text{кор}} = 3\,326 \text{ (м}^2\text{)}$; будівельний обсяг будинку $V = 15\,229 \text{ (м}^3\text{)}$.

Отримано економічний ефект отримано за рахунок скорочення термінів будівництва та від скорочення загальновиробничих витрат, який склав 6046.14 тис. грн.

Розраховані основні техніко-економічні показники будівництва, а так само виконані робочі креслення об'єкту, його елементів і послідовність їх спорудження.

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ

1. ДК 018-2000. Державний класифікатор будівель та споруд. – [чинний від 2001– 01 – 01]. – К. : Держстандарт, 2000. – 53 с.
2. ДБН В.2.2-9-2009 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – [чинний від 2010 – 07 – 01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 49 с.(на заміну [2.19]).
3. ВБН В.2.2-00032106-1-2001 Будинки і споруди. Проектування банків і банківських сховищ. – [чинний від 2001 – 06 - 01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 89 с. (не повний).
4. ДБН В.2.2-17:2006 Будинки і споруди. Доступність будинків і споруд для маломобільних груп населення. – [чинний від 2007 – 05 - 01]. – К.: Мінбуд України, 2007. – 21 с.
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. будівельна кліматологія.
6. ДБН В.2.2-9-99 Суспільні будинки й спорудження.
7. ДБН В.2.2-9:2018 Громадські будинки та споруди. Основні положення.
8. ДБН В.1.1.7–2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
9. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування.
10. СНиП 2.03.13-88. Підлоги.
11. ДБН В.2.5-64:2012 Внутрішній водопровід та каналізація. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво.
12. ВНП 001-95. Норми проектування.
13. ДБН В.2.5-67:2013, Часть 5 и Приложение 22 заменены на ДБН В.2.5-56:2014.
14. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення.
15. ГОСТ Р 51113-97 Засоби захисні банківські. Вимоги по стійкості до злому і методи випробувань.

16. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель.
17. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія.
18. ДСТУ Б В.2.7-80: 2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови.
19. Шашенко О.М. Пустовойтенко В.П., Хозяйкіна Н.В. Механіка ґрунтів: навчальний посібник. К.: Новий друк, 2009. – 208 с.
20. ДСТУ-Н Б.В.1.1.-27-2010 Архітектурно-будівельного кліматичного районування території України.
21. ДБН В.2.1 10-2009 Основи та фундаменти споруд.
22. ДБН В.1.2-2: 2006 Атмосферні навантаження.
23. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливу. Норми проектування. Зміна № 1.
24. ДБН В.2.6-33:2018 Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування.
25. Е2-2 Вип. 2. Гідромеханізовані земляні роботи.
26. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва.
27. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
28. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві
29. ДБН В.2.1 10-2009 Основи та фундаменти споруд.
30. Маилян, Л.Р. Справочник современного строителя / Под общей редакцией Л.Р. Маиляна. – Ростов н/Д.: Феникс, 2004. – 544 с.
31. Верстов В.В., Гайдо А.Н. Технология устройства свайных фундаментов: Учебное пособие. СПб: СПбГАСУ, 2010. – 180 с.
32. Методичні рекомендації до виконання та захисту кваліфікаційної роботи магістрів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія / О.В. Халимендик, В.Є. Волкова, С.М. Гапєєв, Р.М. Терещук, О.Є. Нечитайло, К.В. Кравченко, Г.П. Іванова. – Дніпро: НТУ «Дніпровська політехніка», 2019. – 46 с.

ДОДАТОК 1**ПРОЄКТНО-КОШТОРИСНА ДОКУМЕНТАЦІЯ ПРОЄКТУ БУДІВЛІ**

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА**Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови**

Будівництво розташоване на території області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Будівельні роботи. ДСТУ Б Д.2.2 - 2012;
- Будівельні матеріали, вироби і конструкції;

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Мінрегіонбуду України .

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка Б до ДСТУ-Н Б Д.1.1-3-2013.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

1.	Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15 = 1), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11	0,95000	%
2.	Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (К = 0,9), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26	0,45000	%
3.	Показник ліміту коштів на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	2,50	%
4.	Показник для визначення вартості проектних робіт, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	4,07	%
5	Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у ..		
6.	Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	1,101	
7.	Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	20,00	грн./люд.-г
8.	Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	1,79	грн./люд.-г

Загальна кошторисна трудомісткість

352,32591 тис.люд.-г

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах

303,783 тис.люд.-г

Загальна кошторисна заробітна плата

19574,952 тис.грн.

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості (при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,08 люд.-г та розряді робіт 3,8)

8527,52 грн.

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:	109855,836	тис.грн.
у тому числі:		
будівельні роботи -	86082,088	тис.грн.
вартість устаткування -	-	тис.грн.
інші витрати -	5464,442	тис.грн.
податок на додану вартість -	18309,306	тис.грн.

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Склав:

Чоринй С.А.

Перевірів:

доц. Вигодін М.О.

Замовник

(назва організації)

Підрядник

*(назва організації)***ДОГОВІРНА ЦІНА**

на будівництво **Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови**, що здійснюється в 2020 році

Вид договірної ціни: тверда.

Визначена згідно з ДСТУ Б Д.1.1-1-2013

Складена в поточних цінах станом на 16 жовтня 2020 р.

№ п/п	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість , тис. грн.		
			всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1		Прямі витрати, в тому числі	61513,25537	61513,25537	-
	Розрахунок N1	Заробітна плата	5598,288	5598,288	-
	Розрахунок N2	Вартість матеріальних ресурсів	5258,89747	5258,89747	-
	Розрахунок N3	Вартість експлуатації будівельних машин і механізмів	50656,0699	50656,0699	-
2	Розрахунок N4	Загальновиробничі витрати	7706,1624	7706,1624	-
3	Розрахунок N5	Витрати на зведення (пристосування) та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд в т.ч. зворотні суми	657,58447	657,58447	-
4	Розрахунок N6	Кошти на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (на обсяги робіт, що плануються до виконання у зимовий період)	98,63767	98,63767	-
5	Розрахунок N7	Кошти на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у літній період (на обсяги робіт, що плануються до виконання у літній період)	314,44651	314,44651	-
6	Розрахунок N8	Інші супутні витрати	-	-	-
		Разом	4715,88268	-	4715,88268
7	Розрахунок N9	Прибуток	74907,33143	70191,44875	4715,88268
8	Розрахунок N10	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	7046,5182	7046,5182	-
			630,66338	-	630,66338

1	2	3	4	5	6
9	Розрахунок N11	Кошти на покриття ризику	1872,68329	1754,78622	117,89707
10	Розрахунок N12	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	7089,33632	7089,33632	-
		Разом (пп. 1-10)	91546,53262	86082,08949	5464,44313
11	Розрахунок N13	Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (без ПДВ)	-	-	-
		Разом договірна ціна крім ПДВ	91546,53262	86082,08949	5464,44313
12		Податок на додану вартість	18309,30652	-	18309,30652
		Всього договірна ціна	109855,83914		
		в т.ч. зворотні суми:			
		-від розбирання тимчасових будівель і споруд крім ПДВ	98,63767		
		-податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	19,72753		
		-від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	118,3652		

Керівник підприємства
(організації) замовника

Керівник генеральної
підрядної організації

(назва організації, що затверджує)

ЗатвердженоЗведений кошторисний розрахунок у сумі 109855,836 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 98,638 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " _____ 20 р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №**Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови**

Складений в поточних цінах станом на 16 жовтня 2020 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	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
1	2-1	Глава 2. Об'єкти основного призначення Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови	69219,417	-	-	69219,417
		Разом по главі 2:	69219,417	-	-	69219,417
		Разом по главах 1-7:	69219,417	-	-	69219,417
2	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених проектом (робочим проектом)	657,584	-	-	657,584
		Разом по главі 8:	657,584	-	-	657,584
		Разом по главах 1-8:	69877,001	-	-	69877,001

1	2	3	4	5	6	7
3	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (0,5Х0,9)%	314,447	-	-	314,447
		Разом по главі 9:	314,447	-	-	314,447
		Разом по главах 1-9:	70191,448	-	-	70191,448
4	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	1754,786	1754,786
		Разом по главі 10:	-	-	1754,786	1754,786
5	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд Вартість проектних робіт	-	-	2856,090	2856,090
6	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 53	Вартість експертизи проектної документації (К=1,1)	-	-	105,006	105,006
7	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 54	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
		Разом по главі 12:	-	-	2961,096	2961,096
		Разом по главах 1-12:	70191,448	-	4715,882	74907,330
		Кошторисний прибуток (П)	7046,518	-	-	7046,518
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)	-	-	630,663	630,663
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	1754,786	-	117,897	1872,683
	Розрахунок N П-131	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (I)	7089,336	-	-	7089,336
	Розрахунок N П-145	Разом	86082,088	-	5464,442	91546,530
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Податок на додану вартість	-	-	18309,306	18309,306
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	86082,088	-	23773,748	109855,836

1	2	3	4	5	6	7
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	98,638
	ДСТУ Б Д.1.1- 1:2013 п.5.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд(15 %)	-	-	-	98,638

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК № П122

Кошторисна вартість проектних робіт**1. Вихідні дані**

п.1.1. Вартість будівельних робіт, що виконуються згідно з главами 1-9 ЗКР, тис. грн.:

П23 = 70191,448;

п.1.2. Параметр, що визначає належність об'єкту будівництва: ПО=1 - об'єкти невиробничого призначення; ПО=2 - об'єкти мережі енергопостачання; ПО=3 - об'єкти мережі ВК, тепло та газопостачання; ПО=4 - автомобільні дороги загального користування; ПО=5 - мости, шляхопроводи, транспортні розв'язки, естакади тощо в складі доріг загального користування; ПО=6 - міські дороги, мости, шляхопроводи, естакади тощо; ПО=7 - об'єкти виробничого призначення; ПО=8 - об'єкти телекомунікаційних мереж загального користування, спеціальних телекомунікаційних мереж, відомчих телекомунікаційних технологічних мереж, центри оброблення даних, центри управління телекомунікаційними мережами:

ПО = 1;

п.1.3. Клас наслідків (відповідальності) об'єкта будівництва (для СС1 - 1, для СС2 - 2, для СС3 - 3)

КСС = 3;

п.1.4. Корируючий коефіцієнт:

ИНП122 = 1;

2. Розрахунок

п.2.1. Розрахункова база, тис.грн.:

= п1.1. = 70191,448;

п.2.2. Початкова гранична таблична розрахункова база, тис. грн.:

= 50000;

п.2.3. Кінцева гранична таблична розрахункова база, тис. грн.:

= 100000;

п.2.4. Початковий граничний табличний відсотковий показник вартості проектних робіт, %:

= 4,4;

п.2.5. Кінцевий граничний табличний відсотковий показник вартості проектних робіт, %:

= 3,58;

п.2.6. Розрахунковий відсотковий показник вартості проектних робіт, %:

= п2.4 - п2.5) X (п2.1 - п2.2) : (п2.3 - п2.2) = 4,4 - (4,4 - 3,58) X (70191,448 - 50000) : (100000 - 50000) = 4,069;

п.2.7. Кошторисна вартість проектних робіт, тис.грн.:

= п2.1 X п2.6 : 100 X п1.4 = 70191,448 X 4,069 : 100 X 1 = 2856,09;

Примітка:

Табличні показники прийняти згідно ДСТУ Б.Д.1.1-7:2013, Додаток А, що затверджений Наказом Мінрегіонбуда №374 від 08.08.2013 з урахуванням Зміни №1, №2 і №3.

КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК № П130

Кошторисний прибуток**1. Вихідні дані**

п.1.1. Показник розміру кошторисного прибутку, грн./люд.-г:

$$\text{ПКТ} = 20;$$

п.1.2. Загальна кошторисна трудомісткість, тис.люд.-г:

$$\text{П73} = 352,32591;$$

п.1.3. Загальна трудомісткість у виготовленні ресурсів власними силами, тис. люд-год.:

$$\text{П731И} = 0;$$

п.1.4. Прямі витрати по об'єктах глав 1-9, тис. грн.

$$\text{П21} = 61513,255;$$

п.1.5. Загальновиробничі витрати - всього, тис. грн.

$$\text{П744} = 7706,162;$$

2. Розрахунок

п.2.1. Сумарний розмір кошторисного прибутку:

$$= \text{п.1.1} \times (\text{п.1.2} + \text{п.1.3}) \times \text{ИНП130} = 20 \times (352,32591 + 0) \times 1 = 7046,518;$$

п.2.2. Сумарна вартість прямих і загальновиробничих витрат, тис.грн

$$= \text{п1.4} + \text{п1.5} = 61513,255 + 7706,162 = 69219,417;$$

п.2.3. Контрольне максимально допустиме значення прибутку (15% від вартості прямих і загальновиробничих витрат будівництва), тис.грн

$$= \text{п2.2} \times 0,15 = 69219,417 \times 0,15 = 10382,91255;$$

п.2.4. Співвідношення кошторисного прибутку від трудовитрат з контрольним максимально допустимим значенням прибутку

$$= \text{п2.1} : \text{п2.3} = 7046,518 : 10382,91255 = 0,67866487;$$

п.2.5. Параметр, керуючий вибором числового значення прибутку

$$= \text{Ц}(\text{п2.4}) = \text{Ц}(0,67866487) = 0;$$

п.2.6. Сумарний кошторисний прибуток, прийнятий до розрахунку, тис. грн.

$$= \text{п2.1} \times \text{W}(\text{п2.5}) + \text{п2.3} \times \text{V}(\text{п2.5}) = 7046,518 \times \text{W}(0) + 10382,91255 \times \text{V}(0) = 7046,518;$$

КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК № П147

Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій

1. Вихідні дані

п.1.1. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, грн./люд.-г:

$$A1471 = 1,79;$$

п.1.2. Загальна кошторисна трудомісткість, тис.люд.-г:

$$П73 = 352,32591;$$

2. Розрахунок

п.2.1. Сумарний розмір коштів на покриття адміністративних витрат будівельних організацій:

$$= \text{п.1.1} \times \text{п.1.2} \times \text{ИНП147} = 1,79 \times 352,32591 \times 1 = 630,663.$$

ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови

Кошторисна вартість об`єкта 69219,417 тис.грн.
 Кошторисна трудомісткість 333,96408 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 19574,952 тис.грн.
 Вимірник одиничної вартості
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 16 жовтня 2020 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2-1-1	на Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови	69219,417	-	69219,417	333,96408	19574,952	-
		Всього:	69219,417	-	69219,417	333,96408	19574,952	-

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту)

[підпис, (ініціали, прізвище)]

Начальник відділу

[підпис, (ініціали, прізвище)]

Склав

[підпис, (ініціали, прізвище)]

Чорині С.А.

Перевірив

[підпис, (ініціали, прізвище)]

доц. Вигодін М.О.

ВІДОМІСТЬ ТРУДОМІСТКОСТІ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ
до об'єктного кошторису № 2-1

Номери локальних кошторисів	Найменування локальних кошторисів	Робітники-будівельники	Робітники-монтажники	Робітники, зайняті на керуванні та обслуговуванні машин	Роботи по перевезенню ґрунту і будівельного сміття	Пусконаладжувальний персонал	Разом прями витрати	Загально-виробничі витрати	Разом кошторисні витрати
		Трудовісткість, тис. люд.-год.							
		Заробітна плата, тис. грн.							
1	2	3/4	5/6	7/8	9/10	11/12	13/14	15/16	17/18
2-1-1	Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови	<u>122,00025</u> 5598,286	<u>-</u> -	<u>181,78317</u> 11518,164	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>303,78342</u> 17116,45	<u>30,18066</u> 2458,502	<u>333,96408</u> 19574,952
	Разом :	<u>122,00025</u> 5598,286	<u>-</u> -	<u>181,78317</u> 11518,164	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>303,78342</u> 17116,45	<u>30,18066</u> 2458,502	<u>333,96408</u> 19574,952

Склав _____ Чорині С.А.

Перевірів _____ доц. Вигодін М.О.

Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови
рч

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1
на Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови
Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 69219,417 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 333,96408 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 19574,952 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,8 розряд

Складений в поточних цінах станом на "16 жовтня" 2020 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього заробітної плати	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
										на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Розділ 1. Земляні роботи (нульовий цикл)											
1	E1-30-2	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] за 1 прохід	1000м2	410,3	<u>165,63</u>	<u>165,63</u>	67958	-	<u>67958</u>	-	-
2	E1-30-2	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] за 1 прохід	1000м2	410,3	<u>165,63</u>	<u>165,63</u>	67958	-	<u>67958</u>	0,5148	211,22
3	E1-24-6	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2	1000м3	410,3	<u>4917,91</u>	<u>4917,91</u>	2017818	-	<u>2017818</u>	-	-
4	E1-17-8	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2	1000м3	1513	<u>21450,80</u> 709,35	<u>20717,52</u> 4588,49	32455060	1073247	<u>31345608</u> 6942385	16,73 70,9322	<u>25312,49</u> 107320,42

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	E1-12-8	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2	1000м3	710	<u>14682,59</u> 640,24	<u>14042,35</u> 3149,10	10424639	454570	<u>9970069</u> 2235861	<u>15,1</u> 49,5431	<u>10721</u> 35175,6
6	E1-87-2	Планування дна і скосів виїмки грейдерами причіпними середнього типу, група ґрунтів 2	1000м2	644	<u>466,92</u> -	<u>466,92</u> 182,40	300696	-	<u>300696</u> 117466	<u>-</u> 3,0744	<u>-</u> 1979,91
7	E1-27-5	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	710	<u>4404,04</u> -	<u>4404,04</u> 938,38	3126868	-	<u>3126868</u> 666250	<u>-</u> 13,6884	<u>-</u> 9718,76
8	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	3550	<u>1660,87</u> 854,84	<u>806,03</u> 262,77	5896089	3034682	<u>2861407</u> 932834	<u>18,36</u> 5,1175	<u>65178</u> 18167,13
		Разом прямі витрати по розділу 1					54357086	4562499	<u>49758382</u> 11353695		<u>101211,49</u> 179055,94
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					54357086 36205 15916194 7091213 27466,21 2237384 61448299				
		Всього по розділу 1					61448299				
		Розділ 2. Будівельні роботи									
9	E5-2-8	Заглиблення дизель-молотом на екскаваторі залізобетонних паль довжиною до 16 м у ґрунти групи 2	м3	295	<u>2590,29</u> 234,43	<u>2229,67</u> 231,11	764136	69157	<u>657753</u> 68177	<u>4,51</u> 3,5518	<u>1330,45</u> 1047,78
10	& C1411-141-456	Палі залізобетонні	м3	300,9	<u>4670,91</u> -	<u>-</u> -	1405477	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
11	EH6-8-1	Улаштування опалубки [знизу] і підтримуючих її конструкцій для високих ростверків	100м2	0,62	<u>11099,41</u> 4720,91	<u>441,35</u> 122,54	6882	2927	<u>274</u> 76	<u>97,6</u> 1,9031	<u>60,51</u> 1,18
12	EH11-4-5	Улаштування гідроізоляції обмазувальної бітумною мастикою в один шар товщиною 2 мм	100м2	3,1	<u>4903,88</u> 1666,47	<u>4,79</u> 4,21	15202	5166	<u>15</u> 13	<u>31,7</u> 0,0777	<u>98,27</u> 0,24
13	EH8-5-2	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	1 м3	1401,3	<u>786,74</u> 395,60	<u>73,41</u> 32,06	1102459	554354	<u>102869</u> 44926	<u>8,08</u> 0,544	<u>11322,5</u> 762,31
14	C1422-11061	Цегла силікатна одинарна повнотіла, розміри 250x120x65 мм, марка М300	1000шт	89,683	<u>3954,24</u> -	<u>-</u> -	354628	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15	E7-11-1	Укладання перемичок масою від 0,3 до 0,7 т при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	3,89	<u>16354,31</u> 5632,78	<u>10441,27</u> 4086,99	63618	21912	<u>40617</u> 15898	<u>117,89</u> 72,5867	<u>458,59</u> 282,36
16	C1412-857	Перемички брускові, висота 65 мм, довжина до 2,0 м, ширина 120 мм, розрахункове навантаження 100 кгс/м	м	778	<u>40,91</u> -	-	31828	-	-	-	-
17	E7-47-6	Установлення маршів-площадок масою більше 1 т	100шт	0,33	<u>61082,96</u> 28336,77	<u>30055,11</u> 12081,85	20157	9351	<u>9918</u> 3987	<u>558,25</u> 211,4387	<u>184,22</u> 69,77
18	C1418-8847	Сходові марші з чистою бетонною поверхнею під розрахункове навантаження 360 кгс/м2	м2	118,8	<u>692,28</u> -	-	82243	-	-	-	-
19	C1418-8849	Сходові площадки, товщина 13 см, з бетонною підлогою, що не потребує опорядження	м2	164,56	<u>567,67</u> -	-	93416	-	-	-	-
20	E7-45-6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	3,81	<u>53361,42</u> 17259,96	<u>18227,36</u> 6465,50	203307	65760	<u>69446</u> 24634	<u>332,05</u> 118,254	<u>1265,11</u> 450,55
21	C1414-7844	(Панелі)(плити) перекриттів багатопустотні, зведена товщина 11 см, довжина понад 3 до 6,6 м, ширина більше 1,4 м, маса до 5 т	м2	3429	<u>476,79</u> -	-	1634913	-	-	-	-
22	EH10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими блоками площею до 3 м2 з металопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	100м2	2,18	<u>6616,42</u> 6141,30	<u>450,01</u> 300,87	14424	13388	<u>981</u> 656	<u>113,35</u> 5,3966	<u>247,1</u> 11,76
23	& C123-1-111-1	Блоки віконні 2-х камерні металопластикові	м2	218	<u>2558,22</u> -	-	557692	-	-	-	-
24	EH10-28-3	Заповнення дверних прорізів готовими дверними блоками площею більше 3 м2 з металопластику у кам'яних стінах	100м2	3,26	<u>5528,55</u> 3074,84	<u>2433,99</u> 691,21	18023	10024	<u>7935</u> 2253	<u>59,88</u> 10,23	<u>195,21</u> 33,35
25	& C123-198-1113	Блоки дверні металопластикові	м2	3,26	<u>2866,82</u> -	-	9346	-	-	-	-
26	EH26-30-1	Улаштування пароізоляційного шару плоских поверхонь з плівки поліетиленової	10 м2	40,5	<u>437,09</u> 68,80	-	17702	2786	-	<u>1,44</u> -	<u>58,32</u> -
27	EH26-33-1	Теплоізоляція покриттів і перекриттів виробами з волокнистих і зернистих матеріалів "насухо"	1 м3	20,25	<u>862,13</u> 859,37	-	17458	17402	-	<u>16,93</u> -	<u>342,83</u> -
28	& C114-97-16	Плити теплоізоляційні з пінопласту полістирольного	м3	20,66	<u>2557,04</u> -	-	52828	-	-	-	-
29	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100м2	4,05	<u>5371,54</u> 1615,84	<u>1140,71</u> 385,93	21755	6544	<u>4620</u> 1563	<u>38,39</u> 6,4686	<u>155,48</u> 26,2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
30	E12-2-3	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній антисептованій мастиці із захисним шаром гравію на бітумній антисептованій мастиці	100м2	0,162	<u>17820,43</u> 2125,89	<u>591,39</u> 205,85	2887	344	<u>96</u> 33	<u>41,4</u> 3,4368	<u>6,71</u> 0,56	
31	C111-852	Руберойд покрівельний з крупнозернистою засипкою РКК-350Б	м2	162	<u>27,51</u> -	<u>-</u> -	4457	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
32	EH11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100м2	33,26	<u>5989,53</u> 2619,00	<u>63,70</u> 55,93	199212	87108	<u>2119</u> 1860	<u>56,25</u> 1,0323	<u>1870,88</u> 34,33	
33	EH11-33-1	Улаштування покриттів з мармурових плит, кількість плит на 1 м2 до 2 шт	100м2	0,42	<u>15822,82</u> 10719,92	<u>287,36</u> 197,53	6646	4502	<u>121</u> 83	<u>224,36</u> 3,6582	<u>94,23</u> 1,54	
34 & C111-768-12		Плити мармурові	м2	42	<u>3062,94</u> -	<u>-</u> -	128643	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
35	EH15-151-3	Фарбування вапняними розчинами по штукатурці стін всередині приміщень з підготуванням поверхонь	100м2	59,3	<u>876,45</u> 739,39	<u>0,68</u> 0,60	51973	43846	<u>40</u> 36	<u>14,91</u> 0,0111	<u>884,16</u> 0,66	
36	EH15-254-1	Оздоблювання стін рідкими шпалерами	100м2	19,2	<u>6608,45</u> 6150,57	<u>0,68</u> 0,60	126882	118091	<u>13</u> 12	<u>111,91</u> 0,0111	<u>2148,67</u> 0,21	
37 & C111-1648-12		Шпалери рідкі	т	0,66432	<u>135737,09</u> -	<u>-</u> -	90173	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
Разом прями витрати по розділу 2							7098367	1032662	<u>896817</u> 164207		<u>20723,24</u> 2722,8	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							7098367					

Всього по розділу 2							7711395					
Розділ 3. Відмостка												
38	EH27-17-1	Улаштування основи тротуарів із щебенево-піщаної суміші за товщини шару 12 см	100м2	1,6	<u>1722,52</u> 1153,25	<u>545,01</u> 163,59	2756	1845	<u>872</u> 262	<u>25</u> 2,771	<u>40</u> 4,43	
39 & C1421-9656-5-11-1		Суміш щебенево-піщана	м3	24,384	<u>1437,39</u> -	<u>-</u> -	35049	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
40	ЕН27-22-1	Улаштування асфальтобетонного покриття доріжок і тротуарів одношарових із литої асфальтобетонної суміші за товщини 3 см	100м2	1,6	<u>1685,35</u> 800,21	-	2697	1280	-	<u>15,95</u>	<u>25,52</u>
41	С1421-9835	Суміші асфальтобетонні гарячі і теплі [асфальтобетон щільний] (дорожні)(аеродромні), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип А, марка 1	т	11,424	<u>1514,37</u>	-	17300	-	-	-	-
		Разом прямі витрати по розділу 3					57802	3125	<u>872</u> 262		<u>65,52</u> 4,43
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					57802 53805 3387 1919 9,24 752 59721				
		Всього по розділу 3					59721				
		Разом прямі витрати по кошторису					61513255	5598286	<u>50656071</u> 11518164		<u>122000,25</u> 181783,17
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					61513255 5258898 17116450 7706162 30180,66 2458502 69219417				
		Всього по кошторису					69219417				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.					333964,08				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Кошторисна заробітна плата, грн.					19574952					

Склав _____ Чорний С.А.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів _____ доц. Вигодін М.О.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови

**Розрахунок загальновиборничих витрат до локального кошторису № 2-1-1
на Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових фундаментів в умовах щільної міської забудови**

Номер позиції л.к.	Шифр і номер позиції нормативу	Кількість	Нормативно-розрахункова кошторисна трудомісткість робіт, що передбачені в прямих витратах (робітників-будівельників та робітників, що обслуговують машини)	Усереднені коефіцієнти переходу від нормативно-розрахункової трудомісткості робіт, що передбачені в прямих витратах, до трудовитрат працівників, заробітна плата яких враховується в загальновиборничих витратах	Трудомісткість в загальновиборничих витратах	Усереднена вартість людиногодини працівників, заробітна плата яких враховується в загальновиборничих витратах	I блок. Заробітна плата в загальновиборничих витратах	Заробітна плата в прямих витратах	II блок. Єдиний внесок на загальнообов'язкове державне соціальне страхування,	Усереднені показники для визначення коштів на покриття решти статей загальновиборничих витрат	III блок. Кошти на покриття решти статей загальновиборничих витрат	Загальновиборничі витрати без урахування відрахувань на єдиний внесок від коштів на оплату по непрацездатності,
			люд-год		люд-год гр.4хгр.5	грн.	грн. гр.6хгр.7	грн.	грн. (гр.8+гр.9)* 0,22	грн./ люд-год	грн. гр.4хгр.11	грн. гр.8+гр.10+ гр.12
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	E1-30-2	410,3	<u>0,5148</u> 211,22	0,098	<u>0,0505</u> 20,7	81,46	<u>4,11</u> 1686	<u>35,29</u> 14479	<u>8,67</u> 3557	2,21	<u>1,14</u> 468	<u>13,92</u> 5711
2	E1-30-2	410,3	<u>0,5148</u> 211,22	0,098	<u>0,0505</u> 20,7	81,46	<u>4,11</u> 1686	<u>35,29</u> 14479	<u>8,67</u> 3557	2,21	<u>1,14</u> 468	<u>13,92</u> 5711
3	E1-24-6	410,3	<u>15,2856</u> 6271,68	0,098	<u>1,498</u> 614,62	81,46	<u>122,03</u> 50069	<u>1047,87</u> 429941	<u>257,38</u> 105603	2,21	<u>33,78</u> 13860	<u>413,19</u> 169532
4	E1-17-8	1513	<u>87,6622</u> 132632,91	0,098	<u>8,5909</u> 12998,03	81,46	<u>699,81</u> 1058813	<u>5297,84</u> 8015632	<u>1319,48</u> 1996373	2,21	<u>193,73</u> 293113	<u>2213,02</u> 3348299
5	E1-12-8	710	<u>64,6431</u> 45896,6	0,098	<u>6,335</u> 4497,87	81,46	<u>516,05</u> 366396	<u>3789,34</u> 2690431	<u>947,19</u> 672504	2,21	<u>142,86</u> 101431	<u>1606,10</u> 1140331

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
6	E1-87-2	644	<u>3,0744</u> 1979,91	0,098	<u>0,3013</u> 194,03	81,46	<u>24,54</u> 15804	<u>182,40</u> 117466	<u>45,53</u> 29321	2,21	<u>6,79</u> 4373	<u>76,86</u> 49498
7	E1-27-5	710	<u>13,6884</u> 9718,76	0,098	<u>1,3415</u> 952,44	81,46	<u>109,28</u> 77589	<u>938,38</u> 666250	<u>230,49</u> 163647	2,21	<u>30,25</u> 21478	<u>370,02</u> 262714
8	E1-134-1	3550	<u>23,4775</u> 83345,13	0,098	<u>2,3008</u> 8167,82	81,46	<u>187,42</u> 665341	<u>1117,61</u> 3967516	<u>287,11</u> 1019240	2,21	<u>51,89</u> 184210	<u>526,42</u> 1868791
9	E5-2-8	295	<u>8,0618</u> 2378,23	0,12	<u>0,9674</u> 285,39	81,46	<u>78,81</u> 23249	<u>465,54</u> 137334	<u>119,76</u> 35329	2,73	<u>22,01</u> 6493	<u>220,58</u> 65071
11	EH6-8-1	0,62	<u>99,5031</u> 61,69	0,12	<u>11,9404</u> 7,4	81,46	<u>972,66</u> 603	<u>4843,45</u> 3003	<u>1279,54</u> 794	2,73	<u>271,64</u> 168	<u>2523,84</u> 1565
12	EH11-4-5	3,1	<u>31,7777</u> 98,51	0,12	<u>3,8133</u> 11,82	81,46	<u>310,63</u> 963	<u>1670,68</u> 5179	<u>435,89</u> 1351	2,73	<u>86,75</u> 269	<u>833,27</u> 2583
13	EH8-5-2	1401,3	<u>8,624</u> 12084,81	0,12	<u>1,0349</u> 1450,18	81,46	<u>84,30</u> 118130	<u>427,66</u> 599280	<u>112,63</u> 157828	2,73	<u>23,54</u> 32987	<u>220,47</u> 308945
15	E7-11-1	3,89	<u>190,4767</u> 740,95	0,12	<u>22,8572</u> 88,91	81,46	<u>1861,95</u> 7243	<u>9719,77</u> 37810	<u>2547,98</u> 9911	2,73	<u>520,00</u> 2023	<u>4929,93</u> 19177
17	E7-47-6	0,33	<u>769,6887</u> 253,99	0,12	<u>92,3626</u> 30,48	81,46	<u>7523,86</u> 2483	<u>40418,62</u> 13338	<u>10547,35</u> 3481	2,73	<u>2101,25</u> 693	<u>20172,46</u> 6657
20	E7-45-6	3,81	<u>450,304</u> 1715,66	0,12	<u>54,0365</u> 205,88	81,46	<u>4401,81</u> 16771	<u>23725,46</u> 90394	<u>6188,00</u> 23576	2,73	<u>1229,33</u> 4684	<u>11819,14</u> 45031
22	EH10-20-3	2,18	<u>118,7466</u> 258,86	0,12	<u>14,2496</u> 31,06	81,46	<u>1160,77</u> 2530	<u>6442,17</u> 14044	<u>1672,65</u> 3647	2,73	<u>324,18</u> 707	<u>3157,60</u> 6884
24	EH10-28-3	3,26	<u>70,11</u> 228,56	0,12	<u>8,4132</u> 27,43	81,46	<u>685,34</u> 2234	<u>3766,05</u> 12277	<u>979,31</u> 3193	2,73	<u>191,40</u> 624	<u>1856,05</u> 6051
26	EH26-30-1	40,5	<u>1,44</u> 58,32	0,092	<u>0,1325</u> 5,37	81,46	<u>10,79</u> 437	<u>68,80</u> 2786	<u>17,51</u> 709	2,26	<u>3,25</u> 132	<u>31,55</u> 1278
27	EH26-33-1	20,25	<u>16,93</u> 342,83	0,092	<u>1,5576</u> 31,54	81,46	<u>126,88</u> 2569	<u>859,37</u> 17402	<u>216,98</u> 4394	2,26	<u>38,26</u> 775	<u>382,12</u> 7738
29	E12-22-1	4,05	<u>44,8586</u> 181,68	0,12	<u>5,383</u> 21,8	81,46	<u>438,50</u> 1776	<u>2001,77</u> 8107	<u>536,86</u> 2174	2,73	<u>122,46</u> 496	<u>1097,82</u> 4446
30	E12-2-3	0,162	<u>44,8368</u> 7,27	0,12	<u>5,3804</u> 0,87	81,46	<u>438,29</u> 71	<u>2331,74</u> 377	<u>609,41</u> 99	2,73	<u>122,40</u> 20	<u>1170,10</u> 190
32	EH11-11-1	33,26	<u>57,2823</u> 1905,21	0,12	<u>6,8739</u> 228,63	81,46	<u>559,95</u> 18624	<u>2674,93</u> 88968	<u>711,67</u> 23670	2,73	<u>156,38</u> 5201	<u>1428,00</u> 47495
33	EH11-33-1	0,42	<u>228,0182</u> 95,77	0,12	<u>27,3622</u> 11,49	81,46	<u>2228,92</u> 936	<u>10917,45</u> 4585	<u>2892,20</u> 1215	2,73	<u>622,49</u> 261	<u>5743,61</u> 2412
35	EH15-151-3	59,3	<u>14,9211</u> 884,82	0,088	<u>1,3131</u> 77,86	81,46	<u>106,96</u> 6343	<u>739,99</u> 43882	<u>186,33</u> 11049	2,16	<u>32,23</u> 1911	<u>325,52</u> 19303
36	EH15-254-1	19,2	<u>111,9211</u> 2148,88	0,088	<u>9,8491</u> 189,1	81,46	<u>802,30</u> 15404	<u>6151,17</u> 118103	<u>1529,76</u> 29371	2,16	<u>241,75</u> 4642	<u>2573,81</u> 49417
38	EH27-17-1	1,6	<u>27,771</u> 44,43	0,132	<u>3,6658</u> 5,87	81,46	<u>298,61</u> 478	<u>1316,84</u> 2107	<u>355,40</u> 568	2,9	<u>80,54</u> 129	<u>734,55</u> 1175

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
40	ЕН27-22-1	1,6	<u>15,95</u> 25,52	0,132	<u>2,1054</u> 3,37	81,46	<u>171,51</u> 274	<u>800,21</u> 1280	<u>213,78</u> 342	2,9	<u>46,26</u> 74	<u>431,55</u> 690
Разом:			303783,42		30180,66		2458502	17116450	4306503		681690	7446695

Крім того:

Кошти на оплату перших п'яти днів непрацездатності внаслідок захворювання або травми.

$$\begin{aligned} & (\text{графа 8} + \text{графа 9} * \text{H124}) * \text{H21} / 100 = \\ & = (2458502 + 17116450 * 1) * 0,0078 = \mathbf{152685 \text{ грн.}} \end{aligned}$$

де:

H124 - коефіцієнт, що визначається платником самостійно і враховує приведення розрахункової суми єдиного внеску до суми, не меншої за розмір мінімального страхового внеску;

H21 - відсоток до кошторисної зарплати за другим блоком загальновиробничих витрат для урахування коштів на оплату перших п'яти днів непрацездатності внаслідок захворювань або травм, %;

Кошти на оплату єдиного внеску, що нарахован на суму оплати перших п'яти днів тимчасової непрацездатності.

$$\begin{aligned} & (\text{графа 8} + \text{графа 9} * \text{H124}) * \text{H21} / 100 * \text{H18} / 100 = \\ & = (2458502 + 17116450 * 1) * 0,0078 * 0,22 = \mathbf{33591 \text{ грн.}} \end{aligned}$$

де:

H18 - відрахування від фонду оплати труда на соціальні заходи відповідно до законодавства, %;

Кошти на оплату єдиного внеску, що нарахован на суму допомоги по тимчасовій непрацездатності понад п'яти днів.

$$\begin{aligned} & (\text{графа 8} + \text{графа 9} * \text{H124}) * \text{H116} / 100 = \\ & = (2458502 + 17116450 * 1) * 0,003739 = \mathbf{73191 \text{ грн.}} \end{aligned}$$

де:

H116 - єдиний внесок на величину допомоги на тимчасову втрату непрацездатності понад 5 днів, %;

Разом загальновиробничі витрати: 7446695 + 152685 + 33591 + 73191 = 7706162 грн.

Склав

Чорний С.А.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

доц. Вигодін М.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Відомість ресурсів до об'єктного кошторису № 2-1

№ п/п	Шифр ресурсу	Найменування	Одиниця виміру	Кількість	Поточна ціна за одиницю, грн.	у тому числі:		
						відпускна ціна, грн.	транспортна складова, грн.	Заготівельно-складські витрати, грн.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I. Витрати труда								
1	1	Витрати труда робітників-будівельників	люд.-год.	122000,25	45,89			
2		Середній розряд робіт, що виконуються робітниками-будівельниками	розряд	2,8				
3		Витрати труда робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	люд.-год.	181783,17	63,36			
4		Середній розряд ланки робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	розряд	5,3				
5		Витрати труда працівників, заробітна плата яких передбачена в загальновиробничих витратах	люд.-год.	30180,66	81,46			
		Разом загальна кошторисна трудомісткість	люд.-год.	333964,08				
		Середній розряд робіт	розряд	2,8				
II. Будівельні машини і механізми								
6	СН201-12	Автомобілі бортові, вантажопідйомність 5 т	маш-год	332,75176	208,12			
7	СН201-301	Трактори на гусеничному ході при роботі на водогосподарському будівництві, потужність 59 кВт [80 к.с.]	маш-год	785,68	302,93			
8	СН202-128	Крани баштові, вантажопідйомність 5 т	маш-год	836,94198	183,53			
9	СН202-1141	Крани на автомобільному ході, вантажопідйомність 10 т	маш-год	28,1506	356,89			
10	СН203-101	Автовантажувачі, вантажопідйомність 5 т	маш-год	0,3058	291,23			
11	СН203-850	Навантажувачі одноковшеві, вантажопідйомність 1 т	маш-год	2,272	210,36			
12	СН203-1080	Підіймачі щоглові будівельні, вантажопідйомність 0,5 т	маш-год	33,1602	68,49			
13	СН203-1090	Підіймачі вантажопасажирські, вантажопідйомність 0,8 т	маш-год	9,7228	100,90			
14	СН204-202	Агрегати зварювальні пересувні з дизельним двигуном, з номінальним зварювальним струмом 250-400 А	маш-год	289,1	151,13			

1	2	3	4	5	6	7	8	9
15	СН204-502	Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму]	маш-год	135,3156	19,58			
16	СН205-101	Компресори пересувні з двигуном внутрішнього згорання, тиск до 686 кПа [7 ат], продуктивність 2,2 м3/хв	маш-год	15797,5	181,13			
17	СН206-248	Екскаватори одноковшеві дизельні на гусеничному ході, місткість ковша 0,65 м3	маш-год	78338,04	427,99			
18	СН207-149	Бульдозери, потужність 79 кВт [108 к.с.]	маш-год	30771,568	424,69			
19	СН210-1207	Агрегати електронасосні з регулюванням подачі вручну для будівельних розчинів, подача 2 м3/год, напір 150 м	маш-год	14,661	11,77			
20	СН212-301	Грейдери причіпні середнього типу	маш-год	785,68	79,79			
21	СН212-906	Котки дорожні самохідні вібраційні гладковальцеві, маса 8 т	маш-год	1,152	256,61			
22	СН212-1601	Машина поливально-мийні, місткість 6000 л	маш-год	0,224	439,58			
23	СН214-103	Агрегати копрові без дизель-молота на базі екскаватора місткістю ковша 1,25 м3	маш-год	560,5	519,41			
24	СН214-505	Дизель-молоти, маса ударної частини 3,5 т	маш-год	560,5	421,68			
25	СН215-704	Крани-трубоукладальники для труб діаметром 1200 мм, вантажопідйомність 50 т	маш-год	73,75	1173,97			
III. Будівельні машини, враховані в складі загальноновиробничих витрат								
26	СН200-40	Котел електричний бітумний, місткість 1 м3	маш-год	2,26962				
27	СН203-403	Лебідки електричні, тягове зусилля до 19,62 кН [2 т]	маш-год	24,3				
28	СН212-500	Гудронатори ручні	маш-год	0,096				
29	СН233-1100	Трамбівки пневматичні при роботі від компресора	маш-год	63367,5				
30	СН270-108	Котли бітумні пересувні, місткість 400 л	маш-год	101,076				
31	СН270-115	Дрилі електричні	маш-год	66,7648				
32	СН270-116	Вібратори поверхневі	маш-год	114,0818				
33	СН270-119	Шуруповерти	маш-год	17,5054				
34	СН270-126	Фарборозпилювачі ручні	маш-год	80,055				
35	СН270-135	Перфоратори електричні	маш-год	21,4076				
IV. Будівельні матеріали, вироби і конструкції								
36	С111-9	Азбест хризолітовий, марка К-6-30	т	0,0248	3269,57	2929,88	275,58	64,11
37	С111-73	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-90/10	т	0,8702	11837,68	11283,21	322,36	232,11
38	С111-74	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-70/30	т	0,0589	11706,37	11154,47	322,36	229,54
39	С111-175	Цвяхи будівельні з конічною головкою 4,0х100 мм	т	0,031536	19621,09	19031,92	204,44	384,73
40	С111-223	Грунтовка В-КФ-093 червоно-коричнева, сіра, чорна	т	0,028575	112155,07	109653,09	302,86	2199,12
41	С111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	т	0,99147	2411,07	2090,94	272,85	47,28
42	С111-388	Фарба земляна густотерта олійна, мумія, сурик залізний, МА-015	т	0,0059	23972,74	23199,83	302,86	470,05
43	С111-594	Мастика бітумна покрівельна гаряча	т	0,20412	10978,91	10488,06	275,58	215,27

1	2	3	4	5	6	7	8	9
44	+&C111-768-12	Плити мармурові	м2	42	3062,94	3000,00	2,88	60,06
45	C111-852	Руберойд покрівельний з крупнозернистою засипкою РКК-350Б	м2	162	27,51	26,27	0,70	0,54
46	C111-856	Руберойд покрівельний з пиловидною засипкою РКП-350Б	м2	17,82	25,08	24,11	0,48	0,49
47	C111-1529	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,1938	33854,11	32982,20	208,10	663,81
48	C111-1530	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42А	т	0,2065	37659,14	36712,63	208,10	738,41
49	C111-1561	Бітуми нафтові дорожні МГ і СГ, рідкі	т	0,096	11434,14	10853,93	356,01	224,20
50	C111-1600	Бензин розчинник	т	0,1767	13440,80	12868,93	308,32	263,55
51	C111-1604	Папір шліфувальний	м2	23,72	173,68	170,24	0,03	3,41
52	C111-1608	Дрантя	кг	2,335	9,07	8,45	0,44	0,18
53	C111-1624-2	Грунтовка глибокого проникнення	л	369,216	23,56	22,66	0,44	0,46
54	+&C111-1648-12	Шпалери рідкі	т	0,66432	135737,09	132800,00	275,58	2661,51
55	C111-1657	Фарби сухі для внутрішніх робіт	т	0,02372	13176,70	12618,19	300,14	258,37
56	C111-1683	Стрічка поліетиленова з липким шаром, марка А	кг	30,051	410,49	402,00	0,44	8,05
57	C111-1720	Плівка поліетиленова	м2	465,75	5,54	5,31	0,12	0,11
58	C111-1895	Шпаклівка клейова	т	0,09488	13601,68	13007,56	327,42	266,70
59	C112-53	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, III сорт	м3	0,1984	4312,55	4093,42	134,57	84,56
60	C112-61	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт	м3	0,2604	4128,59	3913,07	134,57	80,95
61	C112-73	Дошки необрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, усі ширини, товщина 25 мм, III сорт	м3	0,006758	3148,94	2952,63	134,57	61,74
62	C112-173	Бруски обрізні з берези, липи, довжина 2-3,75 м, усі ширини, товщина 32-70 мм, III сорт	м3	0,0042	3657,28	3451,00	134,57	71,71
63	C112-286	Дошки дубові, сорт II	м3	1,18	17967,11	17480,24	134,57	352,30
64	+&C114-97-16	Плити теплоізоляційні з пінопласту полістирольного	м3	20,66	2557,04	2500,00	6,90	50,14
65	C121-774	Деталі кріплення рейок, елементи кріплення підвісних стель, трубопроводів, повітроводів, закладні деталі, деталі кріплення стінових панелей, ворот, рам, ґрат тощо масою не більше 50 кг, з перевагою товстостінової сталі, такі, що складаються з двох та більше деталей, з отворами та без отворів, які з'єднуються на зварюванні	т	0,0354	54291,81	53674,90	212,75	404,16
66	C121-777	Деталі кріплення рейок, елементи кріплення підвісних стель, трубопроводів, повітроводів, закладні деталі, деталі кріплення стінових панелей, ворот, рам, ґрат тощо масою не більше 50 кг, з перевагою профільного прокату, такі, що складаються з двох та більше деталей, з отворами та без отворів, які з'єднуються на зварюванні	т	0,40386	57414,89	56774,73	212,75	427,41

1	2	3	4	5	6	7	8	9
67	+&C123-1-111-1	Блоки віконні 2-х камерні металопластикові	м2	218	2558,22	2500,00	8,06	50,16
68	+&C123-198-1113	Блоки дверні металопластикові	м2	3,26	2866,82	2800,00	10,61	56,21
69	C123-515-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 40 мм	м2	3,3728	463,21	449,72	4,41	9,08
70	C142-10-2	Вода	м3	200,12092	24,26	24,26	-	-
71	C1113-101	Борошно андезитове кислототривке, марка А	т	0,3875	2157,31	1833,97	281,04	42,30
72	C1113-302	Сімазин, 50%-ий порошок, змочувальний	кг	0,00081	164,76	161,23	0,30	3,23
73	+&C1411-141-456	Палі залізобетонні	м3	300,9	4670,91	4170,00	409,32	91,59
74	C1412-857	Перемички брускові, висота 65 мм, довжина до 2,0 м, ширина 120 мм, розрахункове навантаження 100 кгс/м	м	778	40,91	37,40	2,71	0,80
75	C1414-7844	(Панелі)(плити) переkritтів багатопустотні, зведена товщина 11 см, довжина понад 3 до 6,6 м, ширина більше 1,4 м, маса до 5 т	м2	3429	476,79	423,08	44,36	9,35
76	C1418-8847	Сходові марші з чистою бетонною поверхнею під розрахункове навантаження 360 кгс/м2	м2	118,8	692,28	615,06	63,65	13,57
77	C1418-8849	Сходові площадки, товщина 13 см, з бетонною підлогою, що не потребує опорядження	м2	164,56	567,67	488,83	67,71	11,13
78	C1421-9472	Щебень із природного каменю для будівельних робіт, фракція 40-70 мм, марка М400	м3	60,52	598,25	230,84	355,68	11,73
79	C1421-9504	Гравій для будівельних робіт, фракція 5[3]-10 мм, марка ДР8	м3	0,1701	472,26	83,61	379,39	9,26
80	+&C1421-9656-5-11-1	Суміш щебнево-піщана	м3	24,384	1437,39	1115,00	294,21	28,18
81	C1421-9835	Суміші асфальтобетонні гарячі і теплі [асфальтобетон щільний] (дорожні)(аеродромні), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип А, марка 1	т	11,424	1514,37	1281,72	202,96	29,69
82	C1421-10634	Пісок природний, рядовий	м3	2,0852	398,18	96,16	294,21	7,81
83	C1422-11061	Цегла силікатна одинарна повнотіла, розміри 250x120x65 мм, марка М300	1000шт	89,683	3954,24	3271,91	604,80	77,53
84	C1425-11681	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М50	м3	0,8947	1218,50	756,99	437,62	23,89
85	C1425-11683	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М100	м3	25,4271	1417,19	951,78	437,62	27,79
86	C1425-11684	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М150	м3	74,9709	1575,97	1107,45	437,62	30,90
87	C1425-11687	Розчин готовий кладковий важкий цементно-вапняковий, марка М25	м3	336,312	1319,41	855,92	437,62	25,87
		Енергоносії машин, врахованих в складі загальновиборничих витрат						
88	C1999-9001	Електроенергія	кВт-год	163,4652	2,2929	2,2929		
89	C1999-9005	Мастильні матеріали	кг	1,8831	71,54	71,54		

1	2	3	4	5	6	7	8	9
90	C1999-9009	Дрова	м3	12,1291	119,13	119,13		

Символ '+' визначає, що параметри, які впливають на кошторисну ціну ресурсу, змінені користувачем.

Символ & визначає, що ресурс задан користувачем.

Поточні ціни матеріальних ресурсів прийняті станом на 16 жовтня 2020 р.

Склав _____ Чориний С.А.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів _____ доц. Вигодін М.О.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

ВІДГУК

Доцента Вигодіна М.О. на економічний розділ кваліфікаційної роботи магістра
Групи 192м-19-1 ЧОРНИЙ С.А.

Економічний розділ кваліфікаційної роботи виконаний згідно з ДСТУ Б.Д.1.1-1-1÷2013
«Правила визначення вартості будівництва» з використанням «Ресурсних елементних
кошторисних норм» на програмному комплексі «АВК-5», та вимогами МЕТОДИЧНИХ
РЕКОМЕНДАЦІЙ до виконання кваліфікаційної роботи магістра.

Економічний ефект визначений за рахунок скорочення терміну будівництва.

Оцінка за розділ 90 «Відмінно»
(Бали) (національне)

Дата 09.12.2020р. _____ М.О.Вигодін
Підпис

РЕЦЕНЗІЯ

на кваліфікаційну роботу Чорного Сергія Андрійовича
за темою «Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових
фундаментів в умовах щільної міської забудови»

У магістерській роботі розглядається одна з актуальних проблем - будівництво будівель в умовах щільної міської забудови з обґрунтуванням застосування пальового фундаменту та аналізування технології спорудження паль.

Дано обґрунтування актуальності досліджуваної теми проведено аналіз розрахункових вдавлюючих навантажень, що допускаються на палі, влаштовані різними технологіями занурення.

Для аналізу і порівняння показників вдавнення було обрано такі технології спорудження паль: занурення паль із застосуванням дизель-молота (забивна); занурення забиванням в попередньо пробурені лідерні свердловини при діаметрі палі рівному стороні квадратної палі; віброзанурення паль; вдавнення паль.

Для підрахунків була використана розрахункова програма «StatPile». При виконанні досліджень з аналізу технологій спорудження паль прийнята паля з перетином 0,4х0,4 м, зовнішній периметр перетину 1,6 м, площа обпирання на ґрунт 0,16 м², довжина палі 14 м та з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтової основи.

За результатами досліджень магістром встановлено, що вдавлювання паль - найбільш раціональний і економічно вигідний метод занурення паль в умовах щільної забудови, в історичних містах, поблизу старих і аварійних споруд, в зсувних зонах і в інших місцях де заборонено занурювати палі ударним методом через неприпустимість динамічних і шумових впливів. Високі показники несучої здатності паль, улаштованих методом вдавнення дозволяють зробити висновок, що цей метод є найбільш ефективним.

У роботі вивчені процеси деформування в геотехнічній системі «фундаментні конструкції-основа».

Таким чином, в роботі виконано аналіз технічних рішень будівництва в умовах щільної міської забудови.

Магістерська кваліфікаційна робота є завершеною, в якій вирішено актуальну задачу і заслуговує оцінки «відмінно».

Чорний С.А. показав високий рівень підготовки і заслуговує присудження йому кваліфікації інженера будівельника.

Рецензент

д.т.н., завідувач кафедри мости і тунелі

Дніпровського національного університету

залізничного транспорту

ім. академіка В. Лазаряна



Тютюкін. О.Л.

ВІДГУК

на кваліфікаційну роботу студенти Чорного Сергія Андрійовича
за темою «Проект будівництва будівлі банку з обґрунтуванням пальових
фундаментів в умовах щільної міської забудови»

Магістр Чорний С.А. виконав кваліфікаційну роботу на високому рівні.

В архітектурно-будівельній частини пояснювальної записки розглянуто архітектурно-планувальні рішення будівлі банку. Представлена планувальна структура будівлі, яка формується на принципі функціонального зонування та вказана класифікація приміщень. На основі функціональних зон приміщень за їх класифікацією забезпечені належні гігієнічні та соціально-естетичні якості.

У розділі обґрунтування вибору та розрахунку інженерних конструкцій запроєктована плита типа 2Т та сходовий марш. Також запроєктована пальова основа з монолітним залізобетонним ростверком під стіни. Проект будівлі банку 8-ми поверховий з цокольним поверхом, з поздовжніми несучими стінами із силікатної цегли. Перекриття виконані з залізобетонних пустот.

Розроблені технологічні карти на основні види робіт: земляні роботи, виробництво пальових робіт, виробництво монолітних залізобетонних робіт, виробництво кам'яних робіт. Запроєктована організація праці та техніка безпеки.

У західній частині першого поверху знаходиться грошове сховище. Представлені вимоги до броньованого приміщення при проектуванні. Грошове сховище захищене від пошкоджень і має незалежну систему захисту. Також представлена детальна розробка параметрів грошового сховища.

У роботі виконано обґрунтування зведення пальового фундаменту в безпосередній близькості від існуючої забудови та визначення параметрів технологічного процесу по влаштуванню пальових конструкцій. Дослідження виконані зі застосуванням програми «StatPile», що призначена для визначення несучої здатності і розрахункового навантаження, що допускається на палю за навколосвайному ґрунту відповідно ДБН В.2.1-10-2009 «Пальові фундаменти».

Встановлено, що палі, що занурюються вдавненням, визнані найбільш надійними, технологічними і ефективними при влаштуванні фундаментів в умовах обмеженого простору та мають високі показники несучої здатності паль.

Для підрахунків економічних показників будівництва запроєктовної будівлі банку була використана розрахункова програма комплексу «Автоматизований випуск кошторисів» - ПК АВК-5.

Кваліфікаційна робота заслуговує оцінки «відмінно» при відповідному захисті, а магістр Чорний С.А. – присудження кваліфікації інженера будівельника.

Керівник кваліфікаційної роботи,
к.т.н., доцент кафедри БГГМ



Хозяйкіна Н.В.