

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

Пояснювальна записка

до бакалаврського кваліфікаційного проєкту на тему:

«Реконструкція головного офісу ТОВ СП
«Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика
Морська, 63»

Виконав: студент 4 курсу, групи Б-21 б
спеціальності 192 – будівництво та
цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Мицик Т.С.

(прізвище та ініціали)

Керівник: к. т. н., доцент каф. БМГА

Попов В.О.

(прізвище та ініціали)

« 2 » червня 2025 р.

Рецензент: асистент каф. БМГА

Горюн О.О.

(прізвище та ініціали)

« 2 » червня 2025 р.

Допущено до захисту
Зав. кафедри БМГА
Швець В.В.
(прізвище та ініціали)
« 5 » червня 2025 р.

Вінниця ВНТУ – 2025 рік

Вінницький національний технічний університет
Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
(повне найменування інституту, факультету)
Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури
(повна назва кафедри)
Рівень вищої освіти перший (бакалаврський)
Галузь знань 19 Архітектура та будівництво
(шифр і назва)
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
Освітньо - професійна програма Промислове та цивільне будівництво
(назва освітньо - професійної програми)



ЗАВДАННЯ НА БАКАЛАВРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ)

Мицик Тетяна Сергіївна
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63

Керівник роботи: Попов Володимир Олексійович, к.т.н., доцент кафедри БМГА,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом вищого навчального закладу від " " 202 року №

2. Термін подання студентом роботи 02.06.2025

3. Вихідні дані до роботи: Призначення будівлі – головний офіс ТОВ СП «Нібулон»; адреса: м. Миколаїв, вул. Велика Морська, 63; конструктивне рішення – повнокаркасна будівля зі збірного залізобетону, П-подібна в плані, кількість поверхів – 5 надземних, офісних з підвалом, надбудовується 6-й поверх. Улаштовується нове ліфтове панорамне обладнання, виконується осучаснення фасадів, утеплення стін і покрівлі. Габаритні розміри – 28 x 12 + 48,6 x 15 + 40,95 x 12 м в осях в плані, конструкція даху надбудов – багатосхила, водовідведення – зовнішнє організоване, фундаменти – плитні. Площа забудови 1322 м²,

4. Зміст текстової частини Розділ 1, АР, – обґрунтування потреби реконструкції, опис технічного стану існуючої будівлі та генерального плану ділянки, де побудована будівля в м. Миколаїв, основні ТЕП офісної будівлі, об'ємно-планувальне рішення будівлі після реконструкції, теплотехнічний розрахунок, відомості про існуюче укриття; розділ 2, КБ, – збір навантажень на перекриття та покриття будівлі, розрахунок міцності за граничними станами, перевірка армування збірних багатопорожнистих плит перекриття, побудова обвідної епюри, розрахунок і проектування колони; розділ 3, ОФ, – опис геологічних умов, збір навантажень на фундаментні конструкції, розрахунки і перевірка армування, порівняння навантажень на основи до та після реконструкції; розділ 4, ТБВ, розрахунки

для розробки технологічної карти на виконання БМР з улаштування покрівлі надбудованої частини будівлі; розділ 5, Організація, розрахунки для складання календарного графіка виконання робіт по реконструкції об'єкту, розділ 6, ОП, з технічними рішеннями безпечної експлуатації об'єкта будівництва, технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії під час реконструкції об'єкта, небезпечні фактори; висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) 6-8 аркушів А1 (А2), в яких мають міститись такі відомості: архітектурні рішення (2-3 арк. формату А1 з планами підвального і типового поверху, планом даху, фасадами, розрізами, генеральним планом); конструктивні рішення (1-2 арк. формату А1 з принциповим конструктивним рішенням підсилення каркасу будівлі, конструкції залізобетонних колон і ригелів, опалубні креслення, схема армування; фундаменти – 1 арк. А1 з конструкцією фундаментної плити, посадкою у ґрунтову основу; технологія та організація – 2 арк. А1 (А2) з будгєнпланом, основними показниками будгєнплану, календарним графіком, техкартами на виконання робіт при улаштуванні покрівлі надбудови.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконання прийняв
АБ, КБ, ОФ	Попов В.О., доц. каф. БМГА		
ТХ, Орг.	Попов В.О., доц. каф. БМГА		
ОП	Кобилянська І.М., доц. каф. БЖПБ		

7. Дата видачі завдання

05.05.2022

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва та зміст етапу	Термін виконання		Примітка
		початок	закінчення	
1	Розробка розділу 1 (АР)	05.05.2022	09.05.2022	виконано
2	Розробка розділу 2 (КБ)	12.05.2022	16.05.2022	виконано
3	Розробка розділу 3 (ОФ)	19.05.2022	23.05.2022	виконано
4	Розробка розділу 4 (Технологія)	19.05.2022	23.05.2022	виконано
5	Розробка розділу 5 (Організація)	26.05.2022	30.05.2022	виконано
6	Розробка розділу 6 (ОП)	26.05.2022	30.06.2022	виконано
7	Доопрацювання креслень графічної частини проекту	31.06.2022	01.06.2022	виконано
	Перевірка роботи на плагіат		05.06.2022	виконано
	Нормоконтроль БДР		02.06.2022	виконано
	Попередній захист БДР		02.06.2022	виконано

Студент

(підпис)

Т.С. Мищик

(ініціали і прізвище)

Керівник роботи

(підпис)

В.О. Попов

(ініціали і прізвище)

ВІДГУК

керівника бакалаврського кваліфікаційного проекту

студента (-ки) Мицик Тетяни Сергіївни
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63

Бакалаврський кваліфікаційний проект присвячений розробці проектної документації з реконструкції офісної будівлі по вулиці Велика Морська, 63 у місті Миколаїв. Зміст та наповнення БКП відповідає завданню. Актуальність бакалаврського кваліфікаційного проекту обґрунтовується необхідністю збільшення офісних площ у крупному обласному центрі України для забезпечення потреб керівного сектору великого агропідприємства ТОВ СП «Нібулон», яке спеціалізується на вирощуванні та перевезенні агрокультур.

БКП, складається з шести основних розділів, які містять відомості про майданчик забудови та технічний стані існуючої будівлі, яка піддається реконструкції, описані причини реконструкції, які, в основному, полягають у осучасненні будівлі та збільшенні офісних площ; основні техніко-економічні показники офісного центру після реконструкції, архітектурне рішення будівлі з кольоровим рішенням фасадів та генеральним планом забудови, конструктивні рішення перекриття типового поверху, запроектованого зі збірних залізобетонних конструкцій (порожнистих плит, ригелів, колон), розрахунки та конструктивне рішення існуючих плитних фундаментів під нові навантаження, технологію виконання робіт улаштування покрівлі надбудов у вигляді полегшених металевих конструкцій; організацію будівництва при реконструкції об'єкта, а, також, заходи з охорони праці.

БКП виконаний студенткою самостійно з використанням творчих підходів при вирішенні складних конструкторських та технологічних задач реконструкції із надбудовою. При виконанні завдання на проектування студенткою використано чинну нормативну літературу з переоснащення існуючих виробничих будівель у офісні центри.

Наукових досліджень та наукових публікацій при виконанні БКП згідно з завданням не передбачалося, однак, студентка апробувала окремі результати роботи з проектування купольних систем на міжнародній науковій конференції та опублікувала матеріали у тезах.

До зауважень по роботі можна віднести відсутність у тексті роботи та на аркушах порівняльної таблиці ТЕП будівлі до та після реконструкції, креслення даху будівлі занадто схематичне, відсутня інформація на техкарті щодо подачі будівельних матеріалів для надбудови на дах будівлі. Виявлені незначні оформительські неточності. Вказані зауваження не знижують загального позитивного враження від роботи та не є принциповими.

Проектна документація та необхідні розрахунки, розроблені автором в рамках виконання БКП, виконувалися вчасно, у відповідності до затвердженого календарного плану. Рівень підготовки студентки відповідає вимогам освітньої програми за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія та освітньо-кваліфікаційною програмою Промислове та цивільне будівництво. Студентка заслуговує оцінки «А» (93 бали) та присвоєння кваліфікації бакалавра будівництва.

Керівник бакалаврського кваліфікаційного проекту

Доц. каф. БМГА, к.т.н

(посада, науковий ступінь, вчене звання)



(підпис)

Попов В.О.

(ініціали, прізвище)

ВІДГУК

керівника бакалаврського кваліфікаційного проекту

студента (-ки) Мишик Тетяни Сергіївни
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63

Бакалаврський кваліфікаційний проект присвячений розробці проектної документації з реконструкції офісної будівлі по вулиці Велика Морська, 63 у місті Миколаїв. Зміст та наповнення БКП відповідає завданню. Актуальність бакалаврського кваліфікаційного проекту обґрунтовується необхідністю збільшення офісних площ у крупному обласному центрі України для забезпечення потреб керівного сектору великого агропідприємства ТОВ СП «Нібулон», яке спеціалізується на вирощуванні та перевезенні агрокультур.

БКП, складається з шести основних розділів, які містять відомості про майданчик забудови та технічний стан існуючої будівлі, яка піддається реконструкції, описані причини реконструкції, які, в основному, полягають у осучасненні будівлі та збільшенні офісних площ; основні техніко-економічні показники офісного центру після реконструкції, архітектурне рішення будівлі з кольоровим рішенням фасадів та генеральним планом забудови, конструктивні рішення перекриття типового поверху, запроектованого зі збірних залізобетонних конструкцій (порожнистих плит, ригелів, колон), розрахунки та конструктивне рішення існуючих плитних фундаментів під нові навантаження, технологію виконання робіт улаштування покрівлі надбудов у вигляді полегшених металевих конструкцій; організацію будівництва при реконструкції об'єкта, а, також, заходи з охорони праці.

БКП виконаний студенткою самостійно з використанням творчих підходів при вирішенні складних конструкторських та технологічних задач реконструкції із надбудовою. При виконанні завдання на проектування студенткою використано чинну нормативну літературу з переоснащення існуючих виробничих будівель у офісні центри.

Наукових досліджень та наукових публікацій при виконанні БКП згідно з завданням не передбачалося, однак, студентка апробувала окремі результати роботи з проектування купольних систем на міжнародній науковій конференції та опублікувала матеріали у тезах.

До зауважень по роботі можна віднести відсутність у тексті роботи та на аркушах порівняльної таблиці ТЕП будівлі до та після реконструкції, креслення даху будівлі занадто схематичне, відсутня інформація на техкарті щодо подачі будівельних матеріалів для надбудови на дах будівлі. Виявлені незначні оформительські неточності. Вказані зауваження не знижують загального позитивного враження від роботи та не є принциповими.

Проектна документація та необхідні розрахунки, розроблені автором в рамках виконання БКП, виконувалися вчасно, у відповідності до затвердженого календарного плану. Рівень підготовки студентки відповідає вимогам освітньої програми за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія та освітньо-кваліфікаційною програмою Промислове та цивільне будівництво. Студентка заслуговує оцінки «А» (93 бали) та присвоєння кваліфікації бакалавра будівництва.

Керівник бакалаврського кваліфікаційного
проекту

Доц. каф. БМГА, к.т.н

(посада, науковий ступінь, вчене звання)


(підпис)

Попов В.О.

(ініціали, прізвище)

АНОТАЦІЯ

У кваліфікаційній бакалаврській роботі на тему «Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63» розроблено проєкт реконструкції будівлі з урахуванням її технічного стану, сучасних вимог до функціонування офісних приміщень та містобудівного контексту.

Пояснювальна записка виконана на 118 сторінках формату А4, містить 35 ілюстрацій, 43 таблиці, список із 38 джерел літератури, а також 9 аркушів креслень формату А1.

У розділі «Архітектурно-будівельні рішення» подано загальну характеристику об'єкта, описано об'ємно-планувальні параметри, фасадні рішення та концепцію реконструкції. Будівля має П-подібну форму, п'ять поверхів і підвал, з надбудовою 6-го поверху господарського призначення.

У розділі «Основи та фундаменти» проведено оцінку роботи фундаментної плити за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР. Встановлено, що осідання не перевищує нормативних значень, а навантаження після надбудови не перевищують опору ґрунту.

У розділі «Конструкції будівлі» розглянуто несучу систему будівлі та виконано перевірку її елементів. Визначено зони, що потребують підсилення, зокрема окремі колони, ригелі та ділянки плит.

У розділі «Технологія будівельного виробництва» розроблено послідовність виконання робіт із демонтажу та монтажу нових елементів. Надано рішення щодо застосування легких конструкцій для мінімізації навантаження.

У розділі «Організація будівництва» подано основні принципи організації робіт у щільній міській забудові, з урахуванням безперервної експлуатації частини будівлі.

У розділі «Охорона праці» визначено комплекс заходів безпеки при проведенні робіт, включно з монтажем надбудови, посиленням елементів і використанням будівельної техніки.

Ключові слова: реконструкція, надбудова, офісна будівля, Миколаїв, Нібулон, архітектурно-будівельні рішення, конструктивне підсилення, фундамент, технологія, охорона праці.

ABSTRACT

The bachelor qualification project titled “Reconstruction of the Head Office of NIBULON JV LLC in Mykolaiv, 63 Velyka Morska Street” presents a reconstruction design of the building, taking into account its technical condition, modern requirements for office spaces, and the urban context.

The explanatory note consists of 118 A4 pages, contains 35 illustrations, 43 tables, a list of 38 references, and 9 A1-format drawing sheets.

The section “Architectural and Structural Solutions” provides a general description of the building, including its volumetric and planning parameters, facade solutions, and the reconstruction concept. The building has a U-shaped layout, five floors, a basement, and a newly added sixth floor for utility purposes.

The section “Foundations and Substructures” includes an assessment of the slab foundation performance using the LIRA-SAPR software. It was established that the settlements are within permissible limits and that post-reconstruction loads do not exceed the bearing capacity of the soil.

The section “Building Structures” analyzes the load-bearing system of the building and presents structural evaluations of its elements. Specific areas requiring reinforcement are identified, including certain columns, beams, and slab sections.

The section “Construction Technology” outlines the sequence of dismantling and installation works and proposes the use of lightweight structures to minimize additional loading.

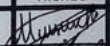
The section “Construction Management” describes key principles for organizing work in a densely built-up urban environment while maintaining partial building operation during construction.

The section “Occupational Safety” defines a set of safety measures for construction activities, including installation of the superstructure, structural strengthening, and use of construction equipment.

Keywords: reconstruction, superstructure, office building, Mykolaiv, NIBULON, architectural and structural solutions, structural reinforcement, foundation, construction technology, occupational safety.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	8
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ.....	9
1.1 Загальні дані.....	9
1.2 Вихідні дані.....	10
1.3 Кліматологічні показники території.....	11
1.4 Характеристика будівлі.....	11
1.5 Висновки до розділу.....	19
2. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ.....	20
2.1. Конструктивна характеристика елементів.....	20
2.2 Збір навантажень.....	22
2.3 Опис розробленої тривимірної математичної моделі.....	27
2.4 Розрахунок типової плити перекриття.....	30
2.5 Розрахунок найбільш навантаженого ригеля.....	38
2.6 Розрахунок і конструювання колони каркасу.....	44
2.7 Внутрішні зусилля в найбільш навантажених елементах будівлі.....	47
2.8 Висновки до розділу.....	52
3. ФУНДАМЕНТИ І ОСНОВИ.....	53
3.1 Геоморфологія.....	53
3.2 Конструктивна характеристика фундаментів.....	57
3.3 Визначення навантаження на фундаменти до реконструкції.....	58
3.4. Перевірка фундаментної плити на продавлювання.....	65
3.5 Розрахунок основи фундаментної плити за 2 групою граничних станів.....	67
3.6 Визначення середнього осідання фундаментної плити при природній вологості.....	69
3.7 Перевірка міцності фундаментної плити.....	70
3.8 Результати визначення осідання.....	73
3.9 Пропозиції щодо збереження навантажень на основу в рамках існуючих до реконструкції.....	74
3.10 Висновки за результатами розрахунків основ і фундаментів.....	80
4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	81
4.1 Область застосування.....	81
4.2 Організація і технологія виконання робіт.....	81
4.3 Калькуляція працевитрат та заробітної плати.....	83
4.4 Вибір оптимальної технології виконання БМР.....	84
4.5 Технічна документація на виконання робіт по реконструкції споруди.....	86
4.6 Вказівки до контролю якості робіт.....	86
4.7 Вказівки з техніки безпеки.....	87
4.8 Висновки до розділу.....	88

					08-11.БКП.018.00.000 ПЗ			
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська,63	Літ.	Арк.	Аркушів
Розробив		Мицик Т.С.		10.06				
Перевірив		Попов В.О.		10.06			6	118
Рецензент		Горюн О.О.		10.06		ВНТУ, гр. Б-218		
Н.Контр.		Маєвська І.В.		10.06				
Затвердив		Швець В.В.		10.06				

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	89
5.1 Проектування і планування календарного плану виконання робіт.....	89
5.2 Вибір методів виконання робіт розбивка об'єкта на захватки.....	90
5.3 Розрахунок монтажних параметрів і вибір вантажопід'ємних кранів.....	91
5.4 Розрахунок параметрів календарного графіка.....	95
5.5 Проектування будівельного генерального плану.....	97
5.5.1 Розрахунок і проектування тимчасових адміністративних та господарсько-побутових будівель і споруд.....	98
5.5.2 Розрахунок площі та проектування тимчасових складів	100
5.5.3 Розрахунок і проектування мереж тимчасового електропостачання....	101
5.5.4 Розрахунок і проектування мереж тимчасового водозабезпечення будівництва.....	102
5.6 Техніко-економічні показники проекту.....	104
5.7 Висновки до розділу.....	105
6. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	107
6.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта.....	107
6.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць.....	107
6.1.2 Електробезпека.....	109
6.2 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії.....	110
6.2.1 Мікроклімат.....	110
6.2.2 Виробниче освітлення.....	111
6.2.3 Виробничий шум.....	111
6.2.4 Виробнича вібрація.....	112
6.3 Пожежна безпека.....	113
ВИСНОВКИ.....	115
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	116
ДОДАТОК А - Протокол перевірки бакалаврської кваліфікаційної роботи на наявність текстових запозичень	119
ДОДАТОК Б - Завдання на проектування.....	120
ДОДАТОК В - Відомість графічної частини.....	122
ДОДАТОК Г- Локальний кошторис на будівельні роботи.....	123
РОБОЧІ КРЕСЛЕННЯ.....	125

ВСТУП

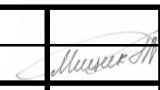
У межах бакалаврського кваліфікаційного проєкту розроблено реконструкцію головного офісу ТОВ СП «Нібулон», розташованого у місті Миколаїв за адресою: вул. Велика Морська, 63. Будівля є адміністративним п'ятиповерховим офісним центром з підвалом, спроектованим за конструктивною схемою з неповним каркасом зі збірного залізобетону. З огляду на її фізичний стан, функціональні особливості та потребу в адаптації до сучасних вимог експлуатації, виникла необхідність проведення реконструкції із надбудовою шостого поверху.

Будівля розташована у центральній частині міста, в зоні щільної історичної забудови, що формує додаткові містобудівні та технічні обмеження при проєктуванні. Основною метою реконструкції є підвищення функціональності будівлі, модернізація фасадів, поліпшення енергоефективних характеристик, встановлення панорамного ліфту, а також збільшення корисної офісної площі. У межах проєкту передбачається не лише збереження основного каркасу та фундаментів, а й перевірка їх несучої здатності з урахуванням нових навантажень.

Головна мета роботи — комплексне техніко-економічне та конструктивне обґрунтування доцільності реконструкції офісної будівлі із впровадженням сучасних архітектурно-планувальних, конструктивних та інженерних рішень. У процесі реалізації проєкту передбачено виконання наступних завдань:

- аналіз технічного стану будівлі та обґрунтування потреби реконструкції;
- розробка архітектурно-планувальних і конструктивних рішень з урахуванням містобудівного контексту;
- розрахунок плит перекриття та елементів каркасу за граничними станами;
- проєктування фундаментної плити з урахуванням нових навантажень;
- технологічне проєктування робіт з улаштування покрівлі надбудованої частини;
- розробка організаційно-технологічних заходів із виконання будівельних робіт;
- опрацювання рішень з охорони праці, гігієни та безпеки при експлуатації об'єкта.

Запропоновані у роботі проєктні рішення спрямовані на створення функціонального, енергоефективного, безпечного та архітектурно виразного адміністративного об'єкта, що відповідає вимогам чинних будівельних норм і стандартів та органічно інтегрується у середовище центральної частини м. Миколаїв.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		8

1. АРХІТЕКТУРНО - БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ

1.1 Загальні дані

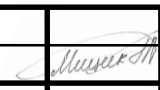
Бакалаврський кваліфікаційний проект розроблений на основі звіту з оцінки технічного стану несучих конструкцій існуючої офісної будівлі, по вул. Велика Морська, 63, м. Миколаїв. При аналізі результатів обстеження технічного стану виявлена потреба у реконструкції для осучаснення фасадів, забезпечення термічного опору огорожувальних конструкцій, збільшення офісних площ, встановлення додаткового ліфтового обладнання і, як наслідок, приведення будівлі до вимог чинних норм. Суть реконструкції полягає у надбудові 6-го поверху будівлі та зміні конструктивного рішення в осях «2 – 4+3м» - «В-Г», розбиранням окремих фрагментів конструкцій перекриттів, улаштуванням додаткового панорамного ліфта, переплануванні окремих приміщень без втручання в основні несучі конструкції, а також, приведення фасадів будівлі та даху до вимог сьогодення.

Призначення будівлі за проектом – виробничо-стендовий корпус. На момент дослідження будівля експлуатувалася, як офісний центр ТОВ СП «Нібулон». Частина приміщень будівлі знаходилася у оренді іншими установами. Всі приміщення будівлі – не виробничого призначення.

П'ятиповерхова будівля у плані має «П»-подібну несиметричну форму з підвалом. Висота поверхів – 3,3 м. Розбивочна сітка – 6 х 6 м (в осях «1-3» - «А-Ж/И» та «7-9» – «Г-Л»), та, місцями, 6 х 3 х 6 м (в осях «3-9» – «А-Г»). В рівні 5-го поверху в осях, «1-3» – «А-Ж/И», розташовано конференц-зал, перепрофільований під офісні потреби (приміщення відділів). Проліт залу в осях «1-3» – 12 м, висота залу – 4,2 м. Існуюча будівля в плані по осі «Ж/И» примикає до сусідньої забудови громадського призначення.

Будівля складається з трьох конструктивних частин прямокутного перерізу, які розташовуються відповідно у полиці та стійках несиметричної літери «П». Частини поєднані між собою коридорами дверними прорізами. Перша частина будівлі в осях «3-9» – «А-Г», п'ятиповерхова з підвалом, розмірами в плані в осях 36,6 х 15 м – основна (полиця літери «П»). Друга частина будівлі в осях «1-3»-«А-Ж/И» – п'ятиповерхова, з підвалом в осях «А'-Е» – розміром в плані в осях 12 х 28 м. Фрагмент цієї частини будівлі в осях «Е» - «Ж/И» має проїзд у внутрішній двір. В цій частині будівлі улаштовано основні входні групи по будівлі. Третя частина будівлі в осях «7'-9»-«Г-Л» – п'ятиповерхова, з підвалом – розміром в плані в осях 12 х 25,93 м. В цій частині будівлі, в рівні підвалу, улаштовано укриття. В першій конструктивній частині в осях «В-Г» - «5-9» улаштовано надбудову 6-го поверху будівлі господарського призначення, яка об'єднує два сходових блоки та забезпечує вихід на покрівлю будівлі.

Існуюча будівля запроектована за схемою з неповним каркасом з зовнішніми цегляними несучими стінами з силікатної цегли, кладеної на цементно-піщаному розчині, каркасна частина – збірні колони та ригелі таврового перерізу. Перекриття, в основному, виконане зі збірних

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		9

залізобетонних з порожнистих плит з окремими монолітними ділянками. В окремих місцях будівлі, а саме, над укриттям в рівні перекриття підвалу та над проїздом в півні перекриття 1-го поверху улаштовані посилені монолітні перекриття. Вертикальні несучі конструкції будівлі спираються на плитний фундамент.

Об'єкт обстеження знаходиться у історичному центрі міста на розі вулиць Велика Морська та Лягіна. Головними фасадами будівля спрямована в бік цих вулиць. Фасади по осях «Г», «3», «7» виходять у внутрішній двір будівлі, який сполучений з вулицею Велика Морська проїздом. Фасад по осі «9» спрямований в бік Кафедрального Собору Рождества Пресвятої Богородиці.

Земельна ділянка об'єкта реконструкції плоска, спланована, з ухилом від будівлі в бік вулиць та проїзду.

Під час дослідження визначено технічний стан основних конструкцій, зроблено висновок щодо можливості подальшої експлуатації будівлі як офісного центру, а також, висновок по можливості реконструкції споруди з надбудовою.

Згідно з розрахунком, що виконаний за методикою, викладеною у ДБН В.1.2-14-2009 “Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ” [7, с. 11] та ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 “Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва” [14, с. 11], клас наслідків (відповідальності) споруди — СС2 (середні наслідки).

Територія навколо будівлі спланована, має рівномірний ухил від будівлі. Збоку внутрішнього двору влаштовано асфальтобетонне покриття, де розташована автомобільна парковка (фасади по осях «Л», «7'», «Г», «3»). Збоку фасаду по осі «Е» улаштовано проїзд з асфальтобетонним покриттям. Збоку фасадів по вул. Лягіна та Великої Морської (по осі «А» та по осі «1») влаштовано газони та покриття з тротуарної плитки. Збоку фасаду по осі «9» влаштовано покриття з тротуарної плитки.

1.2 Вихідні дані

Для проектування реконструкції надані наступні документи:

- частина проектної документації, (фрагменти пояснювальної записки, архітектурно-будівельна частина. Фундаменти і підвал. Плани і розрізи 1 ... 5 поверхів, конструкції покрівлі);

- технічний паспорт на громадський будинок «Нежитлова будівля. Адреса №63, вул. велика Морська, м. Миколаїв».

- технічне заключення №1201/1п «Технічне обстеження, оцінка технічного стану та перевірка несучої здатності конструкцій будівлі нежитлового приміщення інв. №15383 ТОВ СП «НІБУЛОН» в м. Миколаєві по вул. Велика Морська 63/1, 63/2, 63/5, 63/8, 63/10 з метою визначення можливості репланування приміщень та будівництва дахової котельні».

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		10

- «Заключення про інженерно-геологічні вишукування на ділянці проекрованої надбудови 6-го поверху будівлі по вул. Велика Морська, 63 в м. Миколаєві», що виконане у 2014 році.

Згідно з проектними даними фундаменти під стінами та колонами будівлі виконано плитними товщиною 500 мм. Плита підсилена перехресною балочною системою, яка улаштована по цифрових та літерних осях. Балки улаштовані під колонами та несучими цегляними стінами. Висота балок під колонами – 500 мм, під несучими стінами – 790 мм.

1.3 Кліматологічні показники

Територія, де розташований об'єкт реконструкції, згідно з класифікацією ДБН В.1.2-2-2006 Навантаження і впливи, знаходиться в 3-му вітровому [2, с. 26]; 2-му сніговому [2, с. 22]; 4-му ожеледному районі [2, с. 36]; і згідно з класифікацією [2], має наступні кліматичні характеристики:

- снігове навантаження – 870 Па [2, с. 51];
- вітровий тиск – 470 Па [2, с. 51];
- товщина кірки ожеледі – 22 мм [2, с. 51];
- сейсмічність – до 6 балів за картою ЗСР-2004-А [12, с.70].

Згідно з розрахунками, наданими замовником, об'єкт обстеження згідно з класифікацією ДБН В.1.2-14-2009 [7, табл. 5] відносять до класу наслідків (відповідальності) – СС2 (середні наслідки).

1.4. Характеристика будівлі

Згідно з технічним паспортом на громадський будинок «Нежитлова будівля. Адреса №63, вул. велика Морська, м. Миколаїв», розробленого Миколаївським міжміським бюро технічної інвентаризації у 2013 році, завершення будівництва відбулося у 1977 році.

Будівля запроектована за конструктивною схемою з неповним каркасом, що складається, в основному, зі збірних залізобетонних колон та ригелів та зовнішніх несучих стін виконаних з силікатної цегли, кладеної на цементно-піщаному розчині. Перекриття будівлі виконані з порожнистих та, частково, ребристих плит з окремими монолітними ділянками.

На момент дослідження будівля знаходилася у стані активної експлуатації.

Будівля складається з трьох конструктивних частин прямокутного перерізу, які розташовуються відповідно у полиці та стійках несиметричної літери «П». Частини поєднані між собою коридорами дверними прорізами.

Перша частина будівлі в осях «3-9» – «А-Г», п'ятиповерхова з підвалом, окрім фрагмента в осях «А-А'» - «1-3», де підвальні приміщення засипані ґрунтом, розмірами в плані в осях 36,6 х 15 м – основна (полиця літери «П»). Конструктивно сформована зовнішніми повздовжніми несучими стінами по осях «А» та «Г» в осях відповідно «3-9» та «3-7», поперечними стінами по осях «3» та «9» в осях «А-Г», двома рядами колон по осях «Б» та «В», поперечними

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		11

несучими стінами сходинок-ліфтового блоку по осях «6», «7», «В+1 м», «В+3м», «8+3м». Між колонами в напрямку літерних осей «Б» та «В» улаштовано ригелі в осях «3» - «9» прольотом 6 м. Поперечник цієї частини будівлі – трьохпролітний 6 м, 3 м та 6 м відповідно. Кожний з прольотів перекритий порожнистими збірними залізобетонними плитами. В осях «В-Г» - «5-9» улаштовано надбудову 6-го поверху будівлі, яка являє собою конструкцію з неповним каркасом господарського призначення. По осі «В» – колони, залізобетонні балки, по інших осях – цегляні стіни. Надбудова перекрита порожнистими залізобетонними панелями.

Друга частина будівлі в осях «1-3»-«А-Ж/І» - п'ятиповерхова, з підвалом в осях «А'-Е» – розміром в плані в осях 12 х 28 м. Конструктивно сформована двома рядами зовнішніх стін, улаштованими по осях «1» та «3» (стіна по осі «3» є продовженням 1-ої частини будівлі); поперечними стінами по осі «А», «А'» та «Е», поперечною стіною по осі «Ж/І». Стіни по осях «А» та «Ж/І» в осях «1-3» улаштовані в рівні першого поверху на залізобетонних несучих стійках рам РМ-1 та РМ-2. По осі «2» улаштовано один ряд колон, між якими в напрямку осі «2» улаштовано ригелі. Поперечник частини будівлі в осях «1-3»-«А-Ж/І» - двохпролітний по 6 м відповідно. Фрагмент цієї частини будівлі в осях «Е» - «Ж/І» має проїзд у внутрішній двір (рис. 2.48). В цій частині будівлі улаштовано основні входні групи по будівлі. Над ригелями улаштовано залізобетонні порожнисті панелі перекриття. Надбудова об'єднує два сходових блоки та забезпечує вихід на покрівлю будівлі.

Третя частина будівлі в осях «7'-9»-«Г-Л» – п'ятиповерхова, з підвалом – розміром в плані в осях 12 х 25,93 м. Конструктивно сформована двома рядами зовнішніх стін, улаштованими по осях «7'» та «9», поперечними стінами по осі «Г» та «Л» (стіна по осі «Г» – спільна для 1-ої та 3-ої частини), рядом колон по осі «8'», поперечною стіною по осі «К+1 м». Поперечник цієї частини будівлі – двохпролітний по 6 м відповідно до відмітки 4-го поверху включно). В цій частині будівлі, в рівні підвалу, улаштовано бомбосховище. Над ригелями улаштовано залізобетонні порожнисті панелі перекриття. В рівні п'ятого поверху в осях «Г-К» - «7 - 9» улаштовано актову залу, яка на момент обстеження використовувалося як загальне приміщення відділів. Проліт плит перекриттів в цьому місці – 12 м в осях. В осях «К-Л» - «7' – 9'» улаштовано надбудову шостого поверху господарського призначення, яка забезпечує вихід на покрівлю. В рівні перекриття підвалу монолітні колони, об'єднані монолітними ригелями висотою 900 мм, в них, у цьому ж рівні улаштовано стакани, в які замонолічено збірні колони каркасу 1-го поверху (арк. КЖ-18и). В осях «Ж-Л» в рівні підвального поверху над ригелями улаштовано монолітну посилену плиту перекриття товщиною 400 мм.

Згідно з проектними даними, фундаменти будівлі виконані у вигляді фундаментної плити, глибина залягання підосви -4,400 м від рівня чистої підлоги 1-го поверху. Фундаментна плита, «П»-подібна у плані, товщиною 500 мм підсилена залізобетонними монолітними балками, улаштованими у напрямку цифрових і літерних осей, 900 х 500 мм – під колонами, 600 х 790 (h)

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							12
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

мм під зовнішніми та внутрішніми несучими стінами. Балочна система, разом з плитою, утворює кесонну ребристу фундаментну плиту. В місцях улаштування колон вхідної групи по осі «А» та залізобетонної рами по осі «Ж/И» на фундаментній плиті улаштовано монолітні підколони розмірами в плані 1,8 х 1,8 м по осі «А» та 1,8 х 1,7 м по осі «Ж/И» (більшим розміром паралельно літерним осям). Підколони мають висоту 790 мм. Робоче армування фундаментної кесонної плити виконано з арматури періодичного профілю класів А-II та А-III. Поперечне армування – з гладкої арматури класу А-I. Армування балочної частини плити – вертикальні арматурні каркаси У місцях улаштування колон над балками встановлено металеву закладну деталь, яка через арматурні випуски тіло балки та формує підколонник.

Стіни підвалу влаштовано по балочних конструкціях плити з бетонних блоків шириною 600 мм (місцями – 400 мм, в зоні сходинок-ліфтових та сходинок блоків), підсилені у кутах кутовими сітками. Для зовнішніх стін в основному улаштовано по висоті 4 блоки, що спираються на залізобетонну балку, для стін, що спираються безпосередньо на плиту улаштовано 5 блоків по висоті, що спираються на підбетонку. Безпосередньо під перекриттями над бетонними блоками улаштовано монолітний залізобетонний пояс жорсткості товщиною 400 мм на всю ширину стін.

Стіни надземної частини будівлі – несучі, товщиною в рівні 1-го та 2-го поверхів – 640 мм, в рівні 3-го – 5-го поверхів – 510 мм, з повнотілого силікатного блочка кладеного на цементно-піщаному розчині за двохранною системою перевязки швів. Перемичками над віконними прорізами будівлі служать монолітні пояси.

Колони – збірні залізобетонні, перерізом 400 х 400 мм по серії ИИ-04-2, вип. 2. Окремі колони, а саме, колони рами РМ-1 вхідної групи в осях «А – 1», «А – 2» – монолітні залізобетонні, перерізом 500 х 500 мм; колони підвалу поблизу укриття по осі «8'» в осях «Ж – К» перерізом 900 х 900 мм, та 1200 х 900 мм, колони монолітної рами РМ-2 в зоні проїзду по осі «Ж/И» в осях «1 – 3» – перерізом 800 х 500 мм.

Ригелі – збірні залізобетонні по серії ИИ-04-3 вип.2, переріз ригелів тавровий, полицею до низу розмірами: полиця – 400 х 250 мм, стійка – 200 х 200 мм. В рівні підвального поверху та в рівні надземної частини будівлі улаштований металеві ригелі Р-7, виготовлений з двох швелерів, зварених у короб. Окремі ригелі, а саме, ригелі рами РМ-1 вхідної групи по осі «А» в осях «1-3» та по осі «1» в осях «А-А'», в рівні 1-го поверху, – монолітні залізобетонні, перерізом 800 х 520 мм. Ригелі укриття по осі «8'» в осях «Ж-Л», які є частиною монолітної рами МУ-1.

Перекриття підвалу, першого ... четвертого поверхів, покриття п'ятого поверху та надбудов шостого поверху, окрім покриття над актовим залом (приміщенням відділів), виконані з порожнистих збірних залізобетонних панелей по стінах та ригелях з окремими монолітними ділянками. Плита перекриття в довгих прольотах мають довжину в рівні підвалу, 1-го та 2-го поверхів – 5,8 м; в рівні 3-го ... 5-го поверхів – 5,9 м. Перекриття в коротших

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		13

прольотах в осях «Б-В» - мають довжину 2,9 м. Покриття над актовою залою – з залізобетонних ребристих панелей покриття товщиною 300 мм. В рівні підвального поверху улаштовано потужну монолітну плиту перекриття над приміщенням бомбосховища товщиною 400 мм, яка посилена балками шириною 900, 600 та 400 мм загальною висотою 700 та 900 мм.

Внутрішні самонесучі стіни підвалу та перегородки товщиною 120 мм виконані з керамічної повнотілої цегли, кладеної на цементно-піщаному розчині. В надземній частині будівлі виявлені гіпсокартонні щитові перегородки по металопрофілю, цегляні перегородки товщиною 120 мм, склоблочні перегородки, в основному, по осі «Б» та, окремими місцями, по осі «В» будівлі.

Підлога більшості приміщень підвалу та господарських приміщень надбудови 6-го поверху – бетонна, в окремих місцях – керамічна плитка та бетонна з мармуровою крихтою. Підлога більшості санвузлів, господарчих приміщень, серверних, сходових клітинах, окремих коморах, підсобних та офісних приміщень, у коморах 1 ... 5 поверху – керамічна плитка по стяжці. В підвальних приміщеннях теплопункту, у вузлі вводу та електрощитовій, в більшості кабінетів 1-го, 3-го ... 4-го поверхів, у всіх кабінетах та приміщенні відділів 5-го поверху, у кімнаті персоналу 6-го поверху, коридорі та у вент. кімнаті, у електрощитовій, підсобних приміщеннях, кімнаті охорони, касах окремих коридорах 1-го поверху підлога, окремих коридорах 2-го поверху, у окремих кабінетах, кімнатах відпочинку, окремих коридорах, у холі, архіві, коморі 3-го поверху, в окремих коридорах, комірці та службовому приміщенні 4-го поверху – лінолеум по вирівнюючій стяжці. В окремих приміщеннях 1-го поверху (кабінети, хол, офісні приміщення), в приймальні та кабінетах 4-го поверху – з покриттям з ковrolіну по цементній стяжці. В коридорі, холі 1-го поверху та у сходовій клітині 3-го поверху – підлога з мармурових плит. В коридорі і холі 2-го ... 5-го поверхів – з декоративного бетону з мармуровою крихтою. В кабінеті, залі кафе, коридорі 1-го поверху, в приймальні та кабінеті народного депутата 2-го поверху, в їдальні 4-го поверху – з ламінату. У електрощитовій 1-го поверху з металевих профільованих листів.

Зовнішнє оздоблення стін – в рівні першого поверху з боку вулиць Лягіна та Великої Морської – гранітна плитка, вище – декоративна цементно-піщана штукатурка. Стіни з боку внутрішнього двору та проїзду . в рівні першого поверху оздоблені декоративною штукатуркою «шуба», вище – звичайна декоративна штукатурка. Внутрішні поверхні зовнішніх стін в рівні паропету – не оздоблені.

Внаслідок тривалої експлуатації приміщень будівлі різними орендарями внутрішнє оздоблення стін – надзвичайно різноманітне. Проектне оздоблення збереглося тільки у приміщеннях підвалу та надбудов 6-го поверху. Більшість приміщень підвалу оздоблені вапняною побілкою по штукатурці. У окремих приміщеннях підвалу стіни оздоблені цементно-піщаною штукатуркою, пофарбованою водоемульсійними чи олійними фарбами. У приміщеннях 6-го поверху виявлено оздоблення стін цементно-піщаною штукатуркою із вапняним пофарбуванням вище рівня 1,5 м над підлогою, нижче –

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							14
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

пофарбування масляною фарбою, шпалери, чорнова цементно-піщана штукатурка.

Внутрішнє оздоблення стін більшості санвузлів, підсобних та господарських приміщень, комор, електрощитових 1-го ... 5-го поверху оздоблені керамічною плиткою. Стіни більшості приміщень 1-го ... 5-го поверхів оздоблені шпалерами. Багато стін приміщень 1-го та 3-го поверхів оздоблені цементно-піщаною штукатуркою, пофарбованою водоемульсійним фарбами. Стіни окремих сходових клітин 1-го ... 5-го поверхів оздоблені цементно-піщаною штукатуркою, що пофарбовані водоемульсійною фарбою, панель висотою 1,5 м від підлоги пофарбована масляною фарбою. В окремих приміщеннях 1-го ... 5-го поверхів (в основному, у коридорах та холах) виявлено оздоблення стін декоративною штукатуркою «Короїд». У окремих кабінетах 4-го і 5-го поверхів та у приміщенні відділів 5-го поверху стіни обшиті звуко-ізоляційними перфорованим гіпсокартонними листами. Склоблочні перегородки з боку коридору в рівні 3-го поверху пофарбовані. Стіни електрощитової 1-го поверху та окремих кабінетів 2-го поверху зашиті металевою вагонкою. У окремих кабінетах 2-го поверху стіни обшиті звукоізоляційними матами. В окремих приміщеннях будівлі таж присутня шпаклівка по гіпсокартонним листам, декоративна штукатурка, штукатурка пофарбована олійною фарбою.

У приміщеннях підвалу стеля оздоблена вапняним пофарбуванням по плитах перекриття. В більшості приміщень 1-го, 2-го, 3-го, 4-го та окремих приміщень 5-го поверхів – підвісна стеля типу «ARMSTRONG»; стеля більшості приміщень надбудов 6-го поверху та більшості приміщень 5-го поверху – вапняне пофарбування по шпаклівці. Стеля окремих технічних приміщень, сан вузлів коридорів та комор, окремих кабінетів 1-го, 2-го поверхів а також, у залі кафе 1-го поверху, кімнаті відпочинку 3-го поверху – гіпсокартонні листи, оздоблені водоемульсійним пофарбуванням по шпаклівці. Стеля у коридорі та електрощитовій 1-го поверху оздоблена гіпсовими декоративними плитами. Стеля приміщень охорони, комори та електрощитової 1-го поверху, холі, коридорах та більшості кабінетів, у окремих санвузлах 2-го поверху; у коридорі, холі коморі, приміщеннях архіву 3-го поверху; у серверні, коморі і службовому приміщенні 4-го поверху – вапняне пофарбування. Стеля в приймальні та кабінеті народного депутата 2-го поверху – натяжна. Стеля більшості кабінетів, коридорів, у архіві, серверній, кімнаті персоналу 3 поверху – водоемульсійне пофарбування по шпаклівці. Стеля окремих санвузлів 1-го поверху оздоблено ПВХ-панелями. Стелю у електрощитовій 1-го поверху оздоблено металевою вагонкою.

Головний вхід у будівлю розташований на західному фасаді по осі «Б» в осях «2-3». Вхід обладнаний ганком та системою сходів, спрямованих у бік вул. Лягіна та вул. Велика Морська. З вестибюлю будівлі улаштовано коридор, улаштований в осях «3-5» - «Б-В» спрямований до центрального сходинокво-ліфтового вузла в осях «5-6»-«В-Г», який забезпечує доступу до усіх поверхів будівлі. Сходи – збірні залізобетонні. Окремі сходові марші та площадки – залізобетонні по металевих косоурах. Будівлю обладнано двома ліфтами. На час

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							15
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

обстеження один ліфт знаходився у стані активної експлуатації. Другий – у резерві.

З північного боку розташований додатковий вхід у будівлю в осях «В-Г» по осі «1». Вхід обладнано ганком із системою сходів, спрямованих паралельно вул. Велика Морська. Внаслідок перепланування додатковий вхід відділений від вестибюлю та коридорів системою тимчасових перегородок, дверей та приміщень, як раніше здавалися у оренду іншій установі.

На фасаді по осі «А», паралельно вул. Лягіна, улаштовано ще два додаткових входи поблизу осі «5» та поблизу осі «8», які були улаштовані для орендарів будівлі.

В рівні 1-го поверху по осі «Г» поблизу осі «5» улаштовано вхід до внутрішнього двору. З будівлі також улаштований евакуаційний вихід по осі «Л».

Доступ до підвального поверху забезпечується через ліфтову шахту в осях «5-6» поблизу осі «В», через сходові клітини в осях «В-Г» поблизу осі «9», в осях «К-Л» - «8-9» з вулиці – через прямокутний приямок поблизу осі «Г» в осях «3 – 4+3м». На випадок надзвичайної ситуації будівлю обладнано бомбосховищем, улаштованим в рівні підвального поверху.

Покрівлю над будівлею виконано плоскою у вигляді м'якого покриття з руберойду, наклеєного на бетонну стяжку. Водовідведення з покрівлі – зовнішнє організоване, з надбудов – зовнішнє неорганізоване.

Загальна просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою повздовжніх та поперечних стін будівлі, збірних колон, що опираються на плитний фундамент, жорстких дисків залізобетонних перекриттів у вигляді збірних плит та ригелів, ядрами жорсткості ліфтових шахт та сходових клітин.

В процесі експлуатації будівлі було змінено функціональне призначення із перетворенням у офісний центр, а також, виконане часткове перепланування.

Функціональне призначення приміщення підвалу на момент обстеження – коридори, вентиляторна, технічні приміщення, бомбосховище, сходові клітини, майстерні, складські приміщення та електрощитова.

Приміщення 1 поверху – кабінети, сан. вузли, кухня, конференц-зала, приміщення схову, сходові клітини, ел. щитові, технічні приміщення, каси, коридори).

Приміщення 2 поверху – кабінети, коридори, приймальня, сан. вузли, серверна, та комори, хол.

Приміщення 3 поверху – кабінети, коридори, сан. вузли, серверна, сходові клітини, технічні приміщення, архів, комора.

Приміщення 4 поверху – кабінети, коридори, кухня, сан. вузли, сервера, комори, приймальня, їдальня.

Приміщення 5 поверху – кабінети, сан. вузли, комори, коридори.

Приміщення 6 поверху – технічні.

Будівлю обладнано наступним інженерним обладнанням: електропостачання, електроосвітлення, водопровід, каналізація, централізоване тепlopостачання, система вентиляції та кондиціювання повітря, слабкострумові мережі.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		16

Ступінь вогнестійкості будівлі (згідно з порівнянням рішень основних конструктивних елементів з параметрами табл. 1 ДБН В.1.1.-7-2016 [15]) – І.

По периметру будівлі, а також, у внутрішньому дворіку, улаштоване асфальтобетонне, місцями, бетонне вимощення з ухилом в бік доріг та проїзду.

Згідно з технічним паспортом на громадський будинок основні технічні характеристики будівлі.

Площа забудови об'єкта обстеження	—	1 322 м ² .
Будівельний об'єм	—	17 136 м ³ .
Загальна площа	—	4 179.4 м ² .

Орієнтація цифрових осей – паралельно вул. Лягіна, літерних – паралельно вул. Велика Морська. Загальний вигляд будівлі наведено на рис. 2.1 – 2.5.



Рисунок 2.1 - Загальний вигляд головних фасадів будівлі по осях «А» та «9», спрямованих, відповідно, в бік вул. Велика Морська та вул. Лягіна.



Рисунок 2.2 - Загальний вигляд об'єкта обстеження з північного боку, вид з вул. Велика Морська (фасад по осі «А»). Проїзд у внутрішній двір.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		17



Рисунок 2.3 - Загальний вигляд будівлі з південного боку, фасад по осі «9» в осях «А-Л».



Рисунок 2.5 - Загальний вигляд будівлі з боку внутрішнього дворика, по осі «Г» в осях «7-3».

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

18

1.5 Висновки до розділу

У результаті комплексного аналізу технічного стану та архітектурно-будівельних характеристик існуючої будівлі, розташованої за адресою: м. Миколаїв, вул. Велика Морська, 63, було сформовано технічно обґрунтовану основу для реалізації заходів із реконструкції. Основною концептуальною метою реконструкції є підвищення функціональної ефективності будівлі з урахуванням сучасних експлуатаційних вимог, технічного стану конструктивних елементів, а також містобудівних обмежень, зумовлених розташуванням об'єкта в зоні історичної забудови, а, також, збільшення офісних площ.

Проектними рішеннями передбачено надбудову шостого поверху господарського призначення, установлення додаткового панорамного ліфта, часткову перепланування внутрішніх приміщень, демонтаж окремих фрагментів перекриттів та оновлення зовнішніх елементів — фасадів і покрівлі — відповідно до чинних архітектурно-будівельних норм. Комплекс запланованих заходів має на меті не лише підвищення функціональних характеристик об'єкта, але й формування сучасного архітектурного образу будівлі з урахуванням її містобудівного контексту.

Важливою передумовою реалізації реконструкції є відсутність необхідності втручання в основні несучі конструкції. Згідно з висновками технічного обстеження, їхній поточний стан визнано задовільним і таким, що відповідає вимогам подальшої безпечної експлуатації. Всі архітектурно-планувальні та конструктивні рішення сформовані на основі даних технічного стану об'єкта, отриманих у результаті інженерного аналізу.

Окрема увага в проекті приділяється оптимізації функціонального зонування з урахуванням сучасних вимог до адміністративно-офісних будівель, зокрема в аспектах інженерного забезпечення, організації евакуаційних шляхів і технологічної інфраструктури. Надбудова шостого поверху дозволить раціонально збільшити корисну площу без розширення забудови по периметру, що є технічно і економічно доцільним в умовах обмеженого міського простору.

Узагальнюючи викладене, слід зазначити, що запропонована концепція реконструкції є технічно доцільною, конструктивно обґрунтованою та відповідає вимогам чинних нормативних документів у сфері проектування, експлуатації й реконструкції будівель. Її реалізація дозволить зберегти об'єкт як повноцінну функціональну одиницю міської інфраструктури з одночасним підвищенням техніко-експлуатаційних і архітектурно-просторових характеристик.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		19

2. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

2.1. Конструктивна характеристика елементів

Стіни підвалу. Стіни підвалу влаштовано по балочних конструкціях плити з бетонних блоків шириною 600 мм (місцями – 500 і 400 мм, в зоні сходинок-ліфтових та сходинок-блоків) (рис. 2.43), підсилених у кутах кутовими сітками з арматурних дротів діаметром 8 мм класу А-І, що улаштовані з кроком 100 мм (арк. КС-1, КЖ-17и2, КЖ-34и). Для зовнішніх стін в основному улаштовано по висоті 4 блоки, що спираються на залізобетонну балку, для стін, що спираються безпосередньо на плиту улаштовано 5 блоків по висоті, що спираються на підбетонку. Безпосередньо під перекриттями над бетонними блоками улаштовано монолітний залізобетонний пояс жорсткості товщиною 400 мм на всю ширину стін. Монолітний пояс виготовлений з бетону марки М200 та армований профільною арматурою класу А-ІІІ. Фрагменти поясу шириною 500 і 600 мм армовані – по 5 стрижнів в верхній і нижній частині перерізу діаметром 20 мм. Фрагменти поясу шириною 400 мм армовані – по 4 стрижні в верхній і нижній частині перерізу діаметром 20 мм, захисний шар – 30 мм, відстань до центру арматури – 40 мм. Повздовжня робоча арматура поясу обрамлена хомутами з арматури діаметром 6 мм класу А-І, яка улаштована з кроком 300 мм.

Стіни надземної частини будівлі. Зовнішні несучі стіни виконані з цегляної кладки з силікатного блочка, кладеного на цементно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх стін 1-го і 2-го поверхів – 640 мм, 3 –го, 4-го і 5-го поверхів – 510 мм. Парапетна частина зовнішніх стін – 510 мм і, місцями, 380 мм. У якості перемичок над віконними прорізами зовнішніх стін улаштовано монолітні залізобетонні пояси товщиною 300 мм. До стін будівлі в рівні першого поверху з боку внутрішнього двору улаштовані цегляні прибудови вентиляційних шахт, приямків, інших технічних приміщень.

Конструкція каркасної частини будівлі. Переkritтя. Покриття.

А) Колони – збірні залізобетонні, перерізом 400 х 400 мм марок К-60-33-4, К2-60-33-4, КЛ-60-33-4а (К-1 ... К-3) за серією ІІІ-04-2 вип.2. Несерійні колони марок К-4 ... К-17 (К2-60-33-4-1^а, К-60-33-4-1^а, КЛ-60-33-4-1^а), відрізняються від серійних улаштуванням закладних, а також, довжиною. Згідно з проектом повздовжнє робоче армування серійних та несерійних колон – 8 стрижнів діаметром 40 мм класу А-ІІІ (по 4 стрижні в бік консолей), що охоплені поперечною арматурою. Колони улаштовані на 1 чи на 2 поверхи.

Окремі колони, а саме, колони рами РМ-1 вхідної групи в рівні першого поверху, в осях «А-1», «А-2» – монолітні залізобетонні, перерізом 500 х 500 мм, армовані повздовжнім робочим армуванням діаметром 32 мм класу А-ІІІ (16 шт. на колону), що є продовженням арматурних випусків з фундаментів будівлі. В третій частині будівлі по осі «8'» в осях «Ж-К» улаштовано монолітні колони перерізом 900 х 900 мм та 1200 х 900 мм, які є частиною монолітної рами МУ.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							20
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

Колони армовані стрижнями діаметром 16 мм класу А-III, які приєднуються до арматурних випусків з фундаментів.

Б) Ригелі – збірні залізобетонні по серії ІІІ-04-3 вип.2 – марки РВ 2-72-56 (Р-1 ... Р-3 на маркувальній схемі), ригелі РВ 2-72-56-1 (Р-4), РВ 2-72-56-2 (Р-5) – допрацьовані серійні ригелі. Серійні та несерійні ригелі мають тавровий переріз полицею донизу. Полиця – 400 х 250 мм, стійка – 200 х 200 мм. Ригель армований просторовим каркасом, який складається з нижнього робочого армування – 4 шт. діаметром 25 мм, улаштованої із захисним шаром 25 мм та верхнього робочого армування, яке складається з 2 стрижнів діаметром 25 мм класу А-III (на приопорних ділянках) або з 2 стрижнів діаметром 10 мм класу А-II в прольоті. Поперечне робоче армування приопорної ділянки – стрижні діаметром 10 мм класу А-II, які улаштовані з кроком 50 мм.

В рівні підвального поверху та в рівні надземної частини будівлі улаштований металевий ригель Р-7, виготовлений з двох швелерів №24, зварених у короб металевими пластинами 180 х 100 х 8 мм, до яких приварені два металевих кутики №100 х 10 для обпирання плит перекриття.

Окремі ригелі, а саме, ригелі рами РМ-1 вхідної групи по осі «А» в осях «1-3» та по осі «1» в осях «А-А'», в рівні 1-го поверху, – монолітні залізобетонні, перерізом 800 х 520 мм, основне робоче армування – в прольоті, нижнє, – 4 шт. діаметром 32 мм класу А-III, в прольоті, верхнє, – 8 шт. діаметром 36 мм класу А-III. На опорі – нижнє – 4 діаметри 36 мм класу А-III, на опорі – верхнє, – 8 діаметрів 36 мм + 3 діаметри 32 мм класу А-III.

Ригелі укриття по осі «8'» в осях «Ж-Л», які є частиною монолітної рами МУ-1 ,перерізом 900 х 900, армовані просторовими каркасами, сформованими з плоских каркасів. Повздовжня арматура каркасів – діаметром 20, 22, 25 мм класу А-III, поперечна арматура – діаметром 12, 16 мм класу А-III. Між каркасами улаштовано з'єднувальні стрижні діаметром 8 мм класу А-I із кроком 500 мм.

В) Плити перекриття – збірні залізобетонні порожнисті товщиною 220 мм (арк. АР-12 проекту) марок ПР 8-58-12, ПК 8-58-12 (прольотом 5,8 м), ПК 17-28-12 (прольотом 2,8 м) за серією ІІІ-04-4, вип. 1 та вип. 2; ПТК-59-12 (прольотом 5,9 м) за серією ІІІ-03-02. Коротші плити прольотом 5,8 м встановлені в рівні перекриття підвалу, 1-го та 2-го поверхів. Довші плити прольотом 5,9 м улаштовані для компенсації звуження зовнішніх несучих стін в рівні 3 ... 5-го поверхів, однак у місцях, де плита перекриття примикає до колон, в рівні 3 ... 5-го поверхів улаштовано плити прольотом 5,8 м.

В рівні підвального поверху улаштовано потужну монолітну плиту перекриття над приміщенням укриття товщиною 400 мм, яка підсилена балками шириною 900 (монолітний ригель по осі «8'»), 600 та 400 мм загальною висотою 700 та 900 мм (рис. 2.45). Балки армовані плоскими каркасами, об'єднаними у просторові блоки. Плитна частина армована окремими стрижнями, діаметром 28 мм, улаштованими в верхній і нижній частині плити з кроком 150 мм . Основне робоче армування на прикладі плити ПК 8-58-12 (з відкритими порожнинами) – попередньо напружені стрижні діаметром 14 мм з арматурної сталі класу А-IV – 4 шт., що встановлені у нижній зоні із захисним

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							21
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

відстанню від краю перерізу до центру арматури – 30 мм. Початкове напруження арматурних стрижнів – 450 МПа.

Г) Плити покриття – аналогічні плитам перекриття (залізобетонні, збірні, порожнисті, товщиною 220 мм). Масово в прольотах 6 м улаштовані плити ПР 8-58-12 за серією ІІІ-04-4, вип. 1 та вип. 2; ПТК – 59-12 за серією ІІІ-03-02. В прольотах 3 м – плити ПРП 28-12 та ПК 17-28-12 за серією ІІІ-04-4, вип. 1 та вип. Над актовою залою (приміщенням відділів) – ребристі залізобетонні прольотом 12 м, шириною 1,5 м марки ПА ІІВ-1 серія 1.465-3в (арк. АР-12 проекту).

Перемички. У якості перемичок над віконними прорізами зовнішніх несучих стін використовуються монолітні пояси товщиною 300 мм. На внутрішніх стінах над дверними прорізами – залізобетонні збірні брускові. В перегородках підвального поверху - з металевих кутиків, з арматурних стрижнів, місцями дерев'яні.

Сходи. В будівлі влаштовано 3 наскрізних сходових клітини в осях «5-6» - «В-Г», «К-Л»-«8'-9», «8-9» - «В-Г». На момент обстеження основними сходовий марш в осях «5-6» - «В-Г». Інші марші використовуються як евакуаційні. В осях «Ж-Д» - «7-8» улаштована додаткова сходова клітина виключно в межах 1 і 2-го поверхів. Згідно з проектом сходи – збірні залізобетонні, двохмаршеві по серії ІІІ-03-02, альбом 20, влаштовані по збірних залізобетонних площадках по серії ІІІ-03-02, альбом 20. Огородження сходів та площадок – металеве з дерев'яними поручнями індивідуального виготовлення. Окремі сходові марші та площадки – залізобетонні по металевих костурах . З двох сходових клітин в осях «К-Л» та в осях «5-6» влаштовано виходи на покрівлю.

2.2 Збір навантажень

Навантаження та впливи на фрагмент будівлі, прийняті згідно з [2] та складають:

- власна вага збірних та монолітних залізобетонних елементів підвалу (враховано в моделі автоматично у відповідності до заданих перерізів);
- навантаження на конструкції перекриття підвалу (вага підлоги, корисне навантаження, вага тимчасових перегородок...) (див. нижче);
- навантаження від ґрунту на зовнішній крайок фундаментної плити $q_{e2} = 57,41 \text{ кН} / \text{м}^2$;
- навантаження від підлоги підвалу, трамбованої засипки, корисних впливів, тимчасових перегородок... на фундаментну плиту (див. нижче);
- навантаження на фундаментну плиту від конструкцій вхідної групи $q_{e4} = 70,6 \text{ кН} / \text{м}^2$;

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							22
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

- навантаження на фундаментну плиту від елементів проїзду та автомашин у проїзді $q_{e5} = 64,42 \text{ кН} / \text{м}^2$;
- навантаження від колон каркасу, що включає навантаження від перекриттів, покриття, власної ваги конструкцій, корисних впливів, снігового впливу на покрівлю, конструкцій надбудов у відповідності до вантажної площі колон (збір навантажень, див. нижче);
- навантаження на стіни підвалу, що включає навантаження від перекриттів, покриття, власної ваги стін і залізобетонних конструкцій, корисних впливів, снігового впливу на покрівлю, конструкцій надбудов у відповідності до вантажної площі стін (збір навантажень, див. нижче).

Детально збір навантажень див. нижче. При розрахунку по 1-й групі граничних станів використовувались розрахункові навантаження, по 2-й групі граничних станів – експлуатаційні. При визначенні несучої здатності елементів конструкцій будівлі у відповідності з вимогами, вказаних в [2], для класу наслідків СС-2 враховується коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,1$ (для розрахунку за 1-ю групою граничних станів) та $\gamma_n = 0,975$ (для розрахунку за 2-ю групою граничних станів).

Визначення навантаження на фундаменти від надземних конструкцій:

Висота поверхів 3,3 м, підвалу 3,3 м.

Вага 1 м² збірних плит перекриття - 3,0 кН.

Вага 1 м² конструкції підлоги:

- лінолеум 10 мм 0,11 кН;
- шар звукоізоляції 0,15 кН;
- шар самовирівнюючої суміші 45 мм 0,81 кН;
- шар ґрунтовки 0,42 кН;

Разом 1,49 кН.

Вага 1 м² конструкції покрівлі:

- 2 шари руберойду 0,10 кН;
- Армована цементно-піщана стяжка(40 мм) 0,80 кН;
- Пінополістиролбетон для ухилу $\gamma=2.5\text{кН/м}^3$ (20-320 мм) 0,425 кН;
- Утеплювач – пінополістирольні плити ПСБ-С-50 $\gamma=0.5\text{кН/м}^3$ (200 мм) 0,1 кН;
- пароізоляція 0,05 кН;
- цементно-піщана стяжка $\gamma=18.0\text{кН/м}^3$ (20мм) 0,36 кН

Разом 1,84 кН.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							23
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

Вага перегородок на 1 м² підлоги - 2,0 кН.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на плиту [2]:

$$\Psi_{n1} = 0,4 + \frac{\Psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}, \quad (2.1)$$

де n — загальна кількість перекриттів, Ψ_{A1} розраховується за формулою

$$\Psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A / A_1}}, \quad (2.2)$$

де A=9м², A₁ — вантажна площа.

Снігове навантаження, згідно з [2] на 1 м² покриття складає

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C, \quad (2.3)$$

де $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}$; $C_e=1$, оскільки покрівля утеплена, $C_{alt}=1$, оскільки висота над рівнем моря $H < 0,5$ км;

Коефіцієнт форми покрівлі μ приймаємо при ухилі покрівлі до 25° $\mu=1$.

Навантаження на фундаментну плиту від підвальних конструкцій:

Навантаження зібране в рівні чистової підлоги підвалу.

Вага на 1 м² конструкцій підлоги:

- конструкція підлоги 150 мм 3,6 кН;
- підсипка ущільненим ґрунтом 450 мм 8,55 кН;

Разом 12,15 кН.

Результати розрахунків представлені у таблиці 2.1.

Найбільш несприятливим сполученням навантажень для фундаменту буде їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень.

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = \\ = (12,15 + 0,9 \times 2 + 0,95 \times 1,0) \times 0,975 = 14,16 \text{ (кН/м}^2\text{)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = \\ = (13,67 + 0,9 \times 2,4 + 0,95 \times 1,2) \times 1,1 = 18,33 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							24
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

Таблиця 2.1 – Навантаження на фундаментну плиту

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_f m	X_m , кН
<u>1 Постійні вертикальні навантаження</u>			
1. Вага конструкції підлоги	<u>12,15</u>	1,1	<u>13,67</u>
Всього:	12,15		13,37
<u>2. Змінні вертикальні навантаження</u>			
1. Корисне навантаження на перекриття 2,00	2	1,2	2,4
2. Навантаження від перегородок 1,0	<u>1,0</u>	1,2	<u>1,2</u>
Всього:	3		2,6

Навантаження на плиту перекриття підвалу:

Навантаження зібране в рівні чистової підлоги першого поверху.

Результати розрахунків представлені у таблиці 2.2.

Найбільш несприятливим сполученням навантажень для фундаменту буде їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень

Таблиця 2.2 – Навантаження на плиту перекриття підвалу

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
<u>1. Постійні вертикальні навантаження</u>			
1. Вага конструкції підлоги	<u>1,49</u>	1,1	<u>1,61</u>
Всього:	1,49		1,61
<u>2. Змінні вертикальні навантаження</u>			
1. Корисне навантаження на перекриття 2,00	2	1,2	2,4
2. Навантаження від перегородок 2,0	<u>2,0</u>	1,2	<u>2,4</u>
Всього:	3,37		4,04

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n =$$

$$= (1,49 + 0,9 \times 2,0 + 0,95 \times 2,0) \times 0,975 = 5,06 \text{ (кН/м}^2\text{)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n =$$

$$= (1,61 + 0,9 \times 2,4 + 0,95 \times 2,4) \times 1,1 = 6,69 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

Колона по осям «Г»-«2».

Навантаження зібране в рівні чистової підлоги першого поверху.

Вантажна площа для однієї колони $A_{\text{вант.}} = 6,0 \times 6,0 = 36 \text{ м}^2$.

Результати розрахунків представлені у таблиці 2.3.

Найбільш несприятливим сполученням навантажень для фундаменту буде їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень.

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = \\ = (1226,52 + 0,9 \times 207,65 + 0,95 \times 360,0) \times 0,975 = 1711,52 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = \\ = (1416,06 + 0,9 \times 266,46 + 0,95 \times 432,0) \times 1,1 = 2272,91 \text{ (кН)}.$$

Таблиця 2.3 – Навантаження на колону по осям «Г»-«2»

Найменування навантаження і формула підрахунку	X _e , кН	γ_{fm}	X _m , кН
А. Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колони 0,4 x 0,4 x (6 x 3,3) x 36,0	79,2	1,1	87,12
2. Вага ригелів 4,58 x 6 x 6	164,88	1,1	181,37
3. Вага плит перекриття 3,0 x 36,0 x 6	648,0	1,1	712,8
4. Вага конструкції підлоги 1,49 x 36,0 x 5	268,20	1,3	348,66
5. Вага покрівлі 1,84 x 36,0	<u>66,24</u>	1,3	<u>86,11</u>
Всього:	1226,5		1416,1
Б. Змінні вертикальні навантаження			
1. Корисне навантаження на перекриття 2,0x5x36,0x0,534	192,3	1,2	230,76
2. Навантаження від перегородок 2,0x36,0x5	360,0	1,2	432,0
3. Снігове навантаження 0,87x36,0 ($\gamma_{fe} = 0,49$)	<u>15,35</u>	1,14	<u>35,70</u>
Всього:	567,65		698,46

2.3 Опис розробленої тривимірної математичної моделі

Для оцінки несучої здатності будівельних конструкцій об'єкта обстеження, що, внаслідок реконструкції надбудовується 6-м поверхом та в окремих місцях змінює конструктивну схему розбиранням плит перекриттів та улаштуванням нових стінових конструкцій, враховуючи коефіцієнти надійності, наведені у нормах ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [7], виконано комплекс робіт, наведених нижче.

1. Моделювання основних несучих конструкцій фрагмента будівлі у програмному комплексі «Lira САПР». Для оцінки просторової роботи будівлі в цілому вибраний повний підвальний поверх, разом з фундаментною плитою, ребрами жорсткості плити, збірними та монолітними колонами, збірними та монолітними ригелями, збірними плитами перекриття.
2. Збір навантажень на будівлю виконано на дію основного сполучення навантажень. Навантаження від конструкцій, розташованих вище відм. 0.000 будівлі моделювалися навантаженням.
3. Перевірка несучої здатності основних конструктивних елементів будівлі.

Розрахунок конструкцій будівлі після реконструкції виконаний шляхом моделювання основних елементів підвального поверху у вигляді тривимірної моделі за допомогою програмного комплексу «Lira-Windows», що є комп'ютерною системою для структурного аналізу та проектування.

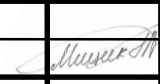
Теоретичною основою використаної програми є метод скінчених елементів (МСЕ). Реалізований варіант МСЕ використовує принцип можливих переміщень.

Розрахункова схема об'єкта реконструкції прийнята у вигляді просторової системи, що складається із пластинчатих елементів, які моделюють роботу плитних фундаментів, збірних плит перекриттів, стін підвалу, стрижневих елементів, які моделюють роботу колон, збірних і монолітних ригелів.

Вигляд моделі будівлі після реконструкції, яка узагальнено реалізує концепцію надбудови, наведено на рис. 2.1 та рис. 2.2. Перевірка несучої здатності і стійкості конструкцій виконана відповідно до діючих нормативних документів [4], [11], [17].

Для моделювання ґрунтової основи в комп'ютерній моделі використано коефіцієнти основи C_{1z} та C_{2z} (зв'язки кінцевої жорсткості у напрямку Oz), що дозволяє змоделювати роботу ґрунту під плитою.

Для оцінки міцності жорсткості конструкцій підвального поверху прийнято такі параметри жорсткості конструкцій:

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		27

Таблиця 2.4 – Прийняті матеріали та їх характеристики моделі підвального поверху

№	Конструктивний елемент	Прийнятий клас бетону	Розрахункове значення модуля пружності, E_{cd} , ГПа
1	Фундаментна плита	C12/15 (B15)	16,3
2	Ребра жорсткості фундаментної плити	C12/15 (B15)	16,3
3	Колонни збірні	C25/30 (B30)	25
4	Ригелі збірні	C30/35 (B30)	27
5	Колонни монолітні	C12/15 (B15)	16,3
6	Ригелі монолітні	C12/15 (B15)	16,3
7	Плити збірні	C16/20 (B20)	20
8	Монолітні ділянки перекриття	C12/15 (B15)	16,3
9	Бетонні блоки	C8/10 (B10)	12,6

Розрахунок коефіцієнтів постелі виконувався ітераційним методом. Згідно з цим методом на першому кроці обчислень знаходять осадки основи від рівномірно розподіленого середнього тиску та визначаються коефіцієнти жорсткості (постелі).

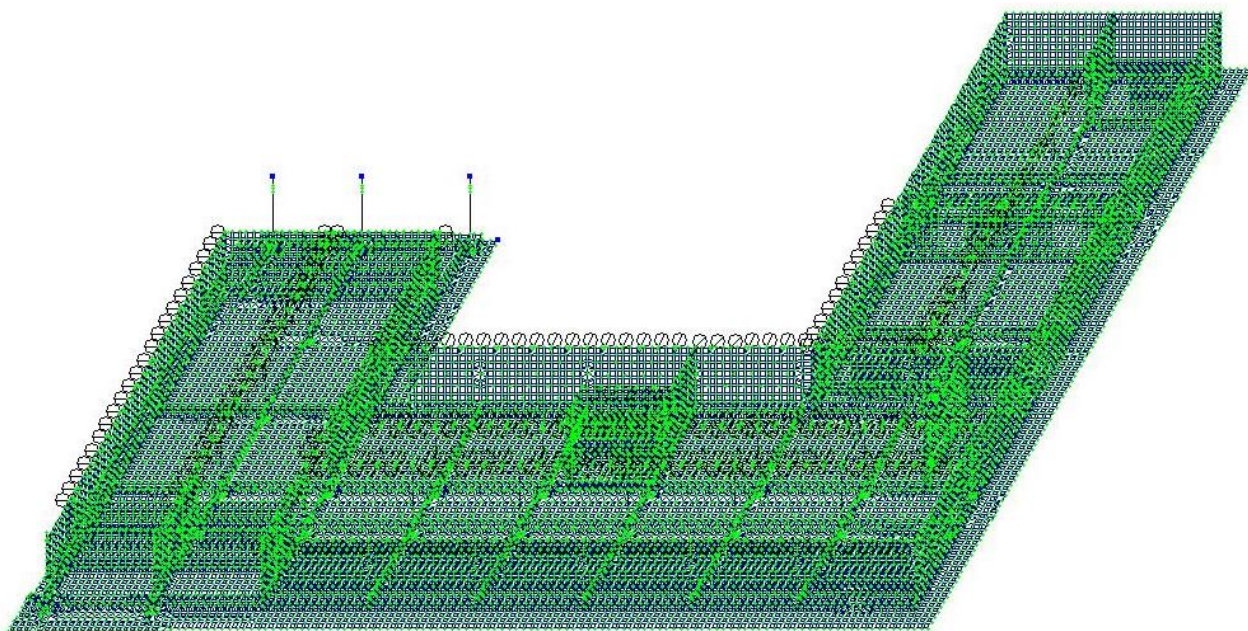
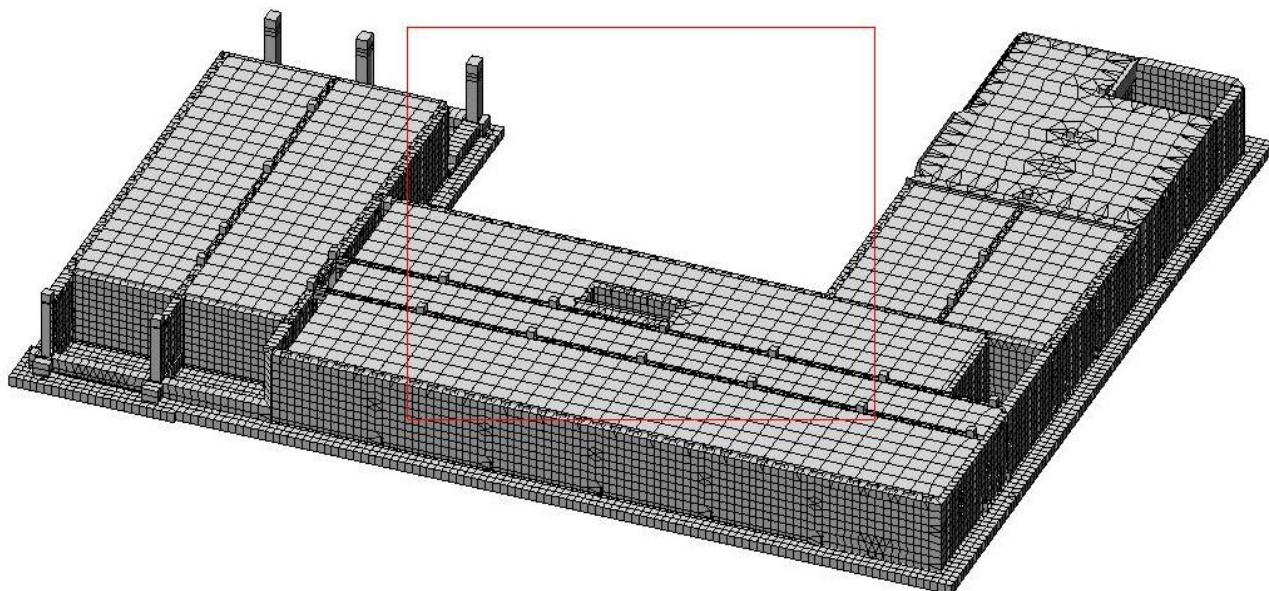
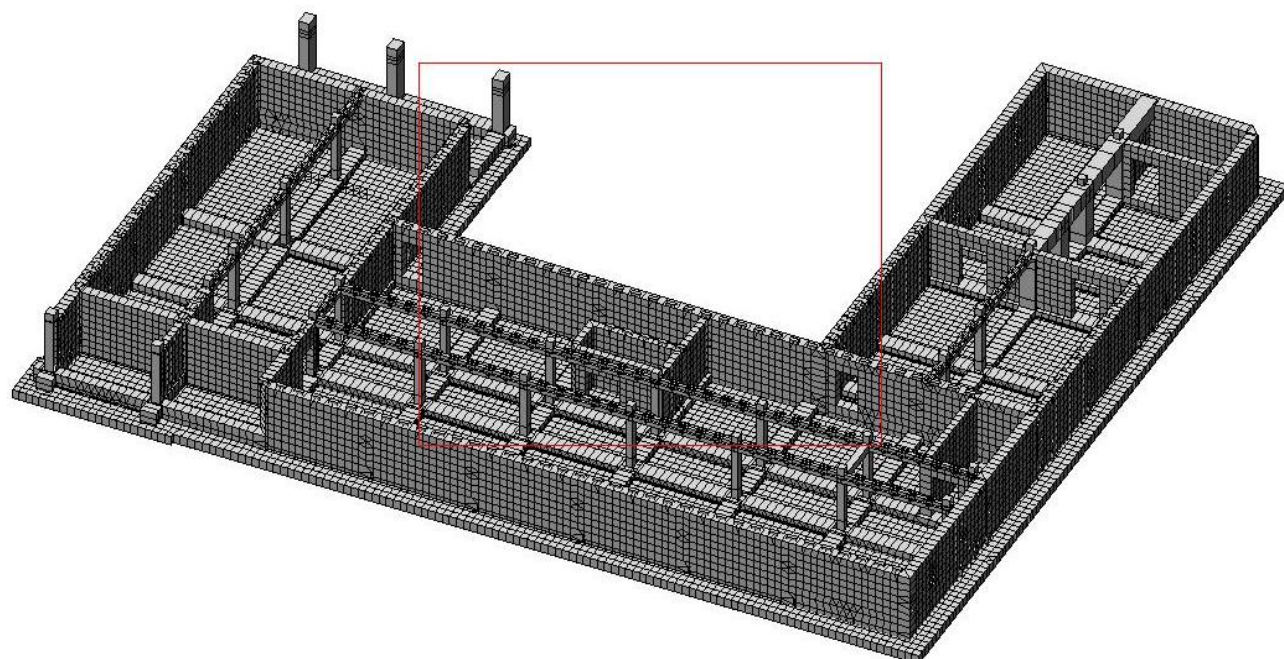


Рисунок 2.6 – Тривимірна модель конструкцій підвального поверху



а)



б)

Рисунок 2.7 – Тривимірне відображення моделі: а – з перекрыттями підвалу, б – перекрыття підвалу умовно не показані.

Остаточні значення коефіцієнтів постелі, прийняті у розрахунку у вертикальному напрямку (вздовж осі Oz) під плитою при новому конструктивному рішенні будівлі (із надбудовою):

$$C_{1z} = 289 \text{ т / м}^3 \text{ та } C_{2z} = 633 \text{ т / м}.$$

					
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

29

2.4. Розрахунок типової плити перекриття

Розрахунок елементів будівлі проводимо згідно з нормами [4], [11], [17].

Потреба у розрахунках типової плити ПК-8-58-12 виникла внаслідок зміни нормативної документації з розрахунків ЗБК. Розглядається існуюча типова збірна плита перекриття підвалу в осях «А-Б» - «4-5».

В результаті виконаних робіт з візуального та інструментального обстеження встановлено, що за геометричними розмірами та параметрами армування плити перекриття відповідають проекту. Для розрахунку плити прийнято, що клас бетону В20 (С16/20), що відповідає переважній більшості плит, що випробувані методами неруйнівного контролю (за серією клас бетону – М200 (В15)). Встановлені за обстеженням параметри армування (4 арматурні стрижні діаметром 14 мм) у нижній зоні плити, також відповідають кресленню на арк. 12 серії ІІІ-04-04. Клас арматурної сталі прийнято за серією ІІІ-04-04 – А-ІV (що відповідає сучасному класу А600). Характеристики бетону наведені у табл. 2.5. Характеристики армування плити перекриття наведено в табл. 2.6.

Розрахунок проведено за 1-ю та 2-ю групами граничних станів.

Перевірочні розрахунки залізобетонної конструкції плити перекриття виконано згідно з вимогами п.6.1.1 ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» за деформаційною методикою, згідно зі спрощеною дволінійною діаграмою деформування бетону за методикою, викладеною у джерелі [21 – Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010) Частина 1. Розрахунок за І групою граничних станів. – К.: КНУБА, 2017, – 168 с.].

Таблиця 2.5 – Міцнісні та деформаційні характеристики бетону збірної плити перекриття, що розраховується, згідно з ДБН В.2.6-98:2009.

№	Характеристика	Значення характеристик
1	Елемент перекриття	Збірна плита перекриття підвалу ПК-8-58-12
2	Бетон	С16/20 (В20)
3	$f_{ck,prism}$, МПа	15
4	f_{cd} , МПа	11,5
5	f_{ctm} , МПа	1,9
6	$\epsilon_{c3,cd}$, ‰	0,58
7	$\epsilon_{cu3,cd}$, ‰	3,23
8	γ_c (γ_{c1})	1,3 (1,0)

Таблиця 2.6 – Міцнісні та деформаційні характеристики арматури збірної плити перекриття, що розраховується, згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

№	Характеристика	Значення
1	Елемент перекриття	Збірна плита перекриття підвалу ПК-8-58-12
2	Арматура класу	A-IV (A600)
3	f_{pk} , МПа	630
4	$f_{p0,1k}$, МПа	575
5	ϵ_{uk} , ‰	0,02
6	E_p , МПа	$1,9 \cdot 10^5$
7	γ_s	1,2

На час обстеження на конструкції перекриття підвалу чинять вплив конструкції підлоги, вага перегородок, корисне навантаження.

Згідно з опалубними кресленнями плита ПК-8-58-12 має номінальну довжину $L_{nl} = 5,8$ м та ширину – 1,2 м (рис.2.4.1, а). Товщина плити $h = 220$ мм. Фактична довжина та ширина перерізу відповідно 5760 мм та 1190 мм. Згідно з результатами обмірів та проектними даними плита перекриття ПР-8-58-12 обпирається з одного боку (по осі «В» на конструкції збірного ригеля ($a_1 = 90$ мм), а з другого (по осі «Г»), – на конструкцію зовнішньої несучої стіни ($a_2 = 210$ мм). В рівні підвального поверху під плитами перекриття улаштовано монолітний пояс товщиною 400 мм. Плита працює як шарнірно обперта по балочній схемі розрахунковим прольотом $L_0 = L_{nl} - (a_1 + a_2) / 2 = 5800 - (90 + 210) / 2 = 5650$ (мм).

Для розрахунку по нормальних перерізах за першою групою граничних станів фактичний переріз порожнистої плити прийнято тавровим (рис.2.4.1, г). Шість круглих порожнин діаметром 159 мм замінені шістьма еквівалентними квадратами з розміром сторін $a_{\kappa\phi} = \sqrt{\pi \cdot 159^2 / 4} = 141$ (мм) (рис. 2.4.1, в). Ширина умовної плитної частини порожнистої плити становить $b_f' = 1190 - 2 \cdot 15 = 1160$ (мм), висота $h_{eff} = h_f' = (220 - 141) / 2 = 39,5$ (мм). Ширина стійки умовного тавра $b_w = 1160 - 6 \cdot 141 = 314$ (мм). Фактична відстань до центру розтягнутої арматури від низу перерізу за результатами обмірів $a_s = 23 + 14 / 2 = 30$ (мм).

Розрахункову ширину полиці приймаємо з умови включення в роботу частини перерізу тавра.

Оскільки $h_{eff} / h = 39,5 / 220 = 0,180 > 0,1$, то в розрахунках приймаємо частину перерізу шириною $b_f' = b_w + 12 \cdot h_{eff} = 314 + 12 \cdot 39,5 = 788$ (мм), рис. 2.7, в).

Мінімальна відстань від краю перерізу до центру розтягнутої арматури згідно з вимогами чинних норм: $a_{s,min} = 1,5 \cdot 14 + 10 = 31 \text{ (мм)}$, що близьке до фактично визначеного – $a_s = 30 \text{ мм}$: $(a_s = 30 \text{ мм}) \approx (a_{s,min} = 31 \text{ мм})$. Умову виконано.

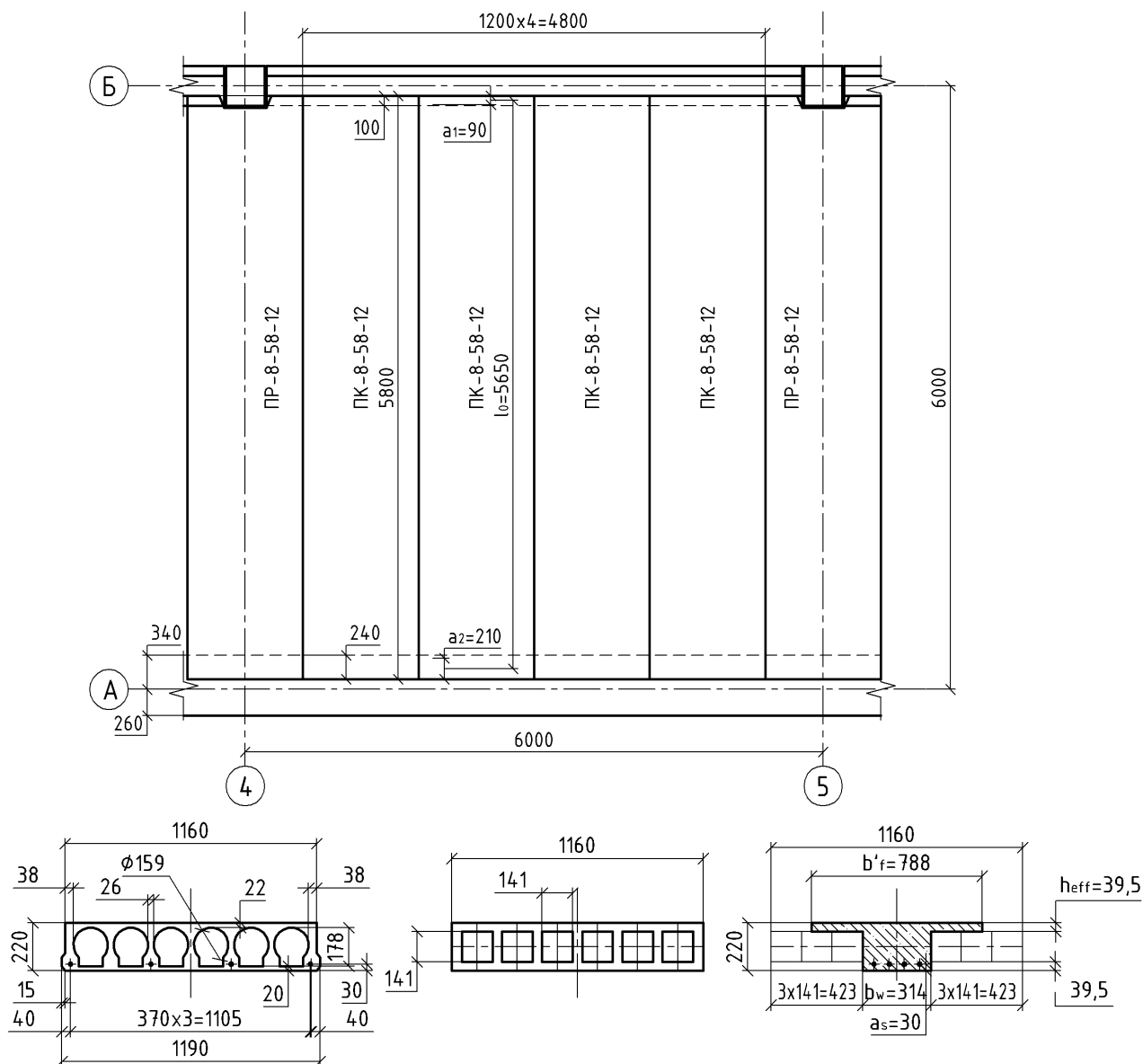


Рисунок 2.7 – Розрахункова ділянка перекриття підвалу в осях «4»-«5» – «А-Б»: а – схема ділянки, б – фактичний переріз плити, в – заміна круглих порожнин еквівалентними квадратними, г – розрахунковий переріз.

Навантаження на конструкції плити перекриття ПК-8-58-12 визначені згідно з ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження і впливи». Для перевірки граничних станів першої групи використано граничні розрахункові значення навантажень. Для перевірки граничних станів другої групи, використано експлуатаційні навантаження.

До постійних, тимчасових довготривалих і квазіпостійних навантажень на перекриття належить їх вага, вага чистової підлоги, вага стелі, вага перегородок.

До тимчасових навантажень відносять корисне навантаження від меблів, працюючих та відвідувачів будівлі.

Розрахункові значення навантажень визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} та коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n^I , експлуатаційні – на коефіцієнт γ_{fe} та коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n^{II} .

На перекриття підвалу без урахування власної ваги плити впливає комплекс експлуатаційних навантажень $q_{nle} = 5,06 \text{ кПа}$ та розрахункових навантажень - $q_{nlp} = 6,69 \text{ кПа}$.

Частина цих навантажень (60%) є квазіпостійною, частина (40%) – тимчасовою:

$$q_{nle} = g_{nle} + v_{nle} = 3,04 + 2,02 = 5,06 \text{ (кПа)};$$

$$q_{nlp} = g_{nlp} + v_{nlp} = 4,02 + 2,67 = 6,69 \text{ (кПа)}.$$

З урахуванням ваги плити за серією (1,75 т) додаткові експлуатаційний та розрахунковий тиски від власної ваги плити перекриття:

$$Mg_{nl} \cdot \gamma_{fe} \cdot \gamma_n^{II} / (L_{nl} \cdot B_{nl}) = 17,5 \cdot 1 \cdot 0,975 / (5,8 \cdot 1,2) = 2,45 \text{ (кПа)},$$

$$Mg_{nl} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n^I / (L_{nl} \cdot B_{nl}) = 17,5 \cdot 1,1 \cdot 1,1 / (5,8 \cdot 1,2) = 3,04 \text{ (кПа)}.$$

Експлуатаційне значення постійних та квазіпостійних тисків буде:
 $3,04 + 2,45 = 5,49 \text{ (кПа)},$

тимчасових – $2,02 \text{ кПа}$, повних $5,49 + 2,02 = 7,51 \text{ (кПа)}$.

Розрахункове значення постійних та квазіпостійних тисків буде:
 $4,02 + 3,04 = 7,06 \text{ (кПа)},$

тимчасових – $2,67 \text{ кПа}$, повних $7,06 + 2,67 = 9,73 \text{ (кПа)}$.

Граничне розрахункове навантаження на 1 м довжини при вантажній ширині плити 1,2 м:

$$\text{повне } g + V = 9,73 \times 1,2 = 11,68 \text{ (кН/м)},$$

$$\text{постійне і квазіпостійне } g = 7,06 \times 1,2 = 8,47 \text{ (кН/м)};$$

$$\text{тимчасове: } V = 2,67 \times 1,2 = 3,21 \text{ (кН/м)}.$$

Експлуатаційне розрахункове навантаження на 1 м довжини при вантажній ширині 1,2 м:

$$\text{повне } g_e + V_e = 7,51 \times 1,2 = 9,01 \text{ (кН/м)},$$

$$\text{постійне і квазіпостійне } g_e = 5,49 \times 1,2 = 6,59 \text{ (кН/м)};$$

$$\text{тимчасове: } V_e = 2,02 \times 1,2 = 2,42 \text{ (кН/м)}.$$

Згинальний момент від граничних (розрахункових) навантажень:

$$M = (g + V) \times L_o^2 / 8 = 11,68 \times 5,65^2 / 8 = 46,61 \text{ (кН·м)};$$

Те саме від експлуатаційних навантажень:

$$M_e = (g_e + V_e) \times L_o^2 / 8 = 9,01 \times 5,65^2 / 8 = 35,95 \text{ (кН·м)};$$

Те саме від експлуатаційних постійних, квазіпостійних та тимчасових довготривалих навантажень (для розрахунку прогинів):

$$M_{eg} = g_e \times L_o^2 / 8 = 6,59 \times 5,65^2 / 8 = 21,91 \text{ (кН·м)}.$$

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		33

А) Розрахунок за першою групою граничних станів за нормальними перерізами.

Визначаємо місцезнаходження стиснутої зони бетону.

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою:

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p,0}} = \frac{0,19 \cdot 0,00323}{0,00323 + 0,00252} = 0,106 \text{ (м)}.$$

де d – робоча висота перерізу, $d = z_s = h - a_s = 220 - 30 = 190$ мм.

$\varepsilon_{p,0}$ – відносні деформації видовження арматури на умовній межі текучості, визначаються за формулою,

$$\varepsilon_{p,0} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{479,17}{1,9 \cdot 10^5} = 252 \cdot 10^{-5}.$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 575 / 1,2 = 479,17 \text{ (МПа)}.$$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{323 \cdot 10^{-5} - 58 \cdot 10^{-5}}{323 \cdot 10^{-5}} = 0,820.$$

Виконаємо порівняння міцності бетону повністю стиснутої полиці і розтягнутої арматури. Міцність розтягнутої арматури (4 Ø14 мм, $A_s = 615,7 \text{ мм}^2$): $f_{pd} \cdot A_s = 479,17 \cdot 10^3 \cdot 615,7 \cdot 10^{-6} = 295 \text{ (кН)}$.

Міцність бетону полицки без урахування стиснутої арматури:

$$\frac{f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_{eff} \cdot (1 + \lambda)}{2} = \frac{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,788 \cdot 0,0395 \cdot (1 + 0,82)}{2} = 325 \text{ (кН)}.$$

$$(f_{pd} \cdot A_s = 295 \text{ (кН)}) < \left(\frac{f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_{eff} \cdot (1 + \lambda)}{2} = 325 \text{ (кН)} \right).$$

Нейтральна вісь в момент руйнування по арматурі знаходиться в межах полицки. В цьому випадку тавровий переріз розглядається як прямокутний.

Перевіряємо достатність армування мінімальним конструктивним вимогам. Фактична площа армування $A_s = 615,7 \text{ мм}^2$. З умов мінімального армування, коефіцієнт армування ρ повинен бути не меншим 0,5 %:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100\% = \frac{A_s \cdot 100\%}{b_f' \cdot h_f' + b_w \cdot (h - h_f')} \geq \rho_{\min} = 0,5\%.$$

Фактичне значення ρ :

$$\left(\rho = \frac{615,7 \cdot 10^{-6} \cdot 100\%}{0,788 \cdot 0,0395 + 0,314 \cdot (0,22 - 0,0395)} = 0,7\% \right) > (\rho_{\min} = 0,5\%).$$

Умову виконано.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		34

Висота стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \frac{2 \cdot f_{pd} \cdot A_s}{(1 + \lambda) \cdot b_f \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 479,17 \cdot 10^3 \cdot 615,7 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,82) \cdot 0,788 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,036 \text{ (м)}.$$

$(x_1 = 0,036 \text{ м}) < (h_{eff} = 0,0395 \text{ м})$. Умову розташування нейтральної осі в поличці виконано. Це також було підтверджено попередніми розрахунками.

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{lu}$,

$$(x_1 = 0,036 \text{ м}) < (x_{lu} = 0,106 \text{ м}).$$

Умову виконано. Несуча здатність перерізу встановлюється по розтягнутій арматурі.

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз:

$$M_u = A_s \cdot f_{pd} \cdot \left(z_s - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right) =$$

$$= 6,157 \cdot 10^{-4} \cdot 479,17 \cdot 10^3 \cdot \left(0,19 - \frac{0,036 \cdot (1 + 0,82 + 0,82^2)}{3 \cdot (0,82 + 1)} \right) = 51,2 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

$(M = 46,61 \text{ кНм}) < (M_u = 51,2 \text{ кНм})$. Умову міцності виконано.

Коефіцієнт використання перерізу 0,91 (по розтягнутій арматурі).

Б) Розрахунок за II групою граничних станів.

Необхідність визначення прогинів розрахунковим шляхом перевіряється виконанням умови:

$$\lambda_u > \lambda,$$

де λ_u – гранична гнучкість елемента;

λ – фактична гнучкість.

Фактичний відсоток армування для розтягнутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень $\rho = 0,7\%$.

Довідковий відсоток армування:

$$\rho_o = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{15} = 0,0039.$$

Оскільки $\rho = 0,007 > \rho_o = 0,0039$, гранична гнучкість елемента визначається за формулою:

$$\lambda_u = K \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho}{\rho - \rho_o} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\left(\frac{\rho'}{\rho_o} \right)} \right].$$

Фактичне значення ρ' (відсоток армування стиснутої зони) в бік запасу приймаємо рівним 0.

$$\lambda_u = 1,0 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{15} \cdot \frac{0,007}{0,007 - 0,0039} + 0 \right] = 24,12,$$

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		35

де $K=1$ – для плити перекриття, що вільно обперта по краях.

Фактична гнучкість:

$$\lambda = \frac{L_0}{d} = \frac{5650}{190} = 29,74.$$

Оскільки $\lambda = 29,74 > \lambda_u = 24,12$, тобто умова не виконується. В такому необхідно виконати розрахунок прогинів.

Розрахунок залежності «момент-кривизна» проведемо деформаційним методом у відповідності з ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування».

Графік «момент-кривизна» плити перекриття від експлуатаційних впливів наведений на рис. 2.4.2, числові дані наведені в таблиці 2.4.3.

Кривизна елемента обчислюється за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3},$$

де $1/r_1$ – кривизна елемента від дії експлуатаційних постійних, квазіпостійних і тривалих навантажень, складає $1/r_1 = 0,00652 \text{ (м}^{-1}\text{)}$ (шляхом інтерполяції при моменті від постійних і тривалих навантажень $M_{eg} = 21,91 \text{ кН}\cdot\text{м}$);

$1/r_2$ – кривизна обумовлена усадкою бетону, внаслідок відсутності даних про умови твердіння приймається $1/r_2 = 0$;

$1/r_3$ – кривизна елемента від постійної і тривалої дії попереднього напруження.

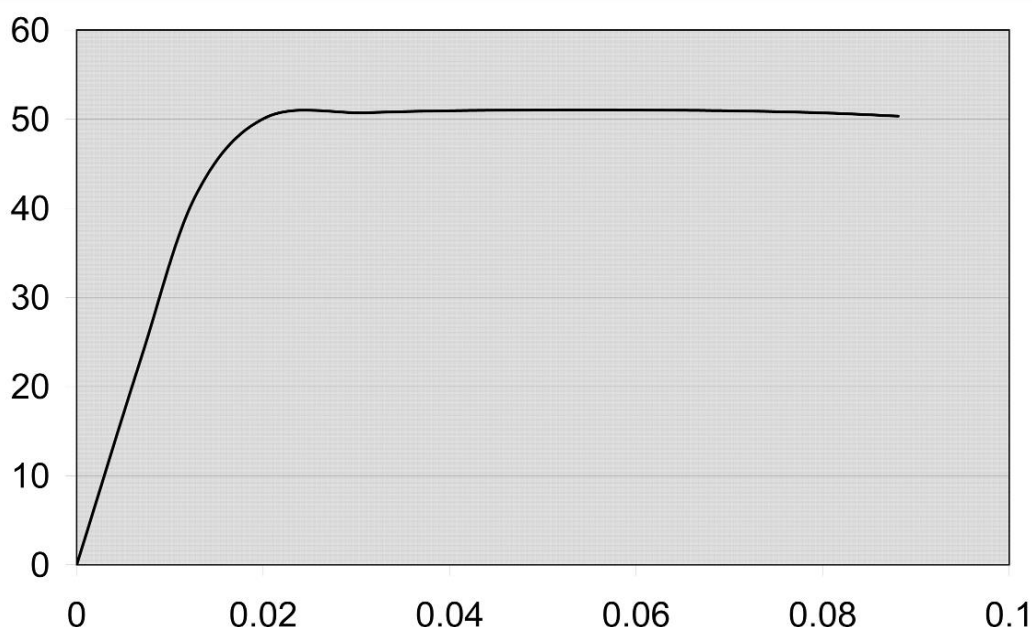


Рисунок 2.8 – Графік «момент-кривизна» напружено-деформованого стану залізо-бетонної збірної плити перекриття.

Таблиця 2.7 – Зведені результати розрахунку кривизни від корисних навантажень

Номер кроку	Кривизна, $1/r \cdot 10^{-3}$, 1/м	Момент, М, кНм
0	0	0.00
1	0.0069	23.17
2	0.0128	41.52
3	0.0203	50.19
4	0.0311	50.73
5	0.0420	50.97
6	0.0528	51.20
7	0.0631	51.01
8	0.0727	50.89
9	0.0811	50.67
10	0.0881	50.34

Згідно з серійними даними початкові напруження в арматурі плити $\sigma_0 = 450 \text{ МПа}$. Оскільки відомостей про спосіб виготовлення плити немає, задаємося найгіршим оціночним значенням втрат на рівні 50% від σ_0 : $\Delta\sigma_p = 0,5 \cdot \sigma_0 = 450 \cdot 0,5 = 225 \text{ (МПа)}$. Таким чином, залишкові напруження в плиті $\sigma_p = \sigma_0 - \Delta\sigma_p = 450 - 225 = 225 \text{ (МПа)}$.

Звідки, згинальний момент, що викривляє плиту вгору:

$$M_p = -\sigma_p \cdot A_s \cdot \left(z_s - \frac{x_{lu} \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right), [\text{кН} \cdot \text{м}].$$

$$M_p = -225 \cdot 10^6 \cdot 6,157 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,19 - \frac{0,106 \cdot (1 + 0,82 + 0,82^2)}{3 \cdot (0,82 + 1)} \right) = -19,61 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

$1/r_3 = -0,00583 \text{ (м}^{-1}\text{)}$ (шляхом інтерполяції при моменті від згинального моменту $M_p = -19,61 \text{ кН} \cdot \text{м}$).

Звідси, загальна кривизна елемента:

$$\frac{1}{r} = 0,00652 + 0 - 0,00583 = 0,00069 \text{ (м}^{-1}\text{)}$$

Загальний прогин елемента визначається за формулою:

$$f = \frac{1}{r} \cdot k_m \cdot L_0^2 = 0,00069 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,65^2 = 2,3 \text{ (мм)},$$

де $k_m = \frac{5}{48}$ – коефіцієнт, який залежить від схеми завантаження балки.

Гранично допустимий прогин для перекриття за [11]:

$$f_u = \frac{1}{200} \cdot L_0 = \frac{1}{200} \cdot 5650 = 28,25 \text{ (мм)}.$$

Оскільки фактичний прогин f менше гранично допустимого прогину f_u :

$$f = 2,33 \text{ мм} < f_u = 28,25 \text{ мм},$$

Умову виконано.

Жорсткість плити перекриття забезпечена.

2.5 Розрахунок найбільш навантаженого ригеля

З точки зору міцності і жорсткості у найбільш не вигідному напружено-деформованому стані знаходяться збірні ригелі перекриття підвалу по осі «2» в осях «А'-Е», оскільки там їх вантажна площа найбільша.

В результаті виконаних робіт з візуального та інструментального обстеження встановлено, що за геометричними розмірами та параметрами армування ригелі перекриття відповідають проекту. Для розрахунку ригеля В35 (С30/35), що відповідає найслабшому класу бетону у ригелях, встановленому за результатами вибіркового неруйнівного контролю методом пружного відскоку (за серією – М400, що відповідає сучасному класу бетону В30). Встановлені за обстеженням параметри армування нижньої зони ригеля РВ 2-72-56 (4 арматурні стрижні діаметром 25 мм) також відповідають кресленню серії ІІІ-04-3 вип.2. Прийнятий у розрахунку переріз ригеля – тавровий, полицю донизу. Полиця – 400 х 250 мм, стійка – 200 х 200 мм. За результатами обмірів захисний шар нижньої арматури – 35 ... 40 мм. Прийнята у розрахунку, відстань від центра ваги нижньої робочої арматури до краю перерізу $a_s = 40 \text{ мм}$. Клас арматурної сталі прийнятий за серією - А-ІІІ (що відповідає сучасному класу А400). Верхнє робоче армування прийнято за серією, а саме, 2 стрижні діаметром 25 мм класу А-ІІІ (на приопорних ділянках) та 2 стрижнів діаметром 10 мм класу А-ІІ в прольоті. Прийнята у розрахунку, відстань від центра ваги верхньої робочої арматури до краю перерізу $a'_s = 40 \text{ мм}$. Характеристики бетону наведені у табл. 6.4. Характеристики армування ригеля наведено в табл. 6.5. Розрахунок проведено за 1-ю групою граничних станів.

Перевірочні розрахунки ригеля виконано згідно з вимогами п.6.1.1 ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» за деформаційною методикою, згідно зі спрощеною дволінійною діаграмою деформування бетону за методикою, викладеною у джерелі [21 – Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010) Частина 1. Розрахунок за І групою граничних станів. – К.: КНУБА, 2017, – 168 с.].

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							38
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

Таблиця 2.8 – Міцнісні та деформаційні характеристики бетону збірного ригеля, що розраховується, згідно з ДБН В.2.6-98:2009.

№	Характеристика	Значення характеристик
1	Елемент перекриття	Збірний ригель перекриття підвалу РВ 2-72-56
2	Бетон	C30/35 (B20)
3	$f_{ck,prism}$, МПа	25,5
4	f_{cd} , МПа	19,5
5	f_{ctm} , МПа	2,8
6	$\epsilon_{c3,cd}$, ‰	0,72
7	$\epsilon_{cu3,cd}$, ‰	2,93
8	γ_c (γ_{c1})	1,3 (1,0)

Таблиця 2.9 – Міцнісні та деформаційні характеристики арматури ригеля, що розраховується, згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

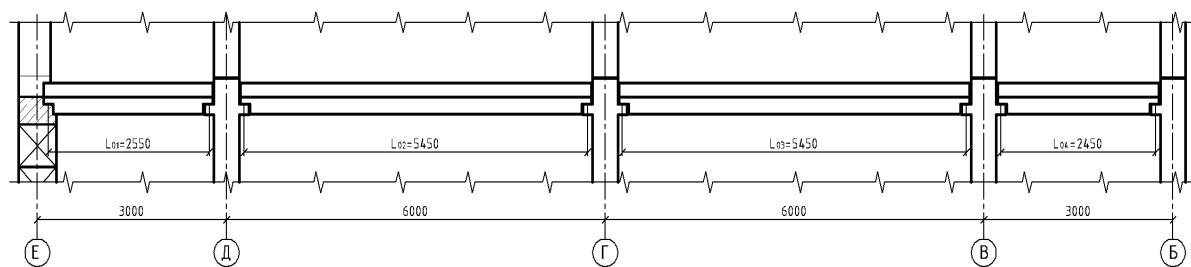
№	Характеристика	Значення
1	Елемент перекриття	Збірний ригель перекриття підвалу РВ 2-72-56
2	Арматура класу	A-III (A400)
3	f_{yk} , МПа	400
4	f_{ywd} , МПа	285
5	ϵ_{ud} , ‰	0,025
6	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
7	γ_s	1,1

На час обстеження на конструкції ригеля підвалу чинять вплив конструкції плит перекриття. Збір навантажень на плити виконано у п. 6.1. Вантажна ширина конструкцій ригеля – 6 м. Звідси випливає:

Повне розрахункове значення постійних та квазіпостійних тисків від плит перекриттів на ригель дорівнюватиметься $9,73 \text{ кПа}$. Оскільки власна вага ригеля РВ 2-72-56 за серією становить 1,878 т, граничне розрахункове навантаження на 1 м довжини ригеля при вантажній ширині ригеля 6,0 м:

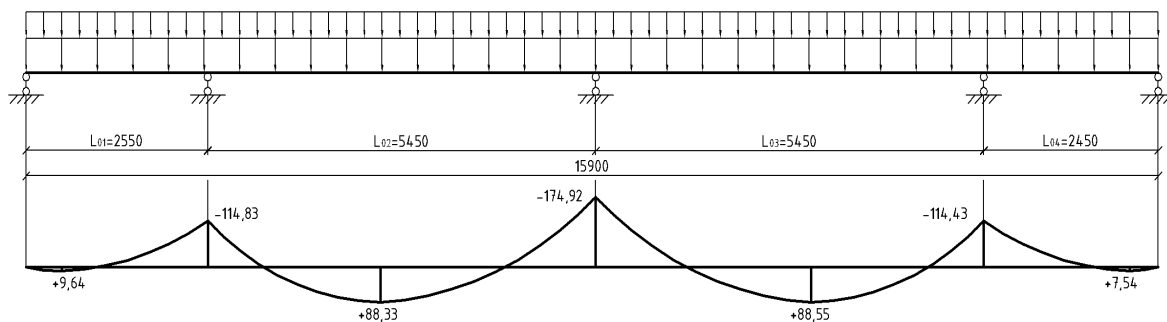
$$g + V + g_p \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n^I / L_{02} = 9,73 \cdot 6,0 + 18,78 \cdot 1,1 \cdot 1,1 / 5,45 = 62,55 \text{ (кН / м)}$$

Змінна складова $V = 2,67 \cdot 6 = 16,02 \text{ кН / м}$ може змінювати своє положення в прольотах. А постійна та довготривала складова $g + g_p \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n^I / L_{02} = 46,53 \text{ (кН / м)}$ чинить вплив по всіх прольотах одночасно. Розглянуто три найбільш не вигідних варіанти розташування тимчасового навантаження.



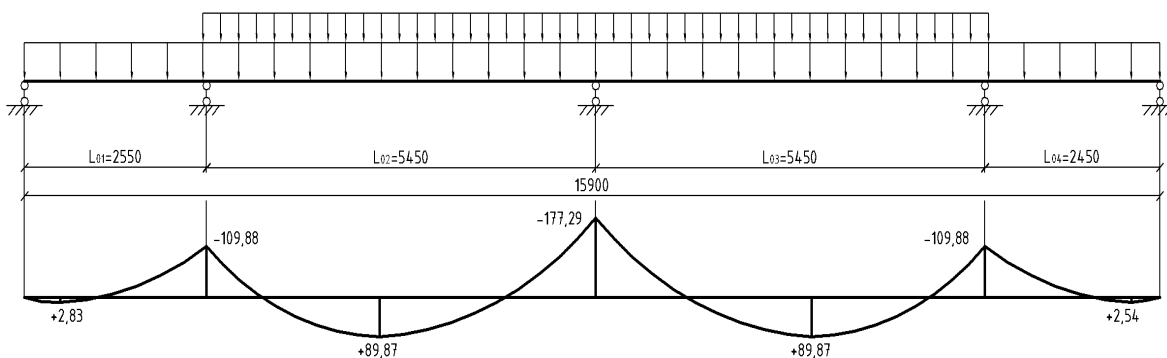
а)

Варіант 1



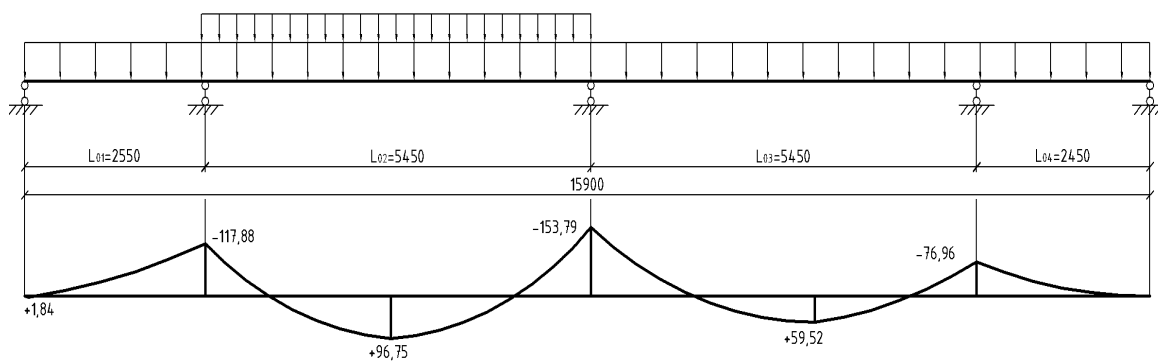
б)

Варіант 2



в)

Варіант 3



г)

Рисунок 2.10 – Розрахункова схема ригеля: а – конструкція, б – розрахунковий випадок №1, в – розрахунковий випадок №2, г – розрахунковий випадок №3.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

40

З епюр, наведених на рис. 2.10, добре видно, що розрахункові згинальні моменти від граничних (розрахункових) навантажень, які визначено за нерозрізною схемою роботи ригеля, як багатопролітної балки становлять:

В прольоті: $M_{\max} = +96,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$, на опорі – $M_{\min} = -177,29 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

У випадку розрізної роботи ригеля пролітний момент

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L_{02}^2}{8} = \frac{62,55 \cdot 5,45^2}{8} = 232,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Із урахуванням перерозподілу згинальних моментів від ригеля до колони, (рис. 5.7,а), у прольоті згинальний момент $M_{\max} = +40,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$, на опорі – $M_{\min} = -121,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Розрахунковий переріз ригеля для перевірки міцності за пролітним моментом наведений на рис. 2.11, а), за опорним – на рис. 2.11, б).

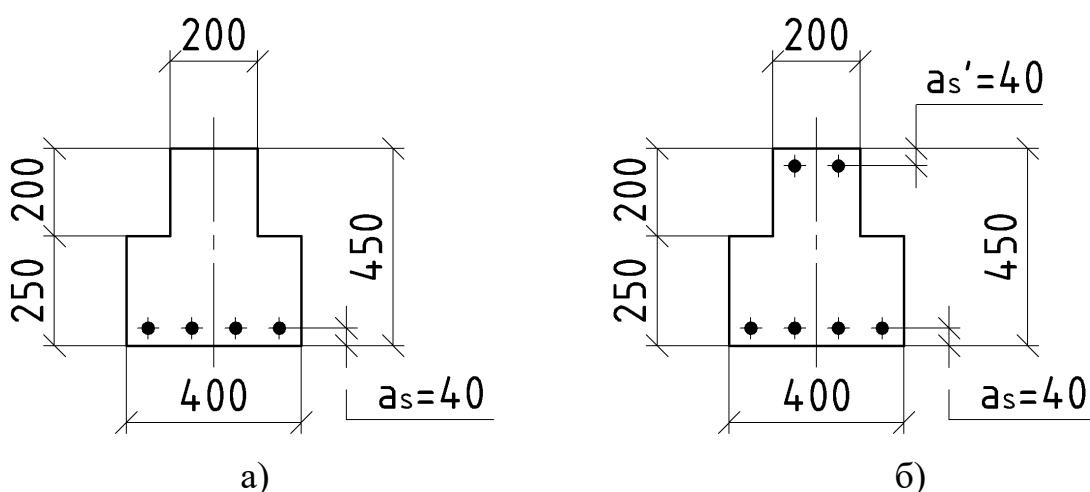


Рисунок 2.11 – Розрахунковий переріз ригеля: а – в прольоті, б – на опорі.

А) Розрахунок за першою групою граничних станів ригеля в прольоті.

Розрахункове значення міцності арматури на межі текучості:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,1 = 363,6 \text{ (МПа)}.$$

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою:

$$x_{l,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s,o}} = \frac{0,41 \cdot 0,00293}{0,00293 + 0,00173} = 0,256 \text{ (м)},$$

де d – робоча висота перерізу, $d = z_s = h - a_s = 450 - 40 = 410 \text{ (мм)}$.

$\varepsilon_{s,o}$ – відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначаються за формулою,

$$\varepsilon_{s,o} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363,6}{2,1 \cdot 10^5} = 173 \cdot 10^{-5}.$$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{293 \cdot 10^{-5} - 72 \cdot 10^{-5}}{293 \cdot 10^{-5}} = 0,754.$$

Перевіряємо достатність армування мінімальним конструктивним вимогам. Фактична площа армування розтягнутої зони перерізу ригеля в прольоті – 4 діаметра 25 мм $A_s = 1963 \text{ мм}^2$. З умов мінімального армування, коефіцієнт армування ρ повинен бути не меншим 0,5 %:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100\% \geq \rho_{\min} = 0,5\%.$$

Фактичне значення ρ :

$$\left(\rho = \frac{1963 \cdot 10^{-6} \cdot 100\%}{0,4 \cdot 0,25 + 0,2 \cdot 0,2} = 1,4\% \right) > (\rho_{\min} = 0,5\%).$$

Умову виконано.

Висота стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_s}{(1 + \lambda) \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 363,6 \cdot 10^3 \cdot 1963 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,754) \cdot 0,2 \cdot 19,5 \cdot 10^3} = 0,209 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{1u}$,

$$(x_1 = 0,209 \text{ м}) < (x_{1u} = 0,256 \text{ м}).$$

Умову виконано. Несуча здатність перерізу ригеля в прольоті встановлюється по розтягнутій (нижній) арматурі.

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз (по арматурі):

$$M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(z_s - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right) =$$
$$= 19,63 \cdot 10^{-4} \cdot 363,6 \cdot 10^3 \cdot \left(0,41 - \frac{0,209 \cdot (1 + 0,754 + 0,754^2)}{3 \cdot (0,754 + 1)} \right) = 226,8 \text{ (кНм)}.$$

За умови нерозрізної роботи ригелів при якісному виконанні з'єднувальних «рибок» та приварці всіх закладних до закладних колон:

$$(M = 96,75 \text{ кНм}) < (M_u = 226,8 \text{ кНм}). \text{ Умову міцності виконано.}$$

За умови дефектів у вузлах стикування ригелів та колон ригель працює як шарнірно обпертий:

$$(M = 232,3 \text{ кНм}) > (M_u = 226,8 \text{ кНм}). \text{ Умову міцності не виконано.}$$

Коефіцієнт використання перерізу ригеля в прольоті – 1,024 (по розтягнутій (нижній) арматурі).

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		42

Б) Розрахунок за першою групою граничних станів ригеля на опорі.

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою:

$$x_{1,u} = \frac{d' \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s,o}} = \frac{0,41 \cdot 0,00293}{0,00293 + 0,00173} = 0,256 \text{ (м)},$$

де d' – робоча висота перерізу, $d' = z_s' = h - a_s' = 450 - 40 = 410 \text{ (мм)}$.

Коефіцієнт $\lambda = 0,754$.

Фактична площа армування розтягнутої зони перерізу ригеля в на опорі – 2 діаметра 25 мм $A_s' = 982 \text{ мм}^2$.

Армування стиснутої зони – 4 діаметра 25 мм $A_s = 1963 \text{ мм}^2$.

Переріз розраховуємо як прямокутний з подвійним армуванням. Оскільки $A_s' = 982 \text{ мм}^2$ (яка виступає в ролі розтягнутої арматури) $< A_s = 1963 \text{ мм}^2$ (яка виступає в ролі стиснутої арматури), стиснута (нижня) частина перерізу переармована. Тому, в момент руйнування розтягнутої арматури, величина $x_1 = (a_s = 0,04 \text{ м})$.

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{1u}$,

$$(x_1 = 0,04 \text{ м}) < (x_{1u} = 0,256 \text{ м}).$$

Умову виконано. Несуча здатність перерізу ригеля на опорі встановлюється по розтягнутій (верхній) арматурі.

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз (по розтягнутій арматурі):

$$M_u' = A_s' \cdot f_{yd} \cdot \left(z_s - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right) =$$
$$= 9,82 \cdot 10^{-4} \cdot 363,6 \cdot 10^3 \cdot \left(0,41 - \frac{0,04 \cdot (1 + 0,754 + 0,754^2)}{3 \cdot (0,754 + 1)} \right) = 140,1 \text{ (кНм)}.$$

$$(M' = M_{\min} = -177,29 \text{ кН} \cdot \text{м}) > (M_u' = -140,1 \text{ кНм}).$$

Умову міцності не виконано.

Коефіцієнт використання перерізу ригеля на опорі – 1,265 (по розтягнутій (верхній) арматурі).

З урахування перерозподілу згинального моменту за просторовим розрахунком:

$$(M' = M_{\min} = -121,0 \text{ кН} \cdot \text{м}) < (M_u' = -140,1 \text{ кНм}).$$

Умову міцності найбільш навантаженого ригеля виконано.

Вказані розрахунки свідчать, що під час реконструкції не можна додатково навантажувати будівельні конструкції перекриттів.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							43
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

2.6 Розрахунок і конструювання колони каркасу

Вантажна площа середньої колони:

$$A_{\text{вант.}} = 6,0 \cdot 6,0 = 36(\text{м}^2)$$

Постійне граничне навантаження від перекриття:

$$P_g = q_g \cdot A_{\text{вант.}} \cdot n = 4,8 \cdot 36 \cdot 6 = 1036,8 \text{ (кНм)}$$

Граничне навантаження від власної ваги ригелів:

$$P_{\text{риг}} = \frac{q_{\text{риг}}}{B} \cdot A_{\text{вант.}} \cdot n = \frac{6,171}{5,25} \cdot 36 \cdot 6 = 253,89 \text{ (кН)}$$

Граничне навантаження від власної ваги колон:

$$P_{\text{кол}} = b_{\text{кол}}^2 \cdot h_{\text{кол}} \cdot \rho_{\frac{3}{6}} \cdot n \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n^1 = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 6 = 95,83 \text{ (кН)}$$

Повне граничне навантаження:

$$G = P_g + P_{\text{риг}} + P_{\text{кол}} = 1036,8 + 253,89 + 95,83 = 1386,52 \text{ (кН)}$$

Тимчасове граничне навантаження від перекриття:

$$Q_v = q_v \cdot A_{\text{вант.}} \cdot n = 5,28 \cdot 36 \cdot 5 = 950,4 \text{ (кН)}$$

Тимчасове граничне навантаження – снігове навантаження (м. Миколаїв):

$$Q_{\text{сніг}} = q_{\text{сніг}} \cdot A_{\text{вант.}} = 1,11 \cdot 36 = 39,96 \text{ (кН)}$$

де $q_{\text{сніг}}$ – граничне снігове навантаження в кН/м²;

Повздовжня сила на колони першого поверху рами від повного навантаження:

$$N_{ed} = G + Q_v + Q_{\text{сніг}} = 1386,52 + 950,4 + 39,96 = 2406,88 \text{ (кН)}$$

Для колони, згідно з існуючими елементами, приймаємо наступні матеріали:

- Бетон – клас C25/30
- Арматура – робоча повздовжня A400C; поперечна A240C.

Фізико-хімічні характеристики матеріалів наведені в таблиці 2.10.

Таблиця 2.10 – Фізико-хімічні характеристики матеріалів

		Арматура			
		A400C		A240C	
$f_{ck,prism}$, МПа	22	f_{yk} , Мпа	400	f_{yk} , Мпа	240
f_{cd} , Мпа	17	f_{yd} , Мпа	363,7	f_{yd} , Мпа	228,6
f_{ctm} , Мпа	2,6	f_{ywd} , Мпа	285	f_{ywd} , Мпа	170
$\varepsilon_{cu3.cd}$	0,68	ε_{ud}	0,025	ε_{ud}	0,025
$E_{cu3.cd}$	3,00	E_s , Мпа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , Мпа	$2,1 \cdot 10^5$
γ_{c1}	0,9	γ_s	1,1	γ_s	1,05

Перевіряємо умову забезпечення несучої здатності колони:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Тоді, фактична несуча здатність перерізу колони становить :

$$N_{Rd} = \frac{12,56 \cdot 36,3 \cdot (35 - 5) + 1,53 \cdot 40 \cdot 40 \cdot (0,5 \cdot 40 - 5)}{16,5} = 3054,4(\text{кН});$$

$$N_{Rd} = 12,56 \cdot 36,3 + 1,53 \cdot 40 \cdot 40 + 12,56 \cdot 36,3 = 3359,86 (\text{кН}).$$

Для порівняння приймаємо менше значення, тобто $N_{Rd} = 3054,4(\text{кН})$.

Перевіряємо несучу здатність колони:

$$N_{Ed} = 2406,88 (\text{кН}) < N_{Rd} = 3054,4 (\text{кН})$$

Умова виконана. Несуча здатність перерізу забезпечена.

На рис. 2.12 наведений вузол стикування колони з ригелем.

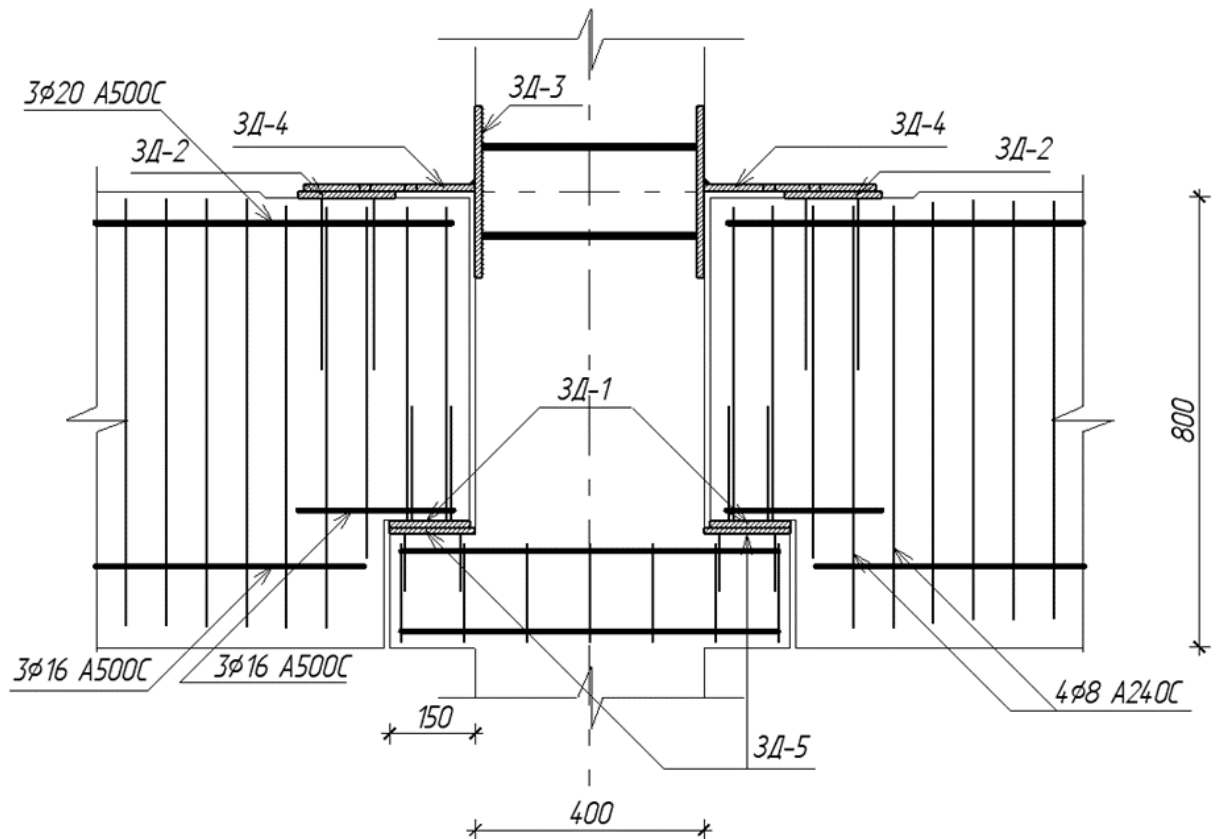


Рисунок 2.12 – Вузол стикування колони з ригелем

На рис. 2.13 представлені закладні деталі для вузла стикування колони з ригелем

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		45

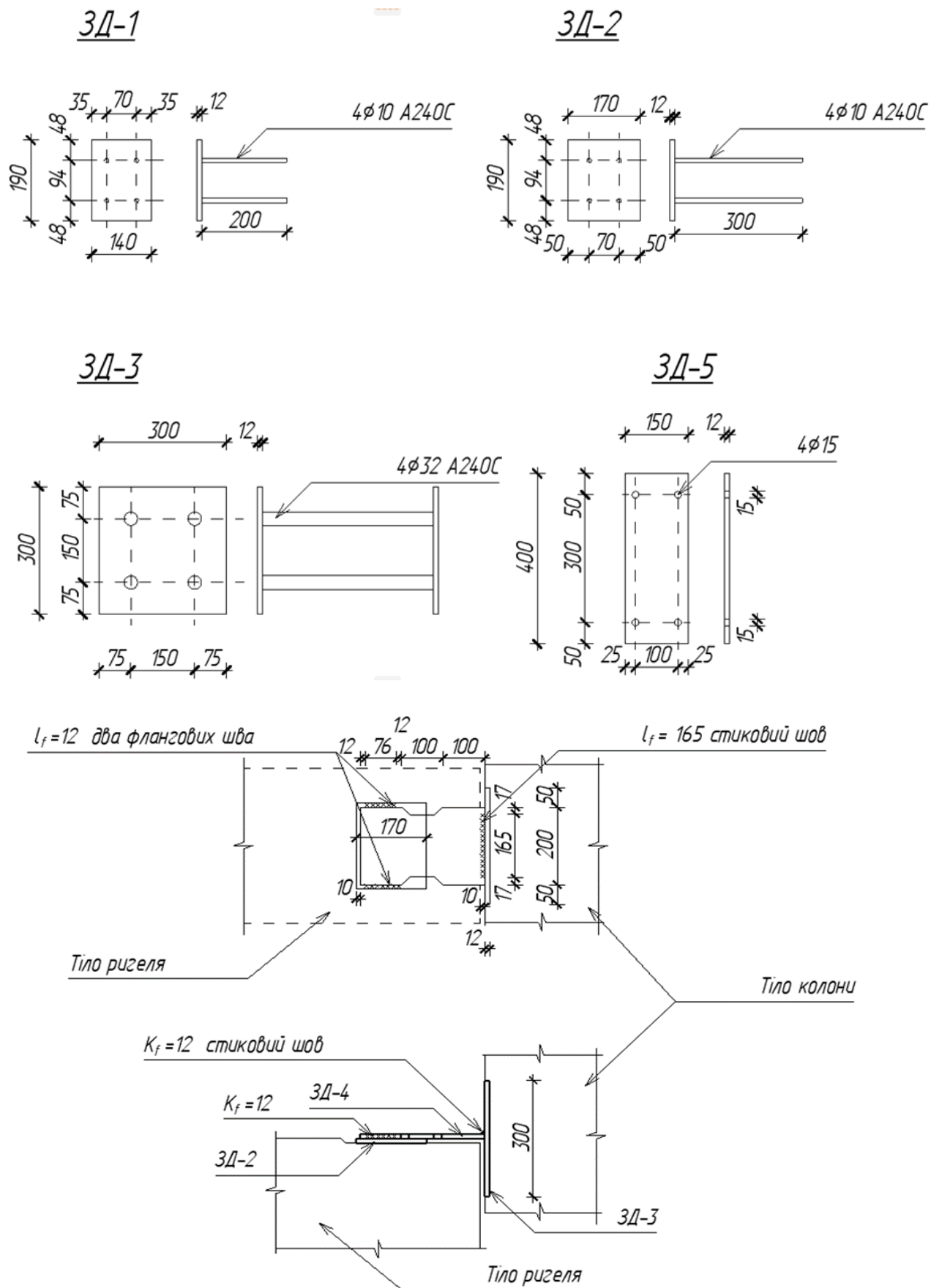


Рисунок 2.13 – Схема зварювання частин закладних деталей, Закладні деталі

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		46

2.7 Внутрішні зусилля в найбільш навантажених елементах будівлі

А) Навантаження в найбільш навантажених колонах підвалу.

Навантаження в колонах в рівні підвального поверху показані на рис. 2.14 – осьові стискаючі сили та рис. 2.15 – згинальні моменти.

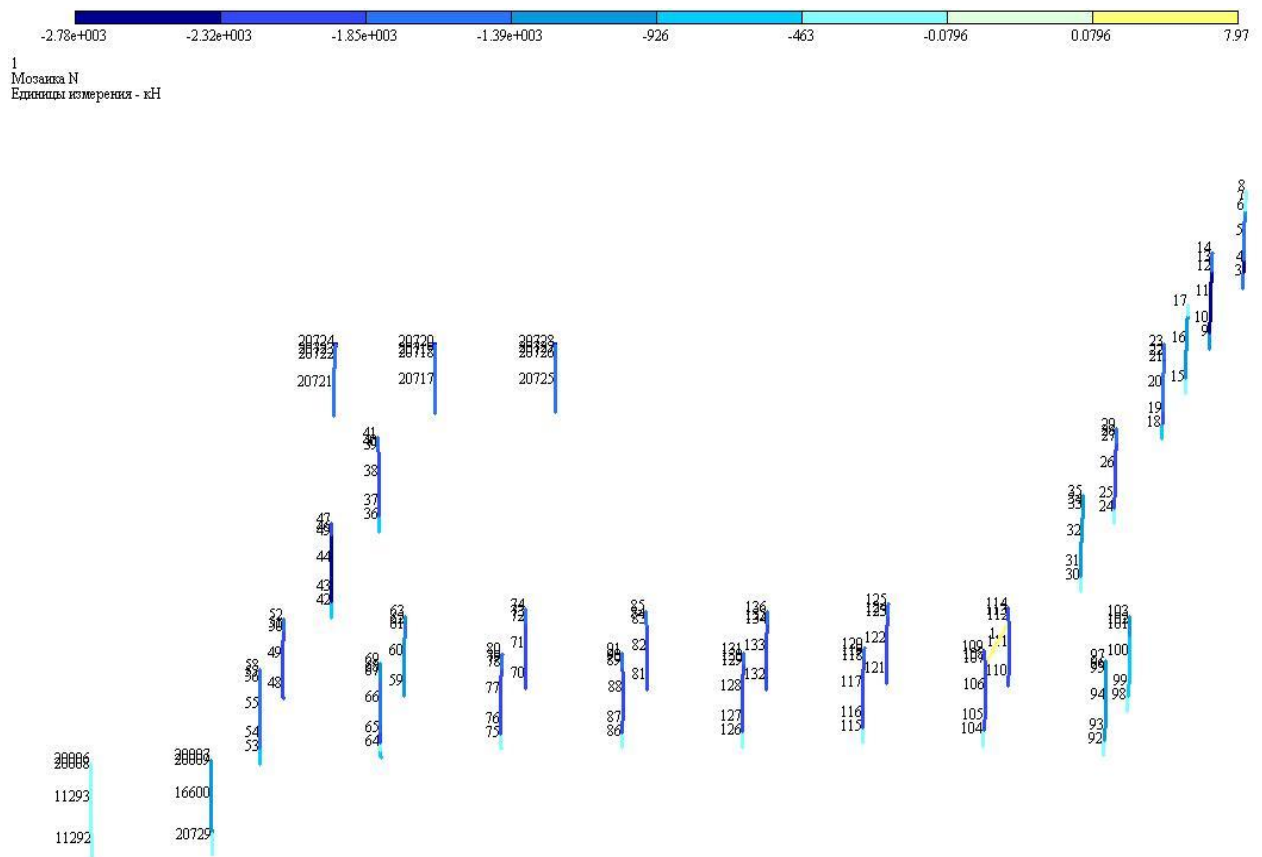
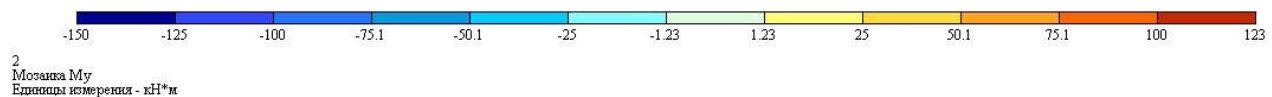


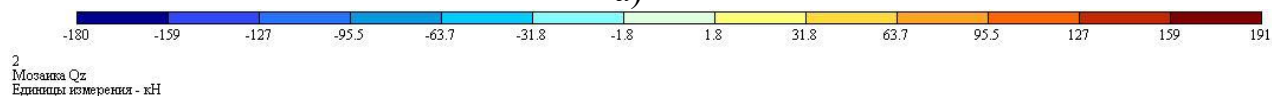
Рисунок 2.14 – Осьова сила, кН, в колонах підвалу будівлі

Б) Навантаження в найбільш навантажених ригелях підвалу.

На рис. 2.16 представлені згинальні моменти та поперечні сили у збірних ригелях підвального поверху.



а)



б)

Рисунок 2.16 – Силеві фактори у збірних ригелях підвалу: а – згинальні моменти, M_y , кНм; б – поперечна сила Q_z , кН.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

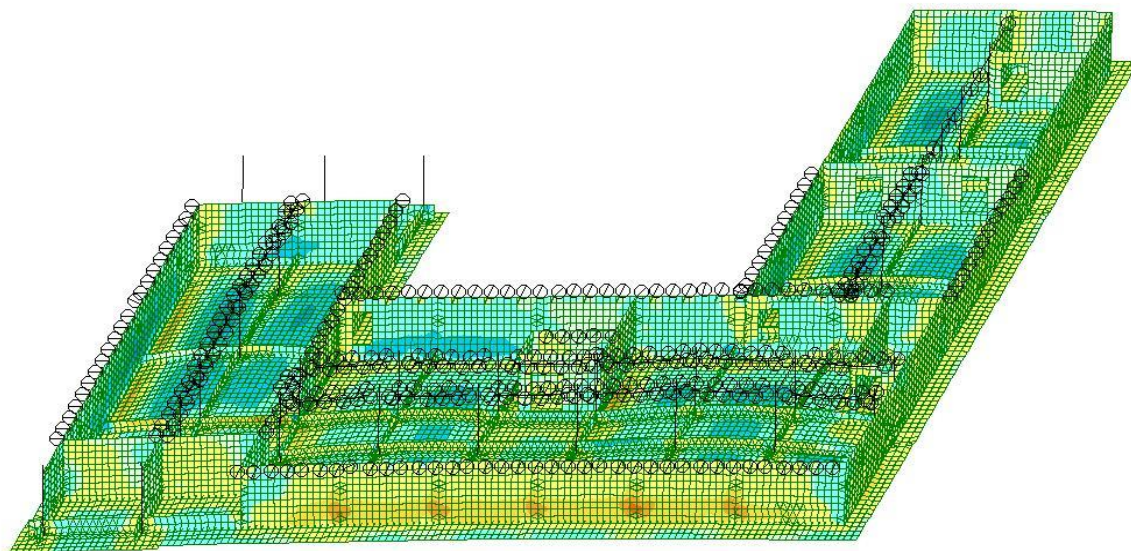
08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

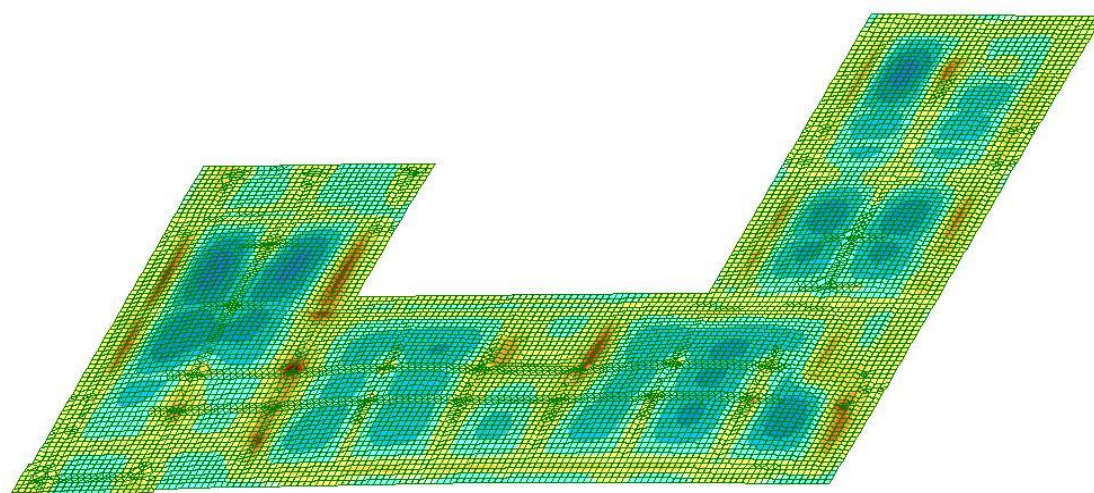
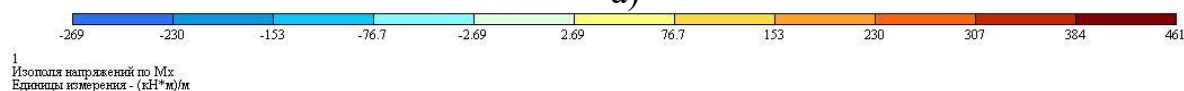
49

В) Навантаження стінах та плиті підвалу.

На рис. 2.17 та 2.18 представлені згинальні моменти M_x та M_y в пластинчастих елементах (стінах та фундаментній плиті) підвального поверху.



а)



б)

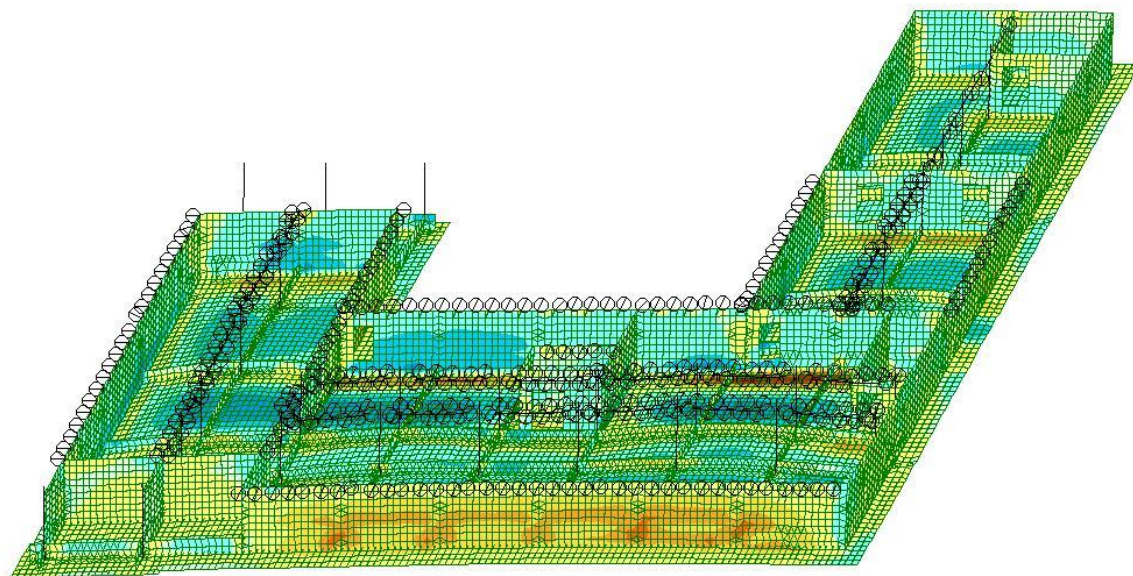
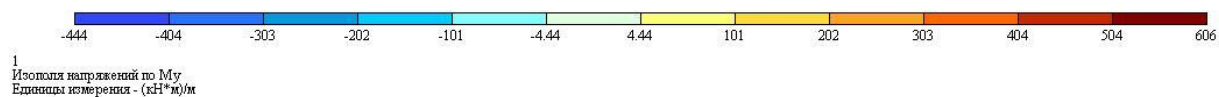
Рисунок 2.17 – Мозаїка моментів M_x в елементах, кНм/м: а – підвального поверху, б – монолітної фундаментно плити будівлі,

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

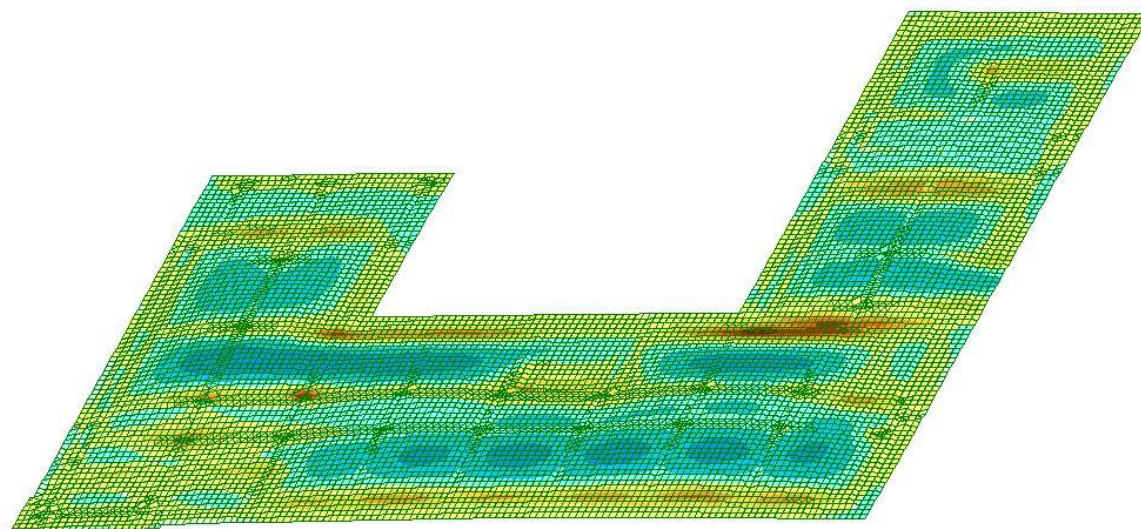
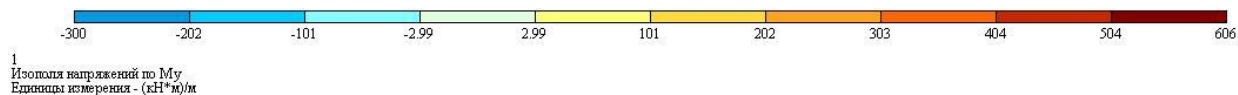
08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

50



а)



б)

Рисунок 2.18 – Мозаїка моментів M_y , кН/м, в елементах: а – підвального поверху, б – монолітної фундаментно плити будівлі,

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

51

2.8 Висновки до розділу

У межах розділу «Конструктивні рішення» було виконано всебічний аналіз основних несучих елементів будівлі, зокрема їхньої конструктивної схеми, геометричних параметрів, типових перерізів і матеріального виконання. Особливу увагу приділено оцінці просторової роботи будівлі, визначенню розподілу навантажень на несучі елементи та побудові інженерної моделі для подальших розрахунків напружено-деформованого стану конструкцій.

Проведено збір розрахункових навантажень з урахуванням постійних, тимчасових і кліматичних впливів відповідно до вимог діючих нормативних документів. Визначено експлуатаційні навантаження на перекриття, покриття, перегородки та покрівельні конструкції, а також навантаження, зумовлені функціональним використанням приміщень. Розрахунки виконано як для першої, так і для другої групи граничних станів із застосуванням нормативних коефіцієнтів надійності.

Для обґрунтування розрахункових параметрів було створено тривимірну просторову модель фрагмента будівлі у програмному середовищі «Lira-SAPR» із використанням методу скінчених елементів. У моделі змодельовано основні вертикальні та горизонтальні елементи конструкцій: колони, ригелі, плити перекриттів, стіни. Це дозволило оцінити напружено-деформований стан будівлі та виявити найбільш навантажені ділянки, які стали предметом подальших конструктивних розрахунків.

За результатами чисельного моделювання встановлено, що основні елементи каркасу — залізобетонні колони, ригелі та плити перекриття — мають достатню несучу здатність для забезпечення поточної експлуатації об'єкта, а також спроможні сприймати додаткові навантаження, пов'язані з запланованими змінами в конструктивній схемі в рамках реконструкції будівлі.

Узагальнюючи, слід зазначити, що всі прийняті конструктивні рішення відповідають вимогам нормативних документів щодо надійності, жорсткості та довговічності. Результати проведеного аналізу підтверджують доцільність подальшої реалізації запроектованих рішень без необхідності суттєвих змін в існуючій конструктивній системі будівлі.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							52
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

3. ФУНДАМЕНТИ ТА ОСНОВИ

3.1 Геоморфологія

Інженерно-геологічні вишукування виконувались у 1 971 році перед будівництвом. Було виконано 6 свердловин глибиною 10 м. Архівні матеріали результатів вишукувань 1971 р. не зберіглись.

У лютому 2019 року були виконані додаткові інженерно-геологічні вишукування. У процесі цих вишукувань були виконані 4 свердловини глибиною 15,0 м та шурф №2 глибиною 7,0 м (схема розміщення виробок на рис. 3.1) з відбиранням зразків порушеної та непорушеної структури, що дозволило визначити необхідні фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчику, включаючи характеристики просадковості.

У геоморфологічному відношенні територія приурочена до II надплавневої тераси р. Інгул.

Рельєф рівний, слабкопохилений на північ. Абсолютні відмітки поверхні майданчика змінюються в межах 15,7 – 17,0 м. Ділянка розташована на розі вулиць Велика Морська та Лягіна.

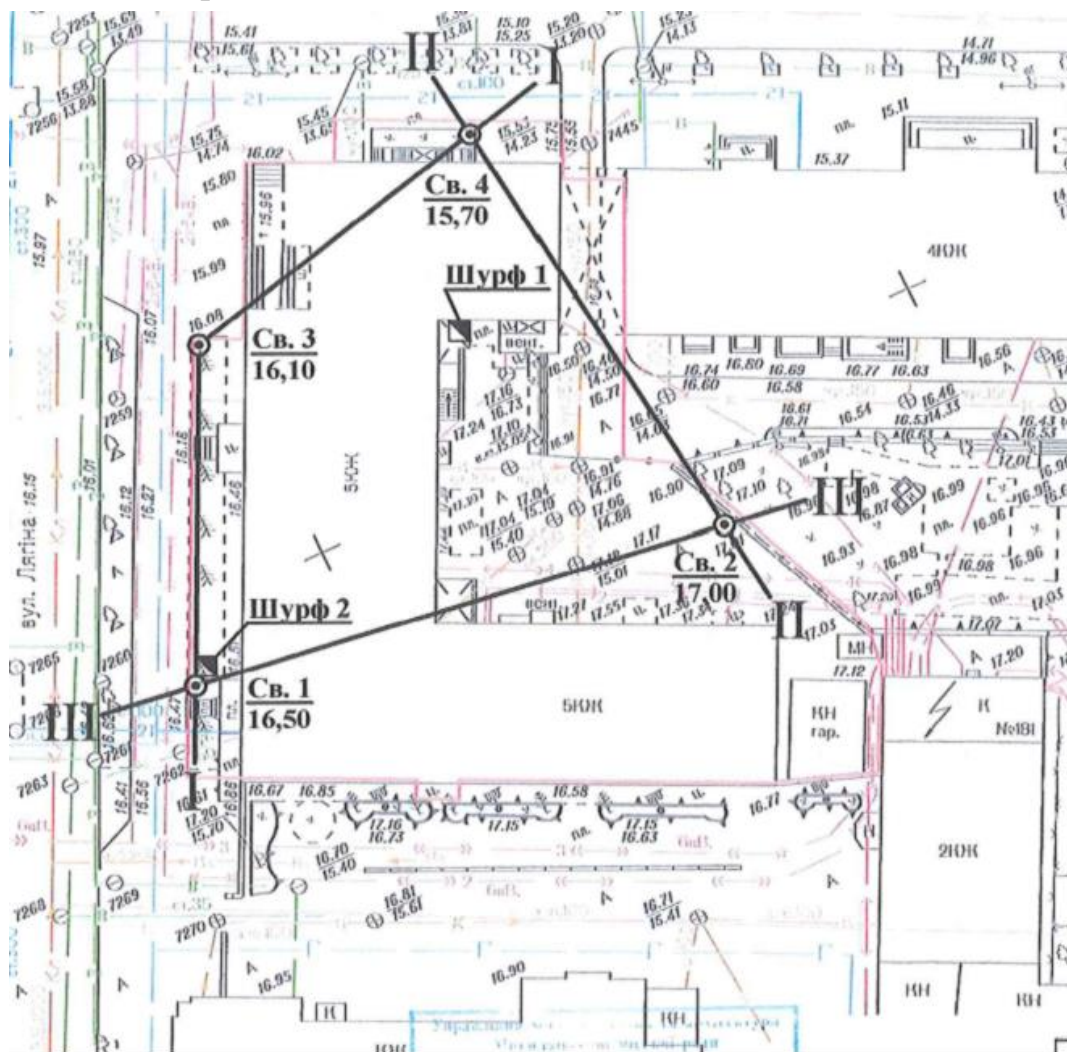


Рисунок 3.1 – Схема розміщення в геологічних та геотехнічних вишукувань

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		53

На основі виконаних польових робіт 2019 р. у відповідності до ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-82) "Грунти", виділені такі інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1a (t_{IV}). Насипний ґрунт – асфальт, щебінь, жорства, будівельне сміття з супіщаним та суглинистим ґрунтом гумусованим. Потужність шару – 0,2-1,6 м;

ІГЕ-1 (t_{IV}). Рослинний шар, суглинок гумусований. Потужність шару – 0,6-0,7 м;

ІГЕ-2 (ed_{VIII}). Суглинок лесовий, жовтувато-коричневий, з включеннями карбонатів, твердий та напівтвердий, просідний. Потужність шару – 3,0-4,3 м;

ІГЕ-3 (ed_{IV-II}). Супісок піщанистий, жовтувато-коричневий, твердий з включеннями карбонатів, просідний. Потужність шару – 1,7-2,8 м;

ІГЕ-4 (ed_{IV-II}). Супісок пилюватий (лес), жовтувато-коричневий, твердий з включеннями карбонатів, просідний. Потужність шару – 0,6-1,2 м;

ІГЕ-5 (vde_{III-II}). Пісок середній коричневато-жовтий, середньої щільності, малого ступеню водонасичення. Потужність шару – 0,7-1,3 м;

ІГЕ-6 (vde_{III-II}). Пісок дрібний жовтувато-коричневий, середньої щільності, малого ступеню водонасичення. Потужність шару – 1,8-3,9 м;

ІГЕ-7 (ed_{IV-II}). Супісок лесовидний, жовтувато-коричневий, твердий-напівтвердий, просідний. Потужність шару – 0,7-1,0 м;

ІГЕ-8 (ed_{II}). Суглинок важкий, жовтувато-коричневий, червонувато-коричневий, туго- та м'якопластичний. Потужність шару – 8,0-12,0 м.

Фізико-механічні властивості ґрунтів наведені у таблицях 3.1.1 та 3.1.2 (Згідно з Висновком про інженерно-геологічні умови майданчику «УНДІ геологічних та геотехнічних вишукувань» 2019 р.).

Ґрунтові води зустрінуті на глибині 14,3-15,0 м.

Під час інженерно-геологічних вишукувань були виконані дослідження ґрунту під подошвою фундаментів з шурфа №1, розташованого впритул до фундаментної плити (рис. 3.1). У Висновку про інженерно-геологічні умови майданчику «УНДІ геологічних та геотехнічних вишукувань» 2019 р. відзначено, що ґрунти ІГЕ 2 безпосередньо під подошвою фундаменту на глибину до 2,0 м можна вважати ущільненими до непросідного стану.

Відповідно до карт загального сейсмічного районування території України (ЗСР-2004), які приведені в Додатках ДБН В.1.1-12:2006 "Будівництво у сейсмічних районах України", район вишукувань відноситься до зони інтенсивності струсів для середніх ґрунтових умов за шкалою MSK-64 - 5 балів (карта ЗСР 2004-А - імовірність 10% перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років, або один раз за 500 років) при віднесенні споруд, що проектується, до нормального рівня відповідальності згідно ГОСТ 27751-88 (змiна № 1 за наказом Держкоммістобудування № 65 від 06.04.95р.).

Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – II.

Нормативна глибина промерзання для м.Миколаїв складає 0,9 м.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							54
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

Таблиця 3.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування показника, одиниця виміру	Номер ІГЕ (шару)						
	2	3	4	5	6	7	8
1	2	3	4	5	6	7	8
Вологість природна, д.од.	0,12	0,07	0,16	0,04	0,03	0,12	0,22
Вологість на межі текучості, д.од.	0,24	0,16	0,22			0,16	0,25
Вологість на межі розкочування, д.од.	0,15	0,11	0,16			0,13	0,16
Число пластичності, д.од.	0,09	0,05	0,06			0,06	0,09
Показник текучості ґрунту, д.од.	<0	<0	0,00			<0	0,67
Щільність ґрунту, г/см ³	1,76	1,75	1,79	1,72	1,69	1,76	1,97
Щільність сухого ґрунту, г/см ³	1,57	1,64	1,54	1,65	1,64	1,57	1,61
Щільність часток ґрунту, г/см ³	2,67	2,65	2,66	2,65	2,65	2,66	2,68
Коефіцієнт пористості ґрунту, д.од.	0,701	0,616	0,730	0,606	0,616	0,694	0,660
Пористість ґрунту, %	41,2	38,1	42,2	37,7	38,1	41,0	39,7
Коефіцієнт водонасичення ґрунту, д.од.	0,46	0,30	0,58	0,17	0,13	0,46	0,89
Критерій просідання ґрунту, д.од.	-0,04	-0,12	-0,08			-0,11	
Модуль деформації в природ. стані, МПа	8,8	10,6	9,6	35,0	28,0	12,0	6,3
Модуль деформації в водонас. стані, МПа	3,3	5,4	5,2			6,7	
Питоме зчеплення ґрунту в водонас. стані, 10 ⁵ Па	0,23	0,12	0,10	0,01	0,02	0,03	0,16
Кут внутрішнього тертя ґрунту в водонас. стані, град.	22	20	21	30	32	17	20

Таблиця 3.2 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Номер 6. № (шару) р	Об'ємна вага грунту, ρ , г/см ³	Питоме зчеплення грунту, C , 10 ⁵ Па			Кут внутрішнього тертя грунту, φ , град.			Модуль деформації грунту, E , МПа
		ρ_n	C_n	C_I	C_{II}	φ_n	φ_I	
М ¹	2	3	4	5	6	7	8	9
а 2	1,76	0,23	0,20	0,21	22	20	21	3,3
т 3	1,75	0,12	0,10	0,11	20	18	19	5,4
и 4	1,79	0,10	0,08	0,09	21	19	20	5,2
в 5	1,72	0,01	0,00	0,00	30	27	28	35,0
н 6	1,69	0,02	0,00	0,00	32	28	30	28,0
а 7	1,76	0,06	0,05	0,05	17	16	16	6,7
8	1,97	0,16	0,14	0,15	20	18	19	6,3

№№ шару	Глибина відбору, м	Інтервал опробуван- ня, м	Потужність інтервалу, см	Побутов ий тиск, кПа	Коефіцієнт відносного осідання при $P_{\text{бит}}$	Можлива величина осідання, см	Початковий просадний тиск, кПа
1	2	3	4	5	6	7	8
2	2,8	2,4-3,0	60	50	0,005	-----	100
	3,0	2,5-3,5	100	60	0,008	-----	70
	4,0	3,5-4,5	100	70	0,012	0,012*100	60
	5,0	4,5-5,5	100	90	0,020	0,020*100	60
3	6,0	5,5-6,5	100	110	0,017	0,017*100	70
	7,0	6,5-7,5	100	130	0,014	0,014*100	100
4	7,0	7,5-8,5	100	130	0,010	0,010*100	150
	8,0	8,5-9,5	100	150	0,005	-----	400
	9,0	9,5-10,5	100	170	0,008	-----	210
7	11,5	11,2-11,7	50	220	0,013	0,013*50	180
	12,0	11,7-12,3	60	230	0,022	0,022*60	110

 $\Sigma_{\text{с.1}} = 9.27 \text{ см}$

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

56

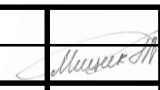
3.2 Конструктивна характеристика фундаментів

Згідно з проектними даними фундаменти виконані у вигляді фундаментної плити, глибина залягання підшви -4,400 м від рівня чистої підлоги 1-го поверху. Фундаментна плита – «П»-подібна у плані має розміри по частинах відповідно 51,36 x 20,76 (полиця літери «П»); 30,35 x 14,52 (менша стійка літери «П»); 43,45 x 14,52 м (більша стійка літери «П»). Залізобетонна монолітна плита товщиною 500 мм підсилена залізобетонними монолітними балками, улаштованими у напрямку влаштування колон в повздовжньому та поперечному напрямках 900 x 500 мм, та балками розміном 600 x 790 (h) мм під зовнішніми та внутрішніми несучими стінами. Балочна система, разом з плитою, утворює кесонну ребристу фундаментну плиту. В місцях улаштування колон рами РМ-1 вхідної групи по осі «А» та залізобетонної рами РМ-2 по осі «Ж/И» на фундаментній плиті улаштовано монолітні підколонники розмірами в плані 1,8 x 1,8 м по осі «А» та 1,8 x 1,7 м по осі «Ж/И» (більшим розміром паралельно літерним осям). Підколонники мають висоту 790 мм. Існуюча фундаментна плита відділена від фундаментів сусідньої будівлі деформаційним швом 100 мм, улаштованим поблизу осі «Ж/И».

Робоче армування фундаментної кесонної плити виконано з арматури періодичного профілю класів А-II та А-III. Поперечне армування – з гладкої арматури класу А-I. Нижнє робоче армування плитної частини сформоване арматурними стрижнями діаметром 12 та 16 мм класу А-II, улаштованими з кроком 100 мм в поперечному і повздовжньому напрямках (арматурні стрижні діаметром 16 мм улаштовані під балочними елементами, діаметром 12 мм – в основному, в прольоті). По периметру плити арматура заанкерована відгином у верхню зону типу «П». Згідно з проектними даними верхнє армування фундаментної плити складається з окремих арматурних стрижнів діаметром 14 мм класу А-II, розташованих з кроком 200 мм між літерними та цифровими осями в повздовжньому та поперечному напрямках діаметром 14 мм.

Армування балочної частини плити – вертикальні арматурні каркаси (по 6 шт. – на балки колон та по 4 шт. на – балки стін). Каркаси мають типову конструкцію. Основні несучі каркаси, що улаштовані в найбільш навантажених балках (по осях «Б», «В», «2», «8», «8'», «Г», «Д», «Ж», «І», «К», «3» ... «7»): повздовжня 4-х рядна арматура улаштована з кроком 290 мм, нижній стрижень – діаметром 32 мм класу А-III, верхній стрижень – діаметром 28 мм класу А-III, два середніх стрижні – діаметром 12 мм класу А-II. Повздовжні стрижні, з'єднані між собою, поперечною арматурою 10 мм класу А-II, що улаштовані з кроком 300 ... 400 мм. Плоскі каркаси зв'язані між собою в просторові блоки поперечними стрижнями діаметром 8 мм з арматури класу А-I, улаштованими з кроком 500 мм. Несучі каркаси інших балок: Верхній та нижній стрижень діаметром 14 мм класу А-III, два середніх стрижні – діаметром 12 мм (А-II). Повздовжні стрижні, з'єднані між собою, поперечною арматурою діаметром 8 мм класу А-I, що улаштовані з кроком 300 мм.

У місцях улаштування колон над балками встановлено металеві закладні деталі з листів товщиною 16 мм, які через арматурні випуски діаметром 40 мм

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		57

класу А-ІІІ (12 шт. на деталь) замонолічені у тіло балки та формують підколонники. Верхній обріз закладних деталей улаштовано на відм. -2,83 м від рівня 0.000. Загальна висота підколонників – 510 мм .

У місцях улаштування монолітних залізобетонних колон рами, яка підтримує конструкції над проїздом по осі «Ж/И» у тілі фундаментної плити улаштовано арматурні випуски діаметром 32 мм з арматури класу А-ІІІ (14 шт.), що приєднані до відповідних повздовжніх стрижнів монолітних колон. Аналогічно улаштовані випуски з підколонників на перетині осей «А» - «1», «А» - «2». У місцях улаштування монолітних підколонників бомбосховища по осі «8'» в осях «Ж», «Ж'», «І», «К» з балок також улаштовані арматурні випуски діаметром 16 мм класу А-ІІІ (14 шт. на підколонник), що приєднуються до відповідних повздовжніх стрижнів .

3.3 Визначення навантаження на фундаменти до реконструкції

Висота поверхів 3,3 м, підвалу 3,3 м.

Вага 1 м² збірних плит перекриття - 3,0 кН.

Вага 1 м² конструкції підлоги:

- | | |
|------------------------------------|-----------------|
| • лінолеум 10 мм | 0,11 кН; |
| • шар звукоізоляції | 0,15 кН; |
| • шар самовирівнюючої суміші 45 мм | 0,81 кН; |
| • шар ґрунтовки | <u>0,42</u> кН; |
| Разом | 1,49 кН. |

Вага 1 м² конструкції покрівлі:

- | | |
|---|-----------|
| • 2 шари руберойду | 0,10 кН; |
| • Армована цементно-піщана стяжка(40 мм) | 0,80 кН; |
| • Пінополістиролбетон для ухилу $\gamma=2.5\text{кН/м}^3$ (20-320 мм) | 0,625 кН; |
| • Утеплювач – пінополістирольні плити ПСБ-С-50 | |
| $\gamma=0.5\text{кН/м}^3$ (200 мм) | 0,1 кН; |
| • пароізоляція | 0,05 кН; |
| • цементно-піщана стяжка $\gamma=18.0\text{кН/м}^3$ (20мм) | 0,36 кН |
| Разом | 2,04 кН. |

Вага перегородок на 1 м² підлоги - 2,0 кН.

Снігове навантаження, згідно з [2] на 1 м² покриття складає

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}$; $C_e=1$, оскільки покрівля утеплена, $C_{alt}=1$, оскільки висота над рівнем моря $H<0,5$ км;

Коефіцієнт форми покрівлі μ приймаємо при ухилі покрівлі до 25° $\mu=1$.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		58

А) Колона по осі «Б-6».

Навантаження збираємо в рівні обрізу фундаментів.

Вантажна площа для середньої колони по осі «Б-6» $A_{\text{вант.}} = 6,0 \times 4,5 = 27 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{27/9}} = 0,746.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,746 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,555.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.3.

Найбільш несприятливим сполученням навантажень для фундаменту буде їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень.

Таблиця 3.3 – Навантаження на фундамент середньої колони по осі «Б-6»

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
<u>1 Постійні вертикальні навантаження</u>			
1. Вага колони $0,4 \times 0,4 \times (16,5 + 3,2) \times 25,0$	78,8	1,1	86,7
2. Вага ригелів $27,5 \times 6$	165,1	1,1	181,7
3. Вага плит перекриття $3,0 \times 27,0 \times 6$	486,0	1,1	534,6
4. Вага конструкції підлоги $1,49 \times 27,0 \times 5$	201,2	1,3	261,5
5. Вага покрівлі $2,04 \times 27,0$	55,1	1,3	71,6
Всього:	986,2		1136,1
<u>2. Змінні вертикальні навантаження</u>			
3. Корисне навантаження на перекриття $3,0 \times 5 \times 27,0 \times 0,555$	224,8	1,2	269,7
4. Навантаження від перегородок $2,0 \times 27,0 \times 5$	270,0	1,2	324,0
5. Снігове навантаження $0,87 \times 27,0$ ($\gamma_{fe} = 0,49$)	11,5	1,14	26,8
Всього:	506,3		620,5

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для середньої колони по осі «Б-6»

$$\begin{aligned}
 N_e &= (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \cdot \gamma_n = \\
 &= (986,2 + 0,9 \times 236,3 + 0,95 \times 270,0) \times 0,975 = 1419,0 \text{ (кН/м)}; \\
 N_m &= (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \cdot \gamma_n = (1136,1 + \\
 &+ 0,9 \times 296,5 + 0,95 \times 324,0) \times 1,1 = 1881,8 \text{ (кН/м)}.
 \end{aligned}$$

Б) Стіна по осях «А» та «Г». Товщина стіни 640 (510) мм.

Коефіцієнт наявності прорізів 0,3.

Навантаження збираємо в рівні обрізу фундаментів.

Вантажна площа для зовнішньої стіни по осі «А» та «Г» $A_{\text{вант.}} = 3,0 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 1.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,668.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Навантаження на фундамент стіни по осі «А» та «Г»

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН/м	γ_{fm}	X_m , кН/м
<u>1 Постійні вертикальні навантаження</u>			
1. Вага стіни підвалу 0,6 x 2,8 x 24,0	40,3	1,1	44,4
2. Вага стіни (0,68x6,6+0,55x11,0)x19,0x0,7	140,2	1,1	154,2
3. Вага плит перекриття 3,0 x 3,0 x 6	54,0	1,1	59,4
4. Вага конструкції підлоги 1,49 x 5 x 3,0	22,4	1,3	29,1
5. Вага покрівлі 2,04 x 3,0	6,1	1,3	8,0
Всього:	263,0		295,1
<u>2.Змінні вертикальні навантаження</u>			
1. Корисне навантаження на перекриття 3,0x5x3,0x0,668	30,1	1,2	36,1
2. Навантаження від перегородок 2,0 x 3,0 x 5	30,0	1,2	36,0
3. Снігове навантаження 0,87 x 3,0 ($\gamma_{fe} = 0,49$)	1,3	1.14	3,0
Всього:	61,4		75,1

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для стіни по осі «А» та «Г»

$$N_e = (\sum N_{i \text{ пост.}} + 0,9 \sum N_{i \text{ тим.корот.}} + 0,95 \sum N_{i \text{ тим.трив.}}) \gamma_n =$$

$$= (263,0 + 0,9 \times 31,4 + 0,95 \times 30,0) \times 0,975 = 315,7 \text{ (кН/м);}$$

$$N_m = (\sum N_{i \text{ пост.}} + 0,9 \sum N_{i \text{ тим.корот.}} + 0,95 \sum N_{i \text{ тим.трив.}}) \gamma_n = (295,1 +$$

$$0,9 \times 39,1 + 0,95 \times 36,0) \times 1,1 = 400,9 \text{ (кН/м).}$$

В) Навантаження на ділянку фундаментної плити в осях «3-5».

Приймаємо ділянку плити довжиною 6,0 м.

Ширина фундаментної плити 17,52 м.

Визначимо додаткові навантаження від власної ваги плити.

$$G_{\text{плити}} = 25,0 \times [17,52 \times 0,5 \times 6,0 + 0,9 \times 0,5 \times (11,4 + 5,1 \times 2) + 0,6 \times 0,8 \times 12,0] = 1701 \text{ (кН)}.$$

Додаткові навантаження від підлоги підвалу

$$q_e = 0,45 \times 19 + 0,15 \times 24 + 2,0 + 1,0 = 15,2 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

Тиск під подошвою плити від експлуатаційного навантаження

$$p = (1419,0 \times 2 + 315,7 \times 12,0 + 1701,0) / (17,52 \times 6,0) + 15,2 = 79,2 + 15,2 = 94,4 \text{ (кПа)}.$$

Г) Навантаження на ділянку фундаментної плити між осями «5» та «7» (з додатковим навантаженням від сходово-ліфтового блоку)

Приймаємо ділянку плити довжиною 12,0 м.

Ширина фундаментної плити 17,52 м.

Вага стін ліфтової шахти та стіни по осі 6

$$19,0 \times (11,7 + 12,0) \times 0,42 \times 28,9 = 5466 \text{ (кН)}.$$

Вага додаткових стін ліфтової надбудови

$$19,0 \times (0,42 + 0,55) \times 6,0 \times 3,0 = 376,2 \text{ (кН)}.$$

Вага додаткового перекриття

$$(3,0 + 1,5 + 2,0) \times 36,0 = 234,0 \text{ (кН)}.$$

Додаткове навантаження від сходово-ліфтового блоку на 1 м² фундаменту

$$p_{\text{дод}} = (5466 + 376,2 + 234,0) / (17,52 \times 12,0) = 28,9 \text{ (кПа)}.$$

Загальний тиск під подошвою плити від експлуатаційного навантаження під сходово-ліфтовим блоком

$$p = 94,4 + 28,9 = 123,3 \text{ (кПа)}.$$

Д) Колона по осі «8'-Ж».

Вантажна площа для 1-го поверху $A_{\text{вант.}} = 27 \text{ м}^2$.

Вантажна площа для 2-5 -го поверхів $A_{\text{вант.}} = 36 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{36/9}} = 0,7.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,7 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,534.$$

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							61
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 – Навантаження на фундамент під колону по осі «8'-Ж»

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
<u>1 Постійні вертикальні навантаження</u>			
3. Вага колони $(0,9 \times 0,9 \times 3,3 + 0,4 \times 0,4 \times 13,2) \times 25,0$	119,6	1,1	131,6
4. Вага ригелів $27,5 \times 5$	137,5	1,1	151,3
3. Вага плит перекриття $3,0 \times (27,0 + 36,0 \times 4)$	513,0	1,1	564,3
4. Вага конструкції підлоги $1,49 \times (27,0 + 36,0 \times 4)$	<u>254,8</u>	1,3	<u>331,2</u>
Всього:	1024,9		1178,4
<u>2. Змінні вертикальні навантаження</u>			
5. Корисне навантаження на перекриття $3,0 \times (27,0 + 36,0 \times 4) \times 0,534$	273,9	1,2	328,7
6. Навантаження від перегородок $2,0 \times (27,0 + 36,0 \times 3) + 0,5 \times 36,0$	<u>288,0</u>	1,2	<u>345,6</u>
Всього:	561,9		674,3

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для середньої колони по осі «8'-Ж»:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n =$$

$$= (1024,9 + 0,9 \times 273,9 + 0,95 \times 288,0) \times 0,975 = 1506,4 \text{ (кН/м);}$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (1178,4 +$$

$$0,9 \times 328,7 + 0,95 \times 345,6) \times 1,1 = 1982,8 \text{ (кН/м).}$$

Е) Стіна по осях «7» та «9». Товщина стіни 640 (510) мм.

Коефіцієнт наявності прорізів 0,3.

Навантаження збираємо в рівні обрізу фундаментів.

Вантажна площа для зовнішньої стіни по осі «7» та «9» $A_{\text{вант.}} = 3,0 \text{ м}^2$, для покриття $6,0 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 1.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,668.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.6.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		62

Таблиця 3.6 – Навантаження на фундамент стіни по осі «7» та «9»

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН/м	γ_{fm}	X_m , кН/м
1 Постійні вертикальні навантаження			
1.Вага стіни підвалу 0,6х2,8х24,0	40,3	1,1	44,4
2.Вага стіни (0,68х6,6+0,55х12,4)х19,0х0,7	150,4	1,1	164,4
3.Вага плит перекриття 3,0х3,0х5+4,2х6,0	70,2	1,1	77,2
4.Вага конструкції підлоги 1,49х5х3,0	22,4	1,3	29,1
5. Вага покрівлі 2,04х6,0	<u>12,2</u>	1,3	<u>15,9</u>
Всього:	295,5		331,0
2.Змінні вертикальні навантаження			
6.Корисне навантаження на перекриття (3,0х5х3,0)х0,668	30,1	1,2	36,1
7.Навантаження від перегородок 2,0х3,0х4+0,5х3,0	25,5	1,2	30,6
8.Снігове навантаження 0,87х6,0 ($\gamma_{fe}=0,49$)	<u>2,6</u>	1,2	<u>6,0</u>
Всього:	58,2	1.14	72,7

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для стіни по осі «7» та «9»:

$$\begin{aligned}
 N_e &= (\sum N_{i \text{ пост.}} + 0,9 \sum N_{i \text{ тим.корот.}} + 0,95 \sum N_{i \text{ тим.трив.}}) \gamma_n = \\
 &= (295,5 + 0,9 \times 32,7 + 0,95 \times 25,5) \times 0,975 = 340,4 \text{ (кН/м);} \\
 N_m &= (\sum N_{i \text{ пост.}} + 0,9 \sum N_{i \text{ тим.корот.}} + 0,95 \sum N_{i \text{ тим.трив.}}) \gamma_n = \\
 &= (331,0 + 0,9 \times 42,1 + 0,95 \times 30,6) \times 1,1 = 437,8 \text{ (кН/м).}
 \end{aligned}$$

Ж) Навантаження на ділянку фундаментної плити в осях «Д-Ж».

Приймаємо ділянку плити довжиною 6,0 м.

Ширина фундаментної плити 14,52 м.

Визначимо додаткові навантаження від власної ваги плити.

$$G_{\text{плити}} = 25,0 \times [14,52 \times 0,5 \times 6,0 + 0,9 \times 0,5 \times (2,1 + 5,2 \times 3) + 0,6 \times 0,8 \times 12,0] = 1432,2 \text{ (кН).}$$

Додаткові навантаження від підлоги підвалу

$$q_e = 0,45 \times 19 + 0,15 \times 24 + 2,0 + 1,0 = 15,2 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

Вага додаткових стін в підвалі та на першому поверсі

$$19,0 \times 0,42 \times (6,0 \times 6,6 + 12,0 \times 3,3) = 632,0 \text{ (кН).}$$

Вага додаткового стовпа по осі Ж'

$$0,9 \times 0,9 \times 3,3 \times 25,0 / 2 = 33,4 \text{ (кН)}.$$

Вага додаткового перекриття над підвалом в осях Ж-Ж'

$$Q_e = 18,0 \times (3,0 + 2,0 + 1,49) = 116,8 \text{ (кН)}.$$

Тиск під подошвою плити від експлуатаційного навантаження

$$p = (1506,4 + 340,4 \times 12,0 + 1432,2 + 632,0 + 33,4 + 116,8) / (14,52 \times 6,0) + 15,2 \\ = 89,6 + 15,2 = 104,8 \text{ (кПа)}.$$

3) Колона по осі «Г-2».

Навантаження збираємо в рівні обрізу фундаментів.

Вантажна площа для середньої колони по осі «Г-2» $A_{\text{вант.}} = 36 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [3]

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{36/9}} = 0,7.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,7 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,534.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.7.

Найбільш несприятливим сполученням навантажень для фундаменту буде їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень.

Таблиця 3.7 – Навантаження на фундамент середньої колони по осі «Г-2»

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
1 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колони $0,4 \times 0,4 \times (16,5 + 3,2) \times 25,0$	78,8	1,1	86,7
2. Вага ригелів $27,5 \times 6$	165,1	1,1	181,7
3. Вага плит перекриття $3,0 \times 36,0 \times 6$	648,0	1,1	712,8
4. Вага конструкції підлоги $1,49 \times 36,0 \times 5$	268,2	1,3	348,7
5. Вага покрівлі $2,04 \times 36,0$	<u>73,4</u>	1,3	<u>95,5</u>
Всього:	1233,5		1425,4
2. Змінні вертикальні навантаження			
6. Корисне навантаження на перекриття $3,0 \times 5 \times 36,0 \times 0,534$	288,4	1,2	346,0
7. Навантаження від перегородок $2,0 \times 36,0 \times 5$	360,0	1,2	432,0
8. Снігове навантаження $0,87 \times 36,0$ ($\gamma_{fe} = 0,49$)	<u>15,3</u>	1,14	<u>35,7</u>
Всього:	663,7		813,7

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [3], маємо для середньої колони по осі «Г-2»:

$$N_e = (\Sigma N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \Sigma N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \Sigma N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n =$$

$$= (1233,5 + 0,9 \times 303,7 + 0,95 \times 360,0) \times 0,975 = 1802,6 \text{ (кН/м);}$$

$$N_m = (\Sigma N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \Sigma N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \Sigma N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (1425,4 +$$

$$0,9 \times 381,7 + 0,95 \times 432,0) \times 1,1 = 2397,3 \text{ (кН/м).}$$

І) Навантаження на ділянку фундаментної плити в осях «В-Д».

Приймаємо ділянку плити довжиною 6,0 м. Навантаження від стін по осях 1 та 3 приймаємо як для стін по осях «А» та «Г».

Ширина фундаментної плити 14,52 м.

Визначимо додаткові навантаження від власної ваги плити.

$$G_{\text{плити}} = 25,0 \times [14,52 \times 0,5 \times 6,0 + 0,9 \times 0,5 \times (5,2 + 5,2 \times 2) + 0,6 \times 0,8 \times 12,0] = 1408,5 \text{ (кН).}$$

Додаткові навантаження від підлоги підвалу

$$q_e = 0,45 \times 19 + 0,15 \times 24 + 2,0 + 1,0 = 15,2 \text{ (кН/м}^2\text{).}$$

Тиск під подошвою плити від експлуатаційного навантаження

$$p = (1802,6 + 315,7 \times 12,0 + 1408,5) / (14,52 \times 6,0) + 15,2 = 80,3 + 15,2 = 95,5 \text{ (кПа).}$$

3.4. Перевірка фундаментної плити на продавлювання

Товщина фундаментної плити 500 мм. Клас бетону С12/15

Розрахунок тіла фундаменту за міцністю відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів, тому значення навантажень приймаємо розрахунковими граничними.

Найбільш навантаженим продавлюючим елементом є стіни по осях 7' та 9, які передають навантаження на плиту через ребро шириною 600 мм.

Граничне навантаження на ребро $N_m = 437,8 \text{ кН/м.}$

Бетон класу С12/15: $\gamma_{cl} = 0,9$; $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 0,73 \text{ МПа}$; $f_{ck} = 11,0 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{cu3,cd} = 0,52 \text{ ‰}$; $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,33 \text{ ‰}$; $E_{cm} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$

Арматура класу А300С: $f_{yd} = 280 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 225 \text{ МПа}$; $E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{ud} = 0,025$; А240С: $f_{yd} = 228 \text{ МПа.}$

Захисний шар бетону при наявності бетонної підготовки 70 мм.

Перевірка міцності на продавлювання стіною

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових граничних навантажень

$$p_g = 437,8 / 4,26 = 102,8 \text{ (кПа).}$$

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							65
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

По периметру площі навантаження повинна виконуватись умова:

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Rd,max}$ - максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5v_f f_{cd};$$

v - коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{11,0}{250} \right) = 0,574,$$

$$V_{Rd,max} = 0,5v_f f_{cd} = 0,5 \cdot 0,574 \cdot 8500 \cdot 0,9 = 2194,0 (\text{кПа});$$

Прикладена поперечна сила по грані стіни

$$V_{Ed} = 437,8/2 = 218,9 (\text{кН}).$$

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed}}{ud} = \frac{218,9}{1,0 \cdot 0,43} = 509,1 (\text{кПа}) \leq 2194,0 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

Перевіримо виконання умови для основного контрольного перерізу.

Продавлююча сила

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 437,8 - 102,8 \cdot (0,43 \cdot 4 + 0,6) = 199,3 (\text{кН}).$$

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} = \frac{199,3}{2,0 \cdot 0,43} = 231,8 (\text{кПа}).$$

ρ_i - відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{7,69}{100 \cdot 43,0} = 0,00179 < 0,02;$$

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,682^{3/2} 11,0^{1/2} = 0,253 (\text{МПа}).$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,682 (100 \cdot 0,00179 \cdot 11,0)^{1/3} =$$
$$= 0,291 (\text{МПа}) \geq V_{min} = 0,253 (\text{МПа}).$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{430}} = 1,682 < 2.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = 231,8 (\text{кПа}) < V_{Rd,c} = 291 \text{ кПа}$$

Поперечне армування не потрібне.

Отже, міцність плити на продавлювання забезпечена з певним запасом.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							66
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

3.5 Розрахунок основи фундаментної плити за 2 групою граничних станів

Перевірку розмірів підосви фундаменту мілкого закладання згідно з [10], виконуємо за другою групою граничних станів. Положення фундаменту у ґрунті показано на рис. 3.8.

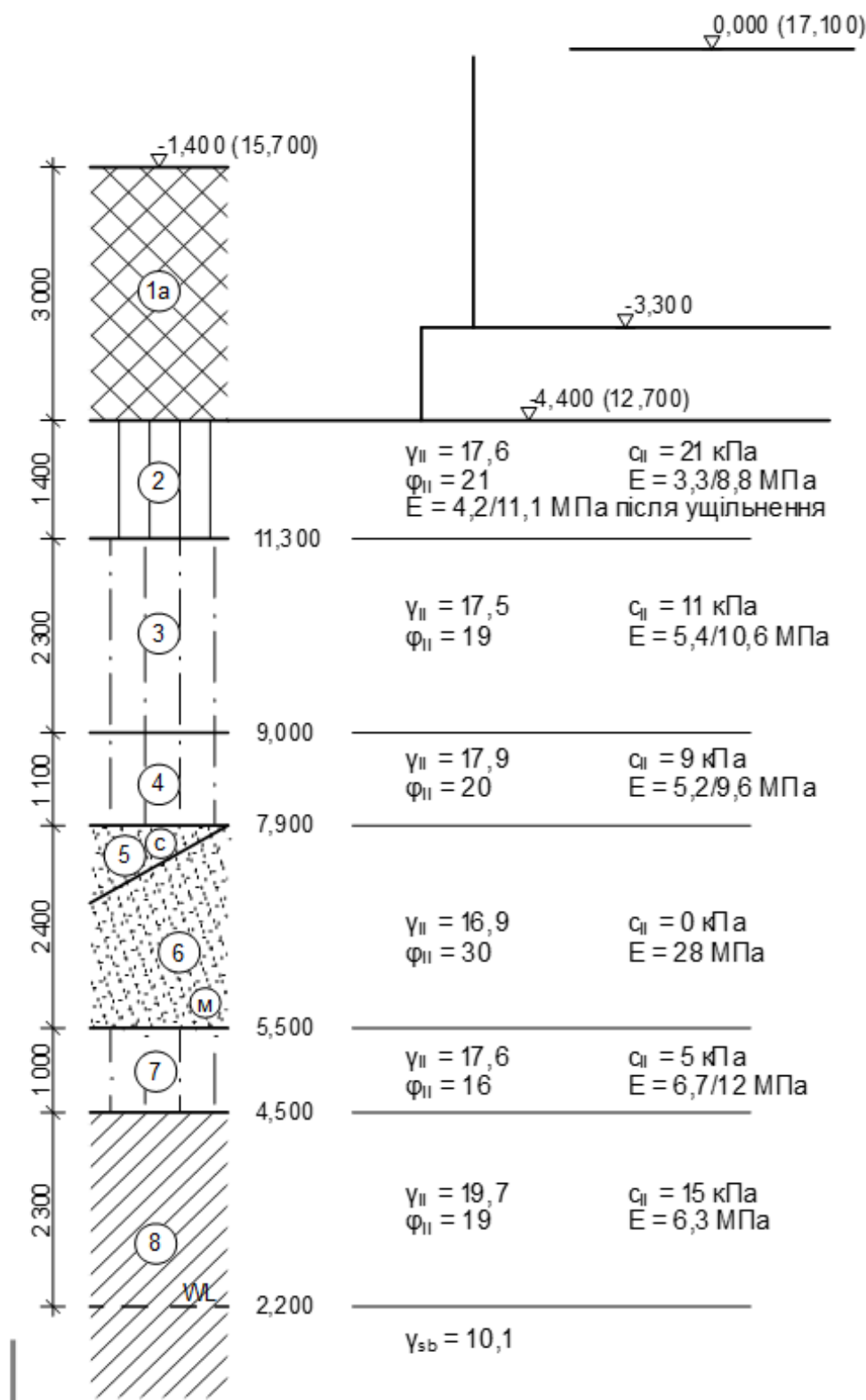


Рисунок 3.8 – Положення фундаменту у ґрунті

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

67

При складанні приведеної геологічної колонки враховані потужності шарів як за результатами початкових геологічних вишукувань (за проектом), так і за результатами додаткових вишукувань 2019 р.

Основою фундаментної плити є просадкові суглинки та супіски (за даними вишукувань 2019 р. ІГЕ 2 та 3). Прийняте у проекті рішення передбачало недопущення або зменшення просідань до допустимого мінімуму шляхом переходу до плитного фундаменту. Відсутність просідань забезпечується при неперевищенні напруженнями під подошвою початкового просадкового тиску.

Розмір подошви фундаменту на просадковому ґрунті повинен задовольняти таким граничним нерівностям

$$p < R;$$

$$s + s_{sl} < s_u,$$

де p – тиск під подошвою фундаменту, кПа;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

s – фактичне осідання фундаменту, м;

s_{sl} – просідання фундаменту, м;

s_u – гранично допустиме значення осідання для заданої будівлі.

Тиск під подошвою фундаментної плити за визначеними ділянками наведений у табл. 3.8.

Таблиця 3.8 – Величина тиску під подошвою фундаментної плити до реконструкції

Розрахункова ділянка	Тиск під подошвою фундаментної плити (експлуатаційне значення), кПа
В осях «3-5»	94,4
В осях «5-7»	123,3
В осях «Д-Ж'»	104,8
В осях «В-Д»	95,5

Перевіримо значення розрахункового опору ґрунту основи за характеристиками міцності у водонасиченому стані.

При ширині плити 14,52 м осереднення характеристик ґрунту під подошвою здійснюється на глибину $z = z_1 + 0,1b = 4,0 + 0,1 \cdot 14,52 = 5,5$ (м).

Для ІГЕ 2 $\varphi_{II} = 21^\circ$; $c_{II} = 21$ кПа; $\gamma_{II} = 17,6$ кН/м³

Для ІГЕ 3 $\varphi_{II} = 19^\circ$; $c_{II} = 11$ кПа; $\gamma_{II} = 17,5$ кН/м³

Для ІГЕ 4 $\varphi_{II} = 20^\circ$; $c_{II} = 9$ кПа; $\gamma_{II} = 17,9$ кН/м³

Для ІГЕ 6 $\varphi_{II} = 30^\circ$; $c_{II} = 0$ кПа; $\gamma_{II} = 16,9$ кН/м³

Положення фундаментної плити у ґрунті наведене на рисунку 3.4.1.

Осереднені значення характеристик ґрунту під подошвою

$$\gamma_{II} = \frac{17,6 \cdot 1,4 + 17,5 \cdot 2,3 + 17,9 \cdot 1,1 + 16,9 \cdot 0,7}{5,5} = 17,5 \text{ (кН / м}^3\text{)}$$

$$c_{II} = \frac{21 \cdot 1,4 + 11 \cdot 2,3 + 9 \cdot 1,1 + 0 \cdot 0,7}{5,5} = 11,7 \text{ (кПа)};$$

$$\varphi_{II} = \frac{21 \cdot 1,4 + 19 \cdot 2,3 + 20 \cdot 1,1 + 30 \cdot 0,7}{5,5} = 21,1^\circ.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи плитного фундаменту, згідно з [10], з врахуванням $k_z = 8/14,52 + 0,2 = 0,75$

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}) =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,56 \cdot 0,75 \cdot 14,52 \cdot 17,5 + 3,24 \cdot 1,1 \cdot 17,0 + (3,24 - 1) \cdot 1,9 \cdot 17,0 + 5,84 \cdot 11,7) = 308,0 \text{ (кПа)}.$$

Отже, гранична умова в частині неперевикнення розрахункового опору виконується із значним запасом.

Приймаємо середній тиск під подошвою $p = 110 \text{ кПа}$.

Оскільки $p = 110 \text{ кПа} > p_{sl} = 60 \text{ кПа}$, то при експлуатації буде виникати як осідання, обчислене з урахуванням модуля деформації при природній вологості, так і просідання в верхній частині товщі в межах просадкових ґрунтів.

3.6 Визначення середнього осідання фундаментної плити при природній вологості.

Розрахунок осідання плити виконуємо методом пошарового підсумовування як для умовно прямокутного фундаменту з сторонами $17,52 \times 50,1 \text{ м}$ і тиском в рівні подошви фундаменту $p_{сер} = 110,0 \text{ кПа}$.

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви плити від рівня природного рельєфу

$$\sigma_{zg,0}' = 17,6 \times 3,0 = 52,8 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви плити при експлуатації

$$\sigma_{zg,0} = 25,0 \times 0,5 + 18,5 \times 0,6 = 23,6 \text{ (кПа)}.$$

Товщина і-го шару ґрунту $h_i = 0,2 b_y = 0,2 \cdot 17,52 = 3,5 \text{ (м)}$.

Співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b = 50,1/17,52 = 2,86$.

Співвідношення сторін котловану $\eta = l_k/b_k = 54/19 = 2,84$.

l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану. Приймаємо розмір котловану $19 \times 54 \text{ м}$.

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

де $k = 0,45$ при $b = 17,52 \text{ м}$.

Оскільки глибина котловану $d = (2,9 - 4,5) \text{ м} < 5 \text{ м}$, осідання фундаменту знаходимо за формулою

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сер} - \sigma_{zg,i,сер}) h_i}{E_i}.$$

Далі розрахунок осідання ґрунту зводимо до таблиці 3.9.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		69

На глибині $z = 9,6 \text{ м} > 4 + 0,1b = 5,5 \text{ м}$ від підшви фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається, $\sigma_{zp,i} = 85,9 \text{ кПа} < 0,45\sigma_{zg,i} = 0,45 \cdot 192,5 = 86,6 \text{ (кПа)}$.

Осідання фундаменту за результатами розрахунку $s = 3,7 \text{ см}$, що не перевищує допустиме значення для будівель з залізобетонним каркасом $s_u = 10 \text{ см}$ [10].

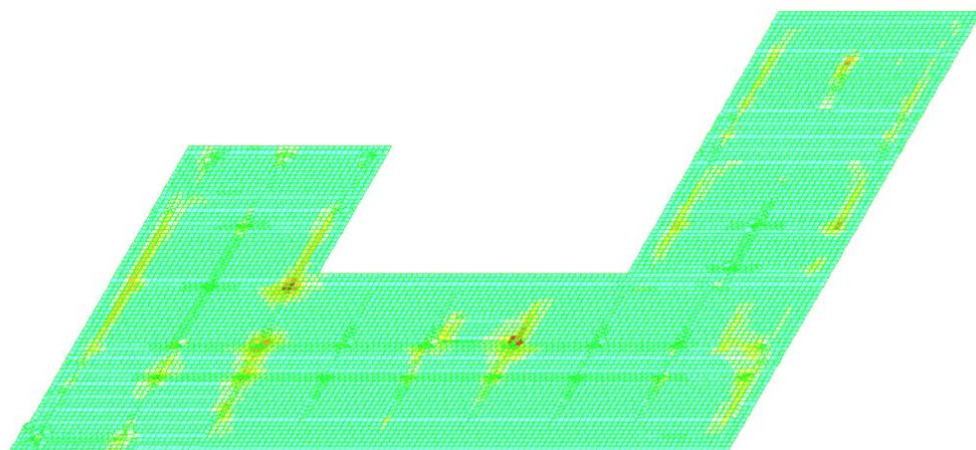
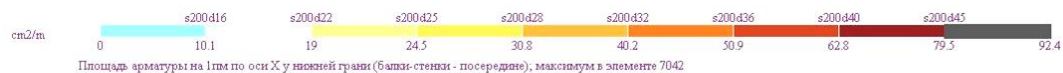
Таблиця 3.9 – Розрахунок осідання плитного фундаменту при природній вологості

b = 17,52		l = 50,1		(для стрічкового ввести 10*b)					S = 0,03669147					
bk =19		lk = 54												
		p = 110		σzγ = 52,80				σzg 0 = 23, 60						
Z	γ	2Z/b y	α	σzp	σzg	2Z/b k	αk	σzγ	σzp(c p)	σzγ(c p)	E	h	Sx10 ⁻³	k
0,0 0		0	1	110	23,6	0	1	52,8						
1,4	17,6	0,159	0,998	109,81	48,24	0,147	0,998	52,79	109,91	52,764	8800	1,4	7,273	2,2764
3,7 0	17,5	0,422	0,973	107,06	88,49	0,389	0,978	51,66	108,44	52,196	10600	2,3	9,762	1,2099
4,8	17,9	0,547	0,948	104,29	108,18	0,505	0,957	50,55	105,68	51,111	9600	1,1	5,002	0,9641
7,2	16,9	0,821	0,871	95,814	148,74	0,757	0,890	47,0	100,05	48,8	2800	2,4	3,515	0,6442
8,2	17,6	0,936	0,834	91,736	166,34	0,863	0,857	45,28	93,776	46,165	1200	1	3,174	0,5515
9,6 0	18,7	1,095	0,780	85,889	192,52	1,010	0,801	42,72	88,813	44,005	6300	1,4	7,966	0,4461

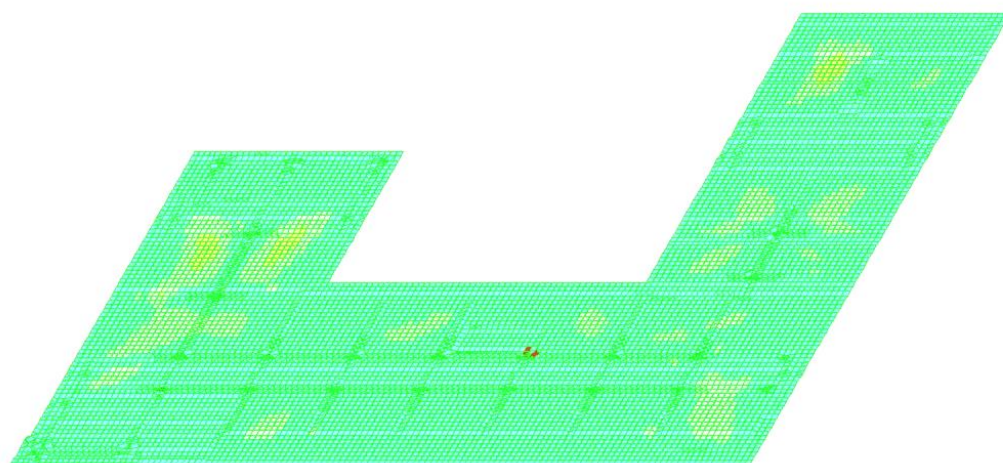
3.7 Перевірка міцності фундаментної плити

В результаті виконаних розрахунків методом скінчених елементів встановлені згинальні моменти у плиті ригеля після надбудови.

На основі цих даних було підібрано армування, яке задовільняє умови міцності плити (див. рис. 3.10).



а)



б)

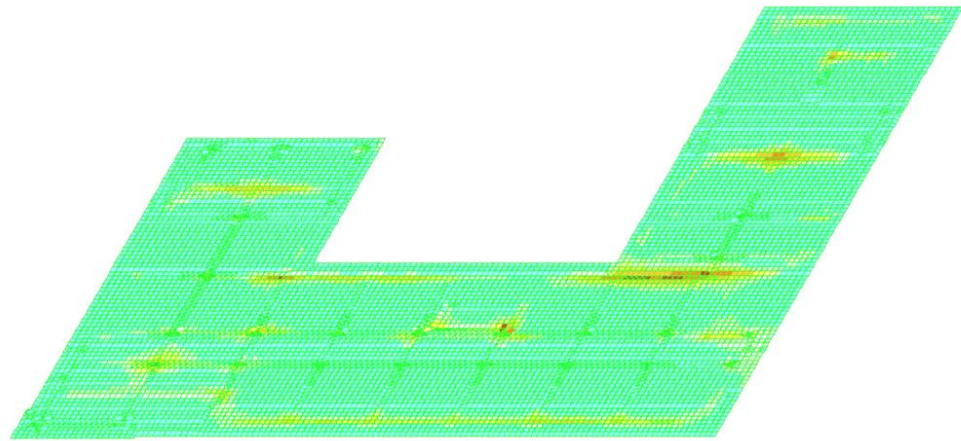
Рисунок 3.10 – Потрібне армування фундаментної плити після улаштування надбудови вздовж осі X: а – знизу, б – згори.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

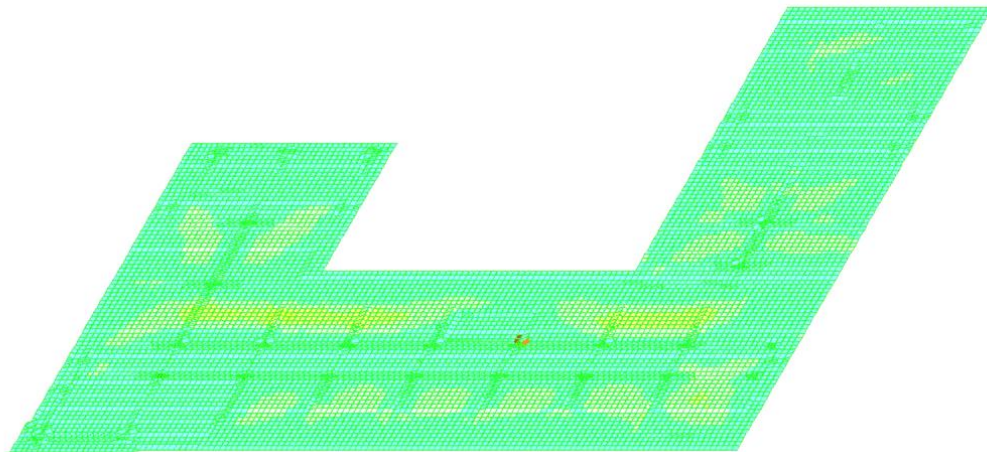
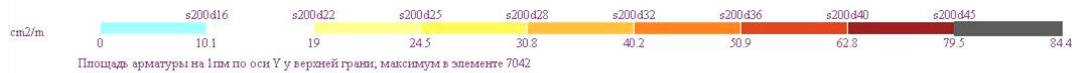
08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

71



а)



б)

Рисунок 3.11 – Потрібне армування фундаментної плити після улаштування надбудови вздовж осі X: а – знизу, б – згори.

Порівнюючи проектні значення армування із потрібним за розрахунком армуванням, можна зробити висновок, що для улаштування надбудови потрібне підсилення окремих зон плитних фундаментів. Зони підсилення на рис. 3.10 та 3.11 показані темними кольорами.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

72

3.8 Результати визначення осідання

Деформації моделі будівлі на ґрунтовій товщі просідних суглинків, показані на рис. 3.12.

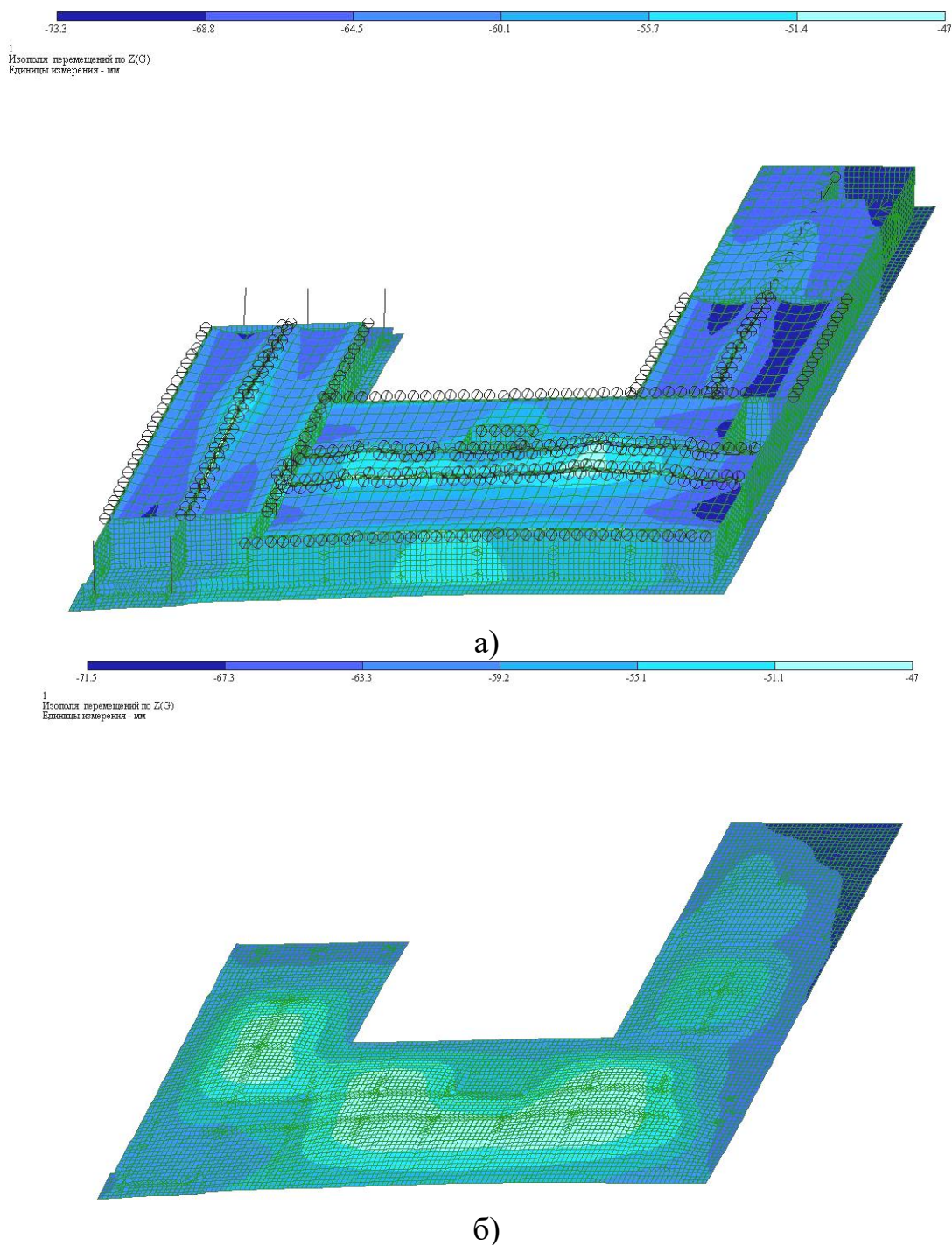


Рисунок 3.12 – Ізополі переміщень конструкцій у просідного ґрунту ІГЕ-3:
а – підвального поверху, б – фундаментної плити.

Загальні осідання фундаментної плити будівлі від дії комплексу навантажень, 3 складають 72 мм (див. рис. 3.11), що не перевищує гранично допустиму величину осідання $S_u = 10 \text{ см}$.

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

73

Отже, загальна жорсткість будівлі з урахуванням надбудови 6-го поверху – забезпечена.

3.9 Пропозиції щодо збереження навантажень на основу в рамках існуючих до реконструкції

Враховуючи зменшення корисних навантажень на перекриття внаслідок зміни функціонального призначення будівлі (будівля за вихідним проектом – виробнича, а за технічним завданням при надбудові – офісна), можна запропонувати розбирання конструкції існуючої покрівлі (товстої ухилоутворюючої набетонки, стяжки, утеплювача) та улаштування мансардного поверху з полегшених конструкцій.

Вага 1 м² конструкції даху:

• металочерепиця		0,05 кН;
• гідро бар'єр		0,05 кН;
• кроквяна система		0,8 кН;
• утеплювач, мінвата	1,0×0,25	0,25 кН;
• шар руберойду		0,05 кН;
• підшивка дошками		0,2 кН;
• пароізоляція		0,05 кН;
• гіпсокартон	8,0×0,009	<u>0,072</u>
<u>кН.</u>		
Разом		1,52 кН.

Навантаження від перегородок з гіпсокартону на мансардному поверсі прийнято 0,5 кПа.

Стінове огороження мансардного поверху приймаємо з пінобетону D300 товщиною 300 мм.

Перевіримо навантаження на окремі конструктивні елементи за умови здійснення означених конструктивних змін.

А) Колона по осі «Б-6».

Навантаження в рівні обрізу фундаментів до реконструкції

$$N_e = 1419,0 \text{ (кН)}; \quad N_m = 1881,8 \text{ (кН)}.$$

Вантажна площа для середньої колони по осі «Б-6» $A_{\text{вант.}} = 6,0 \times 4,5 = 27 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{27/9}} = 0,746.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,746 - 0,4}{\sqrt{6}} = 0,541.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.10.

Найбільш несприятливим сполученням навантажень для фундаменту буде їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		74

Таблиця 3.10 – Навантаження на фундамент середньої колони по осі «Б-6» після реконструкції

Найменування навантаження і формула підрахунку	$X_e, \text{кН}$	γ_{fm}	$X_m, \text{кН}$
<u>1 Постійні вертикальні навантаження</u>			
1. Вага колони $0,4 \times 0,4 \times (16,5 + 3,2) \times 25,0$	78,8		
2. Вага ригелів $27,5 \times 6$	165,1	1,1	86,7
3. Вага плит перекриття $3,0 \times 27,0 \times 6$	486,0	1,1	181,7
4. Вага конструкції підлоги $1,49 \times 27,0 \times 6$	241,4	1,1	534,6
5. Вага покрівлі $1,52 \times 27,0$	41,0	1,3	313,8
Всього:	1012,3	1,3	53,4
			1170,2
<u>2. Змінні вертикальні навантаження</u>			
6. Корисне навантаження на перекриття $2,0 \times 6 \times 27,0 \times 0,541$	175,3	1,2	210,3
7. Навантаження від перегородок $(2,0 \times 5 + 0,5) \times 27,0$			
8. Снігове навантаження $0,87 \times 27,0$ ($\gamma_{fe} = 0,49$)	283,5	1,3	368,5
Всього:	11,5	1,14	26,8
	470,3		605,7

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для середньої колони по осі «Б-6»:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (1012,3 + 0,9 \times 186,8 + 0,95 \times 283,5) \times 0,975 = 1413,5 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (1170,2 + 0,9 \times 237,1 + 0,95 \times 368,5) \times 1,1 = 1907,0 \text{ (кН)}.$$

Отже, експлуатаційне значення навантаження не перевищує існуюче, а граничне значення перевищує існуюче на 1,3% (оскільки перевірка конструкції плити на продавлення показала значний запас міцності, то таке перевищення не вплине на надійність роботи фундаментної плити). Таким чином запропоноване конструктивне рішення після реконструкції не погіршує умови роботи фундаменту.

Б) Стіна по осях «А» та «Г».

Навантаження в рівні обрізу фундаментів до реконструкції .

$$N_e = 315,7 \text{ (кН/м)}; \quad N_m = 400,9 \text{ (кН/м)}.$$

Вантажна площа для зовнішньої стіни по осі «А» та «Г» від шостого поверху $A_{\text{вант.}} = 3,0 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 1.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{6}} = 0,645.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.11.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		75

Таблиця 3.11 – Навантаження на фундамент стіни по осі «А» та «Г» після реконструкції

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН/м	γ_{fm}	X_m , кН/м
1 Постійні вертикальні навантаження			
2. Вага стіни підвалу 0,6x2,8x24,0	40,3	1,1	44,4
3. Вага стіни (0,68x6,6+0,55x10,0)x19,0x0,7+0,34x2,5x3,0x0,7	134,6	1,1	148,1
4. Вага плит перекриття 3,0x3,0x6	54,0	1,1	59,4
5. Вага конструкції підлоги 1,49x6x3,0	26,8	1,3	34,9
6. Вага покрівлі 1,52x3,0	4,6	1,3	5,9
Всього:	260,3		292,7
2. Змінні вертикальні навантаження			
4. Корисне навантаження на перекриття 2,0 x 6 x 3,0 x 0,645	23,2	1,2	27,9
5. Навантаження від перегородок (2,0x5+0,5)x3,0	31,5	1,3	41,0
6. Снігове навантаження 0,87x3,0 ($\gamma_{fe}=0,49$)	1,3	1,14	3,0
Всього:	56,0		71,9

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n=0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n=1,1$ для першої групи) [7], маємо для стіни по осі «А» та «Г»:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (260,3 + 0,9 \times 24,5 + 0,95 \times 31,5) \times 0,975 = 304,5 \text{ (кН/м)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (292,7 + 0,9 \times 30,9 + 0,95 \times 41,0) \times 1,1 = 395,4 \text{ (кН/м)}.$$

В) Колона по осі «8*-Ж».

Додаткове покриття обпирається на зовнішні стіни і не чинить впливу на навантаження колони.

Для середньої колони по осі «8*-Ж» до реконструкції

$$N_e = 1506,4 \text{ (кН)}; \quad N_m = 1982,8 \text{ (кН)}.$$

Вантажна площа для 1-го поверху $A_{\text{вант.}} = 27 \text{ м}^2$.

Вантажна площа для 2-5 -го поверхів $A_{\text{вант.}} = 36 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{36/9}} = 0,7.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,7 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,534.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.12.

Таблиця 3.12 – Навантаження на фундамент під колону по осі «8*-Ж» після реконструкції

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
1 Постійні вертикальні навантаження			
1.Вага колони $(0,9 \times 0,9 \times 3,3 + 0,4 \times 0,4 \times 13,2) \times 25,0$	119,6	1,1	131,6
2.Вага ригелів $27,5 \times 5$	137,5	1,1	151,3
3.Вага плит перекриття $3,0 \times (27,0 + 36,0 \times 4)$	513,0	1,1	564,3
4.Вага конструкції підлоги $1,49 \times (27,0 + 36,0 \times 4)$	254,8	1,3	331,2
Всього:	1024,9		1178,4
2.Змінні вертикальні навантаження			
5.Корисне навантаження на перекриття $[2,0 \times (27,0 + 36,0 \times 3) + 4,0 \times 36,0] \times 0,534$	221,1	1,2	265,3
6.Навантаження від перегородок $2,0 \times (27,0 + 36,0 \times 3) + 0,5 \times 36,0$	288,0	1,2	345,6
Всього:	509,1		610,9

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для середньої колони по осі 8*-Ж

$$N_e = (\sum N_{i \text{ пост.}} + 0,9 \sum N_{i \text{ тим.корот.}} + 0,95 \sum N_{i \text{ тим.трив.}}) \gamma_n = (1024,9 + 0,9 \times 221,1 + 0,95 \times 288,0) \times 0,975 = 1460,1 \text{ (кН);}$$

$$N_m = (\sum N_{i \text{ пост.}} + 0,9 \sum N_{i \text{ тим.корот.}} + 0,95 \sum N_{i \text{ тим.трив.}}) \gamma_n = (1178,4 + 0,9 \times 265,3 + 0,95 \times 345,6) \times 1,1 = 1920,1 \text{ (кН).}$$

Г) Стіна по осях «7» та «9».

Навантаження в рівні обрізу фундаментів до реконструкції .

$$N_e = 340,4 \text{ (кН/м); } N_m = 437,8 \text{ (кН/м).}$$

Вантажна площа від додаткового навантаження для зовнішньої стіни по осі «7» та «9» $A_{\text{вант.}} = 6,0 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 1.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{1,0 - 0,4}{\sqrt{6}} = 0,645.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 3.13.

Таблиця 3.13 – Навантаження на фундамент стіни по осі «7» та «9» після реконструкції

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН/м	γ_{fm}	X_m , кН/м
1 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага стіни підвалу 0,6x2,8x24,0	40,3	1,1	44,4
2. Вага стіни (0,68x6,6+0,55x11,4)x19,0x0,7+0,34x2,5x3,0x0,7	144,9	1,1	159,4
3. Вага плит перекриття 3,0x3,0x5+4,2x6,0	70,2	1,1	77,2
4. Вага конструкції підлоги 1,49x(5x3,0+6,0)	31,3	1,3	40,7
5. Вага покрівлі 1,52x6,0	9,1	1,3	11,9
Всього:	295,8		333,6
2. Змінні вертикальні навантаження			
6. Корисне навантаження на перекриття (2,0x4x3,0+4,0x3,0+2,0x6,0)x0,645	31,0	1,2	37,2
7. Навантаження від перегородок 2,0x3,0x4+0,5x3,0+0,5x6,0	28,5	1,2	34,2
8. Снігове навантаження 0,87x6,0 ($\gamma_{fe}=0,49$)	2,6	1,14	6,0
Всього:	62,1		74,4

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для стіни по осі «7» та «9»

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n =$$

$$= (295,8 + 0,9 \times 33,6 + 0,95 \times 28,5) \times 0,975 = 344,3 \text{ (кН/м);}$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (333,6 +$$

$$0,9 \times 43,2 + 0,95 \times 34,2) \times 1,1 = 445,5 \text{ (кН/м).}$$

Навантаження на фундамент стіни по осі «7» та «9» дещо збільшилось, але на колону по осі «8*-Ж» зменшилось. Перевіримо загальне навантаження на ґрунт в осях «Д-Ж».

Д) Навантаження на ділянку фундаментної плити в осях «Д-Ж» після реконструкції.

Приймаємо ділянку плити довжиною 6,0 м.

Ширина фундаментної плити 14,52 м.

Визначимо додаткові навантаження від власної ваги плити.

$$G_{\text{плити}} = 25,0 \times [14,52 \times 0,5 \times 6,0 + 0,9 \times 0,5 \times (2,1 + 5,2 \times 3) + 0,6 \times 0,8 \times 12,0] = 1432,2 \text{ (кН).}$$

Додаткові навантаження від підлоги підвалу

$$q_e = 0,45 \times 19 + 0,15 \times 24 + 2,0 + 1,0 = 15,2 \text{ (кН/м}^2\text{).}$$

Вага додаткових стін в підвалі та на першому поверсі

$$19,0 \times 0,42 \times (6,0 \times 6,6 + 12,0 \times 3,3) = 632,0 \text{ (кН).}$$

Вага додаткового стовпа по осі «Ж'»

$$0,9 \times 0,9 \times 3,3 \times 25,0/2=33,4 \text{ (кН)}.$$

Вага додаткового перекриття над підвалом в осях «Ж-Ж'»

$$Q_e = 18,0 \times (3,0+2,0+1,49)=116,8 \text{ (кН)}.$$

Тиск під подошвою плити від експлуатаційного навантаження

$$p = (1460,1 + 344,3 \times 12,0 + 1432,2 + 632,0 + 33,4 + 116,8)/(14,52 \times 6,0) + 15,2 = 89,6 + 15,2 = 104,8 \text{ (кПа)}.$$

Отже, тиск по подошві плити не змінився.

Е) Колона по осі «Г-2».

Для середньої колони по осі «Г-2» до реконструкції

$$N_e = 1802,6 \text{ (кН/м)}; \quad N_m = 2397,3 \text{ (кН/м)}.$$

Навантаження збираємо в рівні обрізу фундаментів.

Вантажна площа для середньої колони по осі «Г-2» $A_{\text{вант.}} = 36 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт поєднання корисних навантажень на перекриття [2]

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{36/9}} = 0,7.$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,7 - 0,4}{\sqrt{6}} = 0,522.$$

Результати розрахунків додаткового навантаження представлені у таблиці 3.14.

Таблиця 3.14 – Навантаження на фундамент середньої колони по осі «Г-2» після реконструкції

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
2 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колони $0,4 \times 0,4 \times (16,5 + 3,2) \times 25,0$	78,8	1,1	86,7
2. Вага ригелів $27,5 \times 6$	165,1	1,1	181,7
3. Вага плит перекриття $3,0 \times 36,0 \times 6$	648,0	1,1	712,8
4. Вага конструкції підлоги $1,49 \times 36,0 \times 6$	321,8	1,3	418,4
5. Вага покрівлі $1,52 \times 36,0$	54,7	1,3	71,1
Всього:	1268,4		1470,7
2.3 Змінні вертикальні навантаження			
9. Корисне навантаження на перекриття $2,0 \times 6 \times 36,0 \times 0,522$	225,5	1,2	270,6
10. Навантаження від перегородок $(2,0 \times 5 + 0,5) \times 36,0$	378,0	1,2	453,6
11. Снігове навантаження $0,87 \times 36,0$ ($\gamma_{fe} = 0,49$)	15,3	1,14	35,7
Всього:	618,8		759,9

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [7], маємо для середньої колони по осі «Г-2» після реконструкції:

$$N_e = (\Sigma N_{i \text{ пост.}} + 0,9 \Sigma N_{i \text{ тим. корот.}} + 0,95 \Sigma N_{i \text{ тим. трив.}}) \gamma_n =$$

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		79

$$= (1268,4 + 0,9 \times 240,8 + 0,95 \times 378,0) \times 0,975 = 1798,1 \text{ (кН/м)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (1470,7 + 0,9 \times 306,3 + 0,95 \times 453,6) \times 1,1 = 2395,0 \text{ (кН/м)}.$$

Таблиця 3.15 – Порівняння навантажень на фундаменти до та після реконструкції

№ ділянки	Опис розрахункової ділянки	Навантаження на фундаменти			
		До реконструкції		Після реконструкції	
		Розрахункові	Експлуатаційні	Розрахункові	Експлуатаційні
1	Колона по осі «Б-6»	1881,8 кН	1419,0 кН	1881,8 кН	1413,5 кН
2	Стіна по осях «А» та «Г»	400,9 кН/м	315,7 кН/м	395,4 кН/м	304,5 кН/м
3	Колона по осі «8*-Ж»	1982,8 кН	1506,4 кН	1920,1 кН	1460,1 кН
4	Колона по осі «Г-2».	2397,3 кН/м	1802,6 кН/м	2395,0 кН/м	1798,1 кН/м
5	Стіна по осях «7» та «9»	437,8 кН/м	340,4 кН/м	445,5 кН/м	344,3 кН/м
6	Ділянка фундаментної плити в осях «Д-Ж'»	-	104,8 кПа	-	104,8 кПа

3.10 Висновки за результатами розрахунків основ і фундаментів

За результатами розрахунку основ і фундаментів експлуатаційні та граничні значення навантажень на всіх розрахункових ділянках після реконструкції не перевищують проектних. Таким чином запропоноване конструктивне рішення з улаштування надбудови у легких металевих конструкціях з одночасним демонтажем конструкцій покрівлі після реконструкції не погіршує умови роботи фундаменту.

- Надбудова мансардного поверху полегшеної конструкції не спричинить збільшення тиску під подошвою фундаментної плити.
- Тиск під подошвою фундаменту після надбудови не перевищує розрахункового опору ґрунту основи.
- Робота фундаментної плити на продавлювання забезпечена.

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена на влаштування покриття з листів метало черепиці для будівель, що мають ухил від 15-20 °.

Вихідними даними є креслення і пояснювальна записка архітектурно-будівельної частини проекту.

Виконання робіт має проводитися з виконанням норм по якості та техніки безпеки. Для забезпечення цих вимог розробляються вказівки до контролю якості робіт та вказівки з техніки безпеки.

4.2 Організація і технологія виконання робіт

Методичні рекомендації щодо транспортування, зберігання та монтажу листів металочерепиці

1. Транспортування та зберігання матеріалу

Листи металочерепиці надходять на будівельні об'єкти безпосередньо із заводів-виробників відповідно до попередньо заявлених розмірів, що встановлюються після ретельного обміру ската даху. Основною умовою укладання є виступ краю листа за межі обрешітки не більше ніж на 40 мм, що запобігає ризику деформації матеріалу.

Для запобігання пошкодженню листів металочерепиці під час зберігання необхідно дотримуватися таких рекомендацій:

- Листи повинні зберігатися у заводській упаковці на рівній поверхні, на дерев'яних брусах завтовшки до 20 см із кроком до 0,5 м.
- Якщо монтаж покрівлі запланований на термін більше одного місяця, листи необхідно перекласти рейками для забезпечення вентиляції та запобігання конденсату.

2. Підготовка до монтажу

Перед початком робіт із укладання металочерепиці необхідно виконати контрольний обмір скатів даху для встановлення площинності та їх перпендикулярності щодо ліній коника й карниза. Цей етап критично важливий для дотримання належної якості укладання покрівельного покриття.

3. Влаштування обрешітки та гідроізоляції

Обрешітку встановлюють поверх гідро- та пароізоляційного матеріалу, який вільно укладають на крокви з метою забезпечення вентиляції під металочерепицею. У випадку використання покрівельного покриття в умовах підвищеної вологості необхідно залишити мінімальний вентиляційний зазор у 50 мм між нижньою поверхнею гідроізоляції та нижнім покриттям. Для цього обрешітку піднімають на додаткові бруски перетином 50×50 мм.

Щоб запобігти проникненню вологи, під коник необхідно прибити смугу гідроізоляційного матеріалу.

4. Монтаж листів металочерепиці

Монтаж починають із торцевих ділянок, рухаючись від одного краю до іншого. Якщо монтаж здійснюється з лівого боку, кожен наступний лист

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							81
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

встановлюється під останню хвилю попереднього. Листи металочерепиці кріплять самонарізами із виступом у 40 мм від карниза.

Послідовність фіксації листів:

1. Закріплення перших 3–4 листів.
2. Вирівнювання листів щодо лінії карниза та коника.
3. Остаточне закріплення самонарізами, починаючи з першого аркуша.
4. Коригування стикування листів шляхом рівномірного укладання складки за складкою.

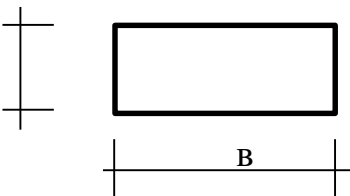
5. Завершальні етапи монтажу

Після закріплення рядових листів металочерепиці встановлюють конькові елементи, які фіксують самонарізами на кожній другій профільній хвилі. Для забезпечення герметичності між коником та покриттям рекомендується використання ущільнювальної прокладки.

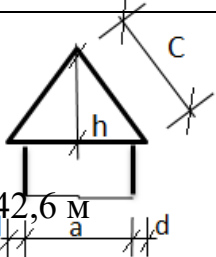
Карнизна планка фіксується оцинкованими цвяхами з кроком 300 мм. Щоб конькова планка мала належну стійкість, під неї з обох боків прибивають додаткові дошки.

Відомості об'ємів робіт наведено у таблицях 4.1 та 4.2.

Таблиця 4.1 – Відомість підрахунку об'ємів покрівельних робіт

№ п.п.	Назва робіт	Ескіз і формула підрахунку	Одиниці виміру	К-сть
1	2	3	4	5
1	Листи гіпсокартону	$S_{\text{Ст.}} = S_{\text{Л.Г}}$	м2	499,2
2	Влаштування пароізоляції	 $S_{\text{п.і}} = а * в = 12 * 41,6$	м2	499,2
3	Влаштування утеплювача	$V_{\text{ут.}} = S_{\text{п.і}} * t_{\text{ут.}} = 499,2 * 0,2$	м3	99,84
4	Влаштування цементної стяжки	$S_{\text{Ст.}} = S_{\text{п.і}}$	м2	499,2

Продовження таблиці 4.1.

5	Влаштування шатрової покрівлі	 $B = b + 2 \cdot d = 41,6 + 2 \cdot 0,5 = 42,6 \text{ м}$ $C = \frac{S_1}{S_2} \sqrt{\left(\frac{a}{2} + d\right)^2 + h^2} =$ $\sqrt{\left(\frac{12}{2} + 0,5\right)^2 + 3,12^2} =$ $\sqrt{6,5^2 + 3,12^2} = \sqrt{41,25 + 9,73} =$ $\sqrt{50,98} = 7,14 \text{ м}$ $S_1 = S_2 = B \cdot C = 41,6 \cdot 7,14 = 297,0$ $S_{\text{заг}} = S_1 + S_2 = 297,0 + 297,0$	м2	594,0
---	-------------------------------	---	----	-------

Таблиця 4.2 – Специфікація елементів шатрової покрівлі

№ п.п	Назва елемента	Поперечний переріз, мм	Довжина, м	Об'єм одиниці, м3	К-сть	Загальний об'єм, м3
1	Мауерлат	140x140	2	0,0392	42	1,646
2	Стійка	120x120	1,81	0,0261	21	0,547
3	Підкоси	100x120	2,35	0,0306	42	1,285
4	Крокви	120x120	6,6	0,095	88	8,36
5	Нижній прогін	140x140	2	0,0392	42	1,646
6	Верхній прогін	140x140	2	0,0392	42	1,646
7	Кобилки	50x120	2	0,012	40	0,48
8	Кобилки	50x120	3	0,018	48	0,864
Всього:						16,474

4.3 Калькуляція працевитрат та заробітної плати

1. Загальні положення

Після визначення обсягів будівельних робіт здійснюється розрахунок трудових витрат та заробітної плати. Ці показники розраховуються окремо для кожного виду робіт, а також на одиницю виконання і на загальний обсяг у цілому.

Для складання калькуляції використовуються Державні будівельні норми (ДБН) та Ресурсні елементні кошторисні норми (РЕКН) України, що є чинними на момент виконання розрахунків.

2. Методологія розрахунку

Трудові витрати та заробітна плата визначаються для кожного будівельного процесу, а також для всього комплексу робіт, пов'язаних зі

зведенням об'єкта. На основі цих розрахунків виконуються технологічні розрахунки, які формують основу для побудови графіка руху робітників, що регулює трудові ресурси на об'єкті.

3. Формат калькуляції та її призначення

Калькуляція трудових витрат і заробітної плати складається у табличному форматі, де вказуються:

- Окремі види робіт та їх трудомісткість;
- Загальні показники по всьому будівельному процесу;
- Розрахунок витрат на оплату праці із застосуванням відповідних нормативів.

4. Структура та використання калькуляції

Розрахункові дані представлено у додатку Г, а техніко-економічні показники календарного плану узагальнено у таблиці 4.3.

Калькуляція використовується як базовий документ для контролю витрат трудових ресурсів, визначення загальних фінансових витрат на оплату праці та оптимізації графіку виконання робіт.

Таблиця 4.3 – ТЕП календарного плану

№	Назва показників	Од. вм.	Показники	
			нормат	прийн
1	Трудомісткість заг.буд. робіт	л-зм	214,48	210
2	Продуктивність праці	%	100	102
3	Кількість робочих днів за КП	день	-	34
4	Максимальна кількість робітників	робіт.	-	6
5	Середньосписочна кількість робітників	робіт.	-	6
6	Коефіцієнт нерівномірності руху робочої сили	-	1,5	1,00

4.4 Вибір оптимальної технології виконання БМР

Календарне планування будівництва об'єктів або виконання окремих циклів робіт є важливим етапом організації будівельного процесу, що включає розробку та оптимізацію Проекту виконання робіт (ПВР). Моделі зведення споруд або виконання окремих технологічних операцій реалізуються у вигляді лінійних графіків, комплексних сіткових графіків та циклограм, що забезпечують узгоджене виконання робіт на різних етапах будівництва.

Календарний графік виконує такі функції:

- Визначення оптимальної тривалості зведення об'єкта та окремих етапів робіт;
- Взаємне узгодження видів будівельно-монтажних операцій, їх послідовність та терміни виконання;
- Регулювання трудових, матеріальних та технічних ресурсів шляхом складання графіків постачання матеріалів, залучення будівельних машин та транспорту, визначення руху робочої сили;

- Розрахунок техніко-економічних показників (ТЕП) для оцінки ефективності будівельного процесу.

До основних вихідних даних належать:

- Робочі креслення та кошториси на виконання будівельно-монтажних робіт;
- Норми тривалості будівництва, встановлені відповідними нормативними документами;
- Проект організації будівництва (ПОБ) та технологічні карти виконання операцій;
- Інформація про структуру, спеціалізацію та виробничу потужність будівельних організацій;
- Дані про наявність матеріально-технічних ресурсів та бази забезпечення;
- Завдання на розробку Проекту виконання робіт (ПВР).

Групування робіт здійснюється з урахуванням:

- Спеціалізації виконавців та технологічних циклів, що дозволяє об'єднувати однорідні процеси (земляні, монтажні, сантехнічні роботи тощо);
- Розробки графіка руху робочих кадрів, що коригується у разі значних коливань чисельності персоналу для рівномірного розподілу навантаження;
- Оптимального планування надходження будівельних конструкцій і матеріалів для безперервного будівельного процесу.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників не повинен перевищувати 1,5, що забезпечує стабільну організацію робіт без пікових перевантажень трудових ресурсів.

Одним із найбільш ефективних методів планування будівельних робіт є варіантне проектування, що використовує математичні моделі та обчислювальну техніку для вибору:

- Оптимальної технології виконання робіт;
- Комплектів будівельних машин і механізаційних схем;
- Темпів та інтенсивності виконання будівельних процесів;
- Розподілу робіт у часі та просторі.

Правильний вибір технології та організації робіт дозволяє знизити кошторисну вартість будівництва до 6%, що є значним економічним чинником у реалізації проєкту.

Всі будівельно-монтажні роботи виконуються з дотриманням природоохоронних вимог, що передбачають:

- Ефективний захист земельних ресурсів, надр, водних об'єктів, атмосферного повітря;
- Мінімізацію впливу на рослинний та тваринний світ;
- Виконання заходів, передбачених проєктно-кошторисною та технологічною документацією.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		85

4.5 Технічна документація на виконання робіт по реконструкції споруди

Реконструкція об'єкта повинна здійснюватися на основі попередньо розроблених рішень по організації будівництва і технології виконання робіт, які повинні бути відображені в проектно-технологічній документації. Ця документація є невід'ємною складовою частиною документації на будівництво, поряд з проектно-кошторисною документацією та робочими кресленнями [23].

За допомогою програми АВК виконані основні документи звітності у будівництві, справки вартості виконаних робіт та витрат: акти виконаних робіт, журнал на строк будівництва, заявка на поставку матеріалів, що наведені у додатку Е.

Приховані роботи підлягають огляду зі складанням актів. Акт огляду прихованих робіт повинен складатись на завершений процес, виконаний самостійно підрозділом виконавців.

Огляд прихованих робіт і складання акту у випадку, коли наступні роботи повинні розпочинатись після перерви, слід здійснювати безпосередньо перед виконанням наступних робіт.

Відповідальні конструкції підлягають прийняттю у процесі будівництва по мірі їх готовності із складанням акта проміжного прийняття цих конструкцій.

4.6 Вказівки до контролю якості робіт

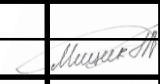
У процесі підготовки та виконання покрівельних робіт здійснюється перевірка відповідності конструктивних та технологічних елементів проектним рішенням, а також контроль якості використаних матеріалів.

Перед початком монтажу необхідно провести ретельний огляд листів металочерепиці для забезпечення відповідності їх характеристик нормативним вимогам. До основних параметрів оцінки входять:

- Відсутність механічних пошкоджень (подряпин, деформацій, вигинів, надламів);
- Відповідність геометричних розмірів заявленим параметрам;
- Якість захисного покриття металочерепиці;
- Технологічні особливості монтажу, що гарантують довговічність і експлуатаційну надійність.

Перед встановленням покрівельного покриття перевіряють:

- Якість виконання обрешітки – відповідність перерізу, кроку лат та інших параметрів проектному рішенню;
- Наявність гідроізоляційного шару – правильність укладання відповідно до технічних норм;
- Монтаж торцевих, конькових, карнизних планок;
- Готовність конструктивних елементів для монтажу металочерепиці;
- Примикання до виступаючих конструкцій, відповідність проектним вимогам та герметичність стиків;

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		86

- Функціональність вентиляційного каналу, правильність розміщення та конструктивного рішення;
- Геометрична правильність коника, єндови, карнизів;
- Наявність та коректність монтажу водовідвідної системи, що забезпечує захист будівельних конструкцій від атмосферних опадів.

Приймання виконаних робіт здійснюється після ретельного візуального огляду поверхні покриття, особливо у критичних ділянках, таких як розжолобки, карнизні ділянки та місця встановлення коника.

Якщо під час огляду виявляються дефекти або порушення технологічних норм, їх необхідно усунути до здачі будівлі в експлуатацію.

Підсумкове приймання готової покрівлі оформлюється актом приймання із зазначенням оцінки якості виконаних робіт.

Окрім загальної перевірки покрівельного покриття, здійснюється приймання прихованих робіт відповідно до встановлених нормативів. До них належать:

- Монтаж пароізоляційного та гідроізоляційного шару (за наявності відповідних елементів конструкції);
- Теплоізоляційні роботи;
- Встановлення конструктивних та функціональних елементів (антени, розтяжки, стійки, мансардні вікна тощо).

Всі приховані роботи оформлюються відповідними актами огляду, що підтверджують відповідність виконання встановленим нормам та проєктним рішенням.

4.7 Вказівки з техніки безпеки

Покрівельні роботи належать до висотних, що вимагає суворого дотримання норм охорони праці та техніки безпеки. Працівники повинні бути забезпечені спеціальним одягом, взуттям та індивідуальними засобами захисту відповідно до чинних нормативних документів.

При виконанні робіт на висоті необхідно використовувати запобіжний пояс із міцною мотузкою. На покрівлях зі значним ухилом працівник повинен бути додатково оснащений спеціальним взуттям з антиковзаючою підошвою.

Якщо на даху встановлено тросове огороження, закріплене на кроквах уздовж карниза, то карабін страхувального пояса слід зачепити за цей трос. У разі використання мотузки один її кінець прикріплюється до кільця пояса, а інший – до крокви.

Для виконання покрівельних робіт на дахах з ухилом понад 25 градусів, а також на мокрих, покритих інеєм або снігом поверхнях (незалежно від ухилу) необхідно застосовувати переносні ходові містки. Вони виготовляються з двох дощок шириною 300 мм, скріплених між собою планками.

На плоских дахах, що не мають постійного огороження, встановлюються тимчасові поручні висотою не менше 1 м, а також бордова дошка 25×180 мм для запобігання випадковим падінням.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							87
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

При будь-якому ухилі даху складування матеріалів, інструментів та ємностей з мастикою допускається лише за умови надійного закріплення або розміщення їх на спеціальних майданчиках чи підставках.

При відсутності зовнішніх риштувань навколо будівлі виконання покрівельних робіт допускається лише за умови облаштування внизу захисної зони шириною не менше 8 м.

Інструменти покрівельника повинні бути справними та зберігатися в інструментальному ящику або сумці, яку зручно носити через плече. Залишати будівельні матеріали на покрівлі після закінчення зміни або під час перерв, а також скидати їх вниз суворо заборонено.

Люльки, що застосовуються під час покрівельних робіт, повинні відповідати встановленим стандартам безпеки:

- Випробування подвійним робочим навантаженням;
- Наявність суцільної підлоги та бічних огорожень для забезпечення стабільності конструкції;
- Підвішування на гнучких сталевих тросах із використанням блоків на випускних консолях, міцно закріплених на кроквах. Закріплювати люльку за карнизи або інші частини будівлі заборонено.

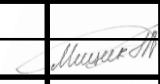
Лебідка, призначена для підйому люльки, повинна бути оснащена подвійним гальмівним пристроєм із безпечними рукоятками та мати баласт, маса якого не менше подвійної ваги люльки з робочим навантаженням.

4.8 Висновки до розділу

У межах розділу було опрацьовано питання організації та технології виконання будівельно-монтажних робіт із улаштування покрівлі з використанням металочерепиці. Встановлено оптимальну технологічну послідовність процесів, розроблено технологічну карту, а також визначено вимоги до якості матеріалів, способів їх транспортування, зберігання та монтажу. Особливу увагу приділено забезпеченню належного рівня якості робіт і дотриманню норм охорони праці під час їх виконання.

Проведено обґрунтування організаційних заходів, розраховано трудомісткість та заробітну плату для кожного етапу, складено календарний графік виконання робіт, що дозволяє ефективно планувати трудові ресурси. Техніко-економічні показники свідчать про раціональність прийнятих рішень у межах реконструкції покрівельного покриття.

Застосовані проектно-технологічні рішення забезпечують належний рівень безпеки, технологічної послідовності та ефективності виконання робіт відповідно до чинних будівельних норм і стандартів.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		88

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1 Проектування і планування календарного плану виконання робіт

В основі вибору організаційно-технологічних схем проектування зведення будівель, повинен бути покладений потоковий метод будівництва. Під час вибору організаційно-технологічної схеми будівництва проектуються комплексний, об'єктний та спеціалізований потоки.

Особливості проектування та послідовність виконання робіт при будівництві житлових будинків і об'єктів соціального призначення в цілому характеризуються основними складовими-циклами. При будівництві таких об'єктів виділяють три цикли.

Перший цикл – копання котлованів, засипка котлованів щебенем, приготування важкого бетону на щебені, клас В20 (пластифікат), бетонування фундаменту, навантаження ґрунту вручну.

Другий цикл – зведення надземної частини будівлі. Ведучий технологічний процес – монтаж дерев'яних конструкцій надземної частини будівлі.

Санітарно-технічні і електромонтажні роботи необхідно пов'язувати з загальнобудівельними та оздоблювальними. Такі роботи проводяться у дві стадії. Перша стадія (до початку штукатурних робіт), включаючи прокладку труб, навішування радіаторів, протягування проводів, монтаж електрокоробок; ці роботи можуть виконуватися паралельно з монтажем надземних конструкцій будівлі за умови, якщо зверху змонтовані два перекриття.

На другій стадії влаштовуються санітарно-технічні приладдя (після облицювальних робіт, побілки стін та стелі, але до масляного фарбування стін). Другий етап електромонтажних робіт починається після фарбування стелі: підвішування патронів та світильників; після фарбування стін встановлюють розетки, вимикачі, дзвінки, плафони.

Третій цикл – оздоблювальні роботи. До початку таких робіт необхідно виконувати загальнобудівельні роботи з монтажу “коробки” будівлі, електротехнічні та санітарно-технічні роботи першої стадії; закрити вікна; підключити стояки тимчасового водозабезпечення; електросилові і освітлювальні мережі; подати тепло в будівлю.

Послідовність виконання оздоблювальних робіт включає: виконуються штукатурні і плиточні роботи, потім засклення внутрішніх дверей і паралельно цементна стяжка під підлогу. Після цього у другому етапі проводяться малярні роботи; на першому етапі проводять шпаклівку і фарбування стелі, фарбування стін і столярних виробів. Настилення лінолеуму починають після фарбування стін та стель. Календарний графік повинен встановлювати послідовність і терміни виконання окремих видів робіт, загальну тривалість будівництва об'єкта у межах нормативної, максимально можливе суміщення робіт на об'єкті. В залежності від об'єкта будівництва, кількості захваток, спеціалізованих потоків і т.д. графік розробляється у формі лінійної діаграми або у вигляді сіткового графіка.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		89

Побудова календарного графіка у лінійній формі виконується з позначенням кожного комплексу робіт у вигляді горизонтальної лінії, яка має довжину відповідну її тривалості.

Над кожною роботою надписують кількість робочих та змінність. Організуючи будівельний процес поточним методом, наносимо всі роботи на графік з розподілом по захватках, тобто відділяючи тривалості на кожній захватці вертикальною рисою.

Якщо тривалість робіт на захватці менше одиниці, то розподіл на захватки недоцільний, у цьому випадку слід визначити сумарну тривалість по всьому об'єкту.

5.2 Вибір методів виконання робіт розбивка об'єкта на захватки

Для проектування поточної організації виконання робіт необхідно виконати розбивку будівлі на окремі захватки, наближено спів розмірні за об'ємами будівельно-монтажних робіт. Розбивка об'єкта на захватки здійснюється з врахуванням таких умов[24]:

- розміри захватки встановлюють, виходячи з архітектурно-конструктивних рішень будівлі;
- як захватку приймають прогін, секцію, поверх, ярус;
- під час розбиття будівлі на захватки необхідно передбачити стійкість та просторову жорсткість несучих конструкцій в умовах її самостійної роботи в межах захватки;
- межами захватки можуть бути температурні або деформаційні шви.

Для визначення об'ємів робіт і вибору вантажопідйомних машин потрібно скласти специфікацію збірних конструкцій і елементів будівлі. Специфікація конструкцій та елементів, відомість підрахунку об'ємів робіт наведена в табличній формі (табл. 5.1). Також наведена таблиця 5.2, в якій специфікація кроків покрівлі.

Таблиця 5.2 – Специфікація кроків покрівлі

Поз.	Найменування	Кільк.	Об'єм m^3	Заг. об'єм m^3
1	Стропило 100x200 $l_{заг} = 195m$			3,9
2	Стропило 80x200 $l_{заг} = 508m$			8,2
3	Кобилка 50x150 $l = 1700m$	96	0,01	1,22
4	Кобилка 50x150 $l = 2000m$	12	0,01	0,18
5	Підкіс 125x125 $l_{заг} = 12m$			0,18

Продовження таблиці 5.2

6	Балка 150x150 $l = 3200m$	1	0,07	0,01
7	Обрешітка 100x50 $l_{заг} = 1682m$			8,4
8	Фанера під покрівлю 50x150 $t = 10$ $S = 821m^2$			8,21
9	Накладка 50x150 $l = 700m$	82	0,005	0,43
10	Бобишка 50x75 $l = 600m$	155	0,002	0,35

5.3 Розрахунок монтажних параметрів і вибір вантажопід'ємних кранів

При зведенні збірно - монолітних і монолітних багатоповерхових будинків бажано використовувати баштові крани. Залежно від розмірів будинку та кількості поверхів можуть бути використані крани на рельсовому ході (з поворотною платформою або з неповоротною баштою) й приставні. Якщо кількість поверхів в будинку не перевищує 16, використовують крани з поворотною платформою, при кількості поверхів до 19-ти – крани з неповоротною баштою, якщо кількість поверхів складає більше то приставні.

У разі установлення крану з однієї сторони (однобічна схема) зона дії баштового крану охоплює всю ширину будинку, що потребує використання більш потужних кранів (рис. 5.1).

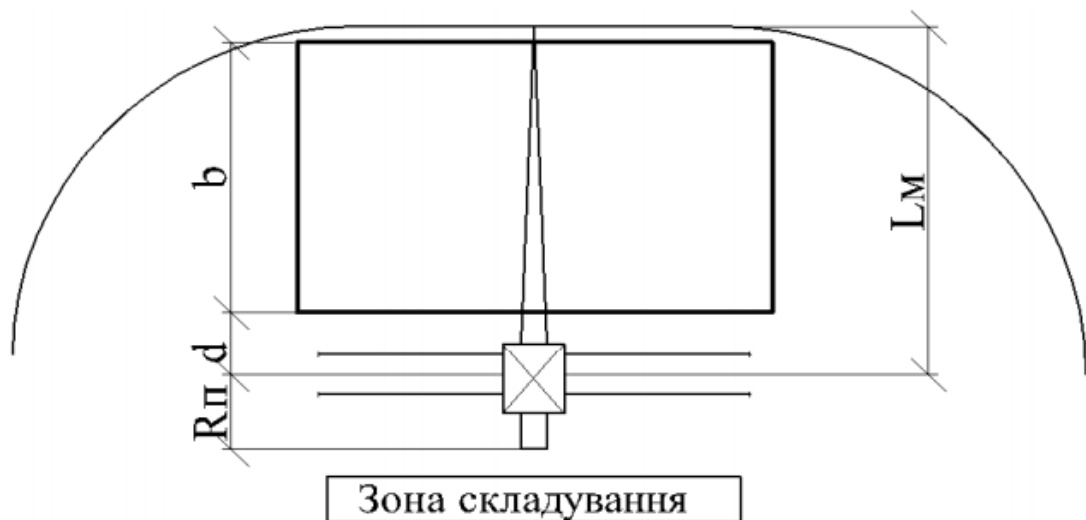


Рисунок 5.1 – Схема установлення крану при зведенні багатоповерхової будівлі

Вибір крану при зведенні збірно-монолітної багатоповерхової будівлі здійснюємо в два етапи.

На першому етапі визначаємо необхідні монтажні характеристики: монтажну масу (QM), монтажну висоту (НМ) й монтажний виліт стріли (LM);

на другому етапі за довідниковою літературою підбираємо кран, робочі параметри якого рівні або дещо більші необхідних (5–10 %).

Монтажну масу Q_M визначаємо за формулою

$$Q_M = m_E + m_{стр} \quad (5.1)$$

де m_E – маса елемента, який піднімає кран, т;

$m_{стр}$ – маса стропуючого засобу (стропу, табл. 4.2.3), т.

$$Q_M = 2,0 + 0,228 + 0,045 = 2,273 \text{ т,}$$

Монтажну висоту визначаємо за формулою

$$H_M = h_O + h_E + h_3 + h_{стр}, \quad (5.2)$$

$$H_M = (32,8 + 2,19) + 1,3 + 0,5 + 4,5 = 41,29 \text{ м,}$$

де h_O – рівень верхнього монтажного горизонту, м;

h_E – висота (довжина) елемента в монтажному положенні, (1,3 м, [28, табл. 102]);

h_3 – запас за висотою при підйомі вантажу над самою високою перешкодою (0,5), м;

$h_{стр}$ – висота стропуючого засобу (2 - 4,5), м (табл. 5.3).

Таблиця 5.3 – Технічна характеристика вантажопідйомних пристроїв

Назва пристроїв	Область використання	Вантажо-підйомність, т	Маса, т	Розрах. висота, м
Строп чотири-гілковий	Цегли, розчину та бадді з бетонною сумішшю	15-20	0,045	4,5

Монтажний виліт стріли LM визначають залежно від місця розташування кранів. Якщо баштовий кран розташовують з одного боку (рис. 3.1), то монтажний виліт визначаємо за формулою

$$LM = d + bH, \quad (5.3)$$

$$LM = 3,2 + 17,9 = 21,0 \text{ м,}$$

де d – відстань від осі повороту крана до будинку, м;

bH – ширина наземної частини будинку з урахуванням виступаючих елементів, м.

Для кранів з поворотною платформою d визначаємо за формулою

$$d = RP + (0,7 \dots 1), \quad (5.4)$$

$$d = 2,5 + 0,7 = 3,2 \text{ м.}$$

де RP – радіус виступаючої частини поворотної платформи, м;

0,7...1 – зазор між поворотною платформою і краном.

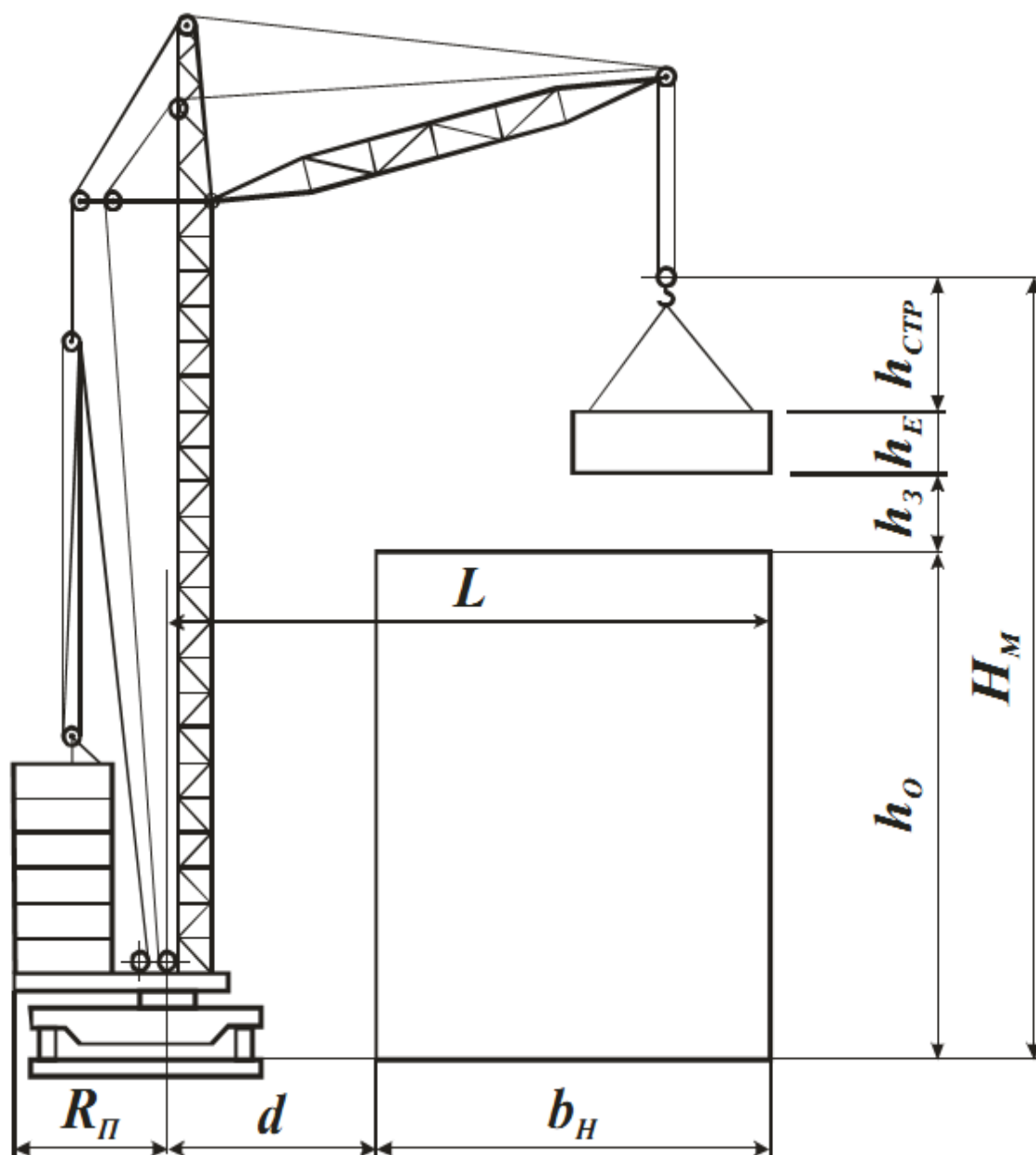


Рисунок 5.2 – Схема визначення параметрів баштового крану при зведенні наземної частини будинку

За довідковою літературою [10], використовуючи розраховані вище параметри, вибираємо варіант крану, який задовольняє усім вимогам. Це баштовий кран КБ-306 з підйомною стрілою і нижньою противагою технічні параметри якого зображені на рис. 5.3.

					
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

93

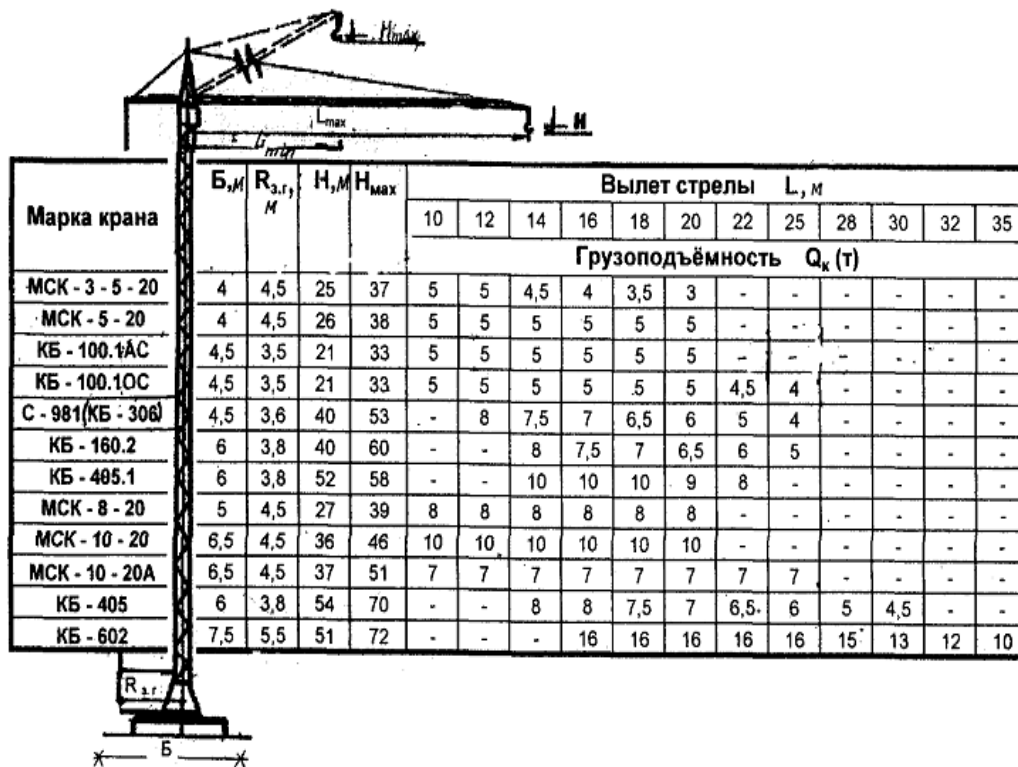


Рисунок 5.3 – Технічні параметри баштового крану КБ-306 з підйомною стрілою і нижньою противагою

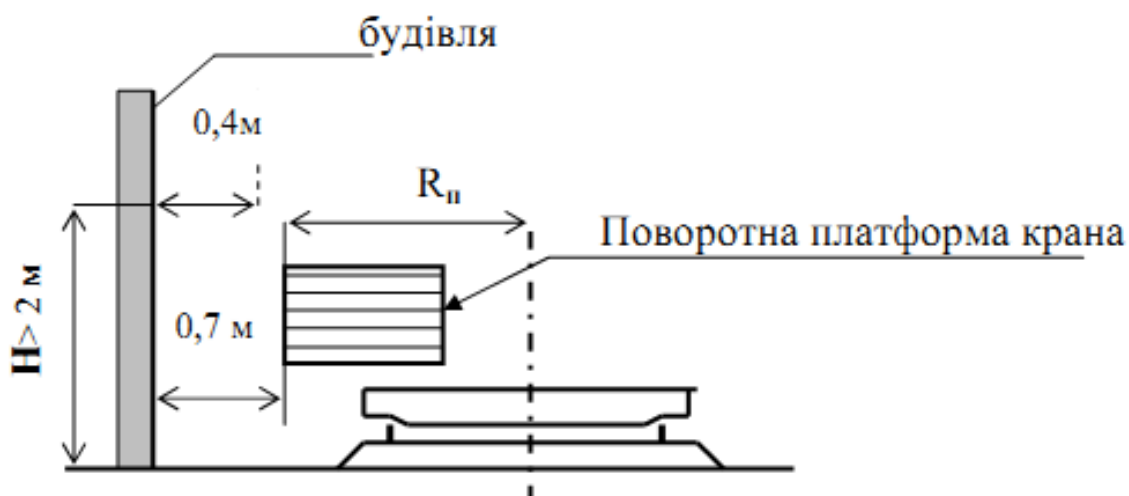


Рисунок 5.4 – Схема горизонтальної прив'язки баштового крану

Поперечна прив'язка підкранових шляхів: 3,2 м.

Поздовжня прив'язка крану:

$$L_{п.ш.} = H_{бк} + L_{кр} + 2 l_{гал} + 2 l_{туп} \quad (5.5)$$

де $L_{п.ш.}$ – довжина підкранових шляхів в метрах;

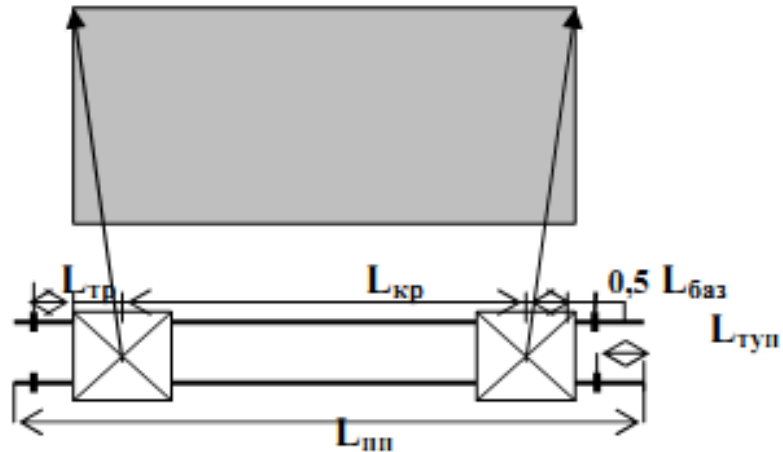


Рисунок 5.5 – Визначення мінімальної довжини підкранових колій

Поздовжня прив'язка крану:

$$L_{\text{п.ш.}} = N_{\text{бк}} + L_{\text{кр}} + 2 l_{\text{гал}} + 2 l_{\text{туп}} \quad (5.6)$$

де $L_{\text{п.ш.}}$ – довжина підкранових шляхів в метрах;

$L_{\text{кр}}$ – відстань між крайніми стоянками, в метрах, яка визначається по кресленню;

$N_{\text{бк}}$ – база крана, яка визначається по довідниках в м.

$l_{\text{гал}}$ – величина гальмівного шляху крана, приймаємо не менше 1,5 м;

$l_{\text{туп}}$ – відстань від кінця рейки до тупиків, приймаємо рівним 0,5 м.

Одержану довжину підкранових шляхів заокруглюємо в бік збільшення з врахуванням кратності довжини пів ланки, тобто 6,25 м. Мінімально допустима довжина підкранових шляхів складає 2 ділянки. Таким чином, прийнята довжина шляхів повинна задовольнити умову:

$$L_{\text{п.ш.}} = 4,5 + 26,0 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 1,5 = 37,5 \text{ м.}$$

Для приготування бетонної суміші приймаємо автобетонозмішувач СБ-127.

Для подачі бетонної суміші в опалубку приймаємо 2 бадді БПВ-1,0 місткістю 1,0 м³.

Для арматурних робіт приймаємо зварювальний трансформатор змінного струму ПС-300М.

5.4 Розрахунок параметрів календарного графіка

Складаємо відомість об'ємів будівельно-монтажних робіт, для чого необхідно скласти перелік робіт у відповідності з номенклатурою, що прийнята для даного типу об'єкта. Послідовність запису робіт повинна повторювати технологію їх виконання на будівельного майданчику. Встановлені об'єми робіт в подальшому використовуються для розрахунку картки-визначника.

Для вибору методів виконання робіт по захваткам необхідно сформулювати спеціалізовані потоки. Для чого весь перелік робіт необхідно згрупувати таким чином, щоб кожний комплекс робіт виконувався бригадою робочих [9, 15].

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		95

Таблиця 5.3 – Відомість об'ємів основних будівельно-монтажних робі

№ п.п.	Найменування	Од.	Кількість
Надземна частина			
1	Влаштування стін	100 м3	0,01
2	Установлення перегородок із гіпсокартону	100 м3	0,18
3	Виготовлення та встановлення крокв	м3	31,08
4	Улаштування пароізоляції	100м2	8,5
5	Улаштування покрівель із металочерепиці	100м2	8,5
6	Заповнення віконних прорізів	100м2	0,19
7	Заповнення дверних прорізів	100м2	0,24
8	Улаштування покриття з плиток керамічних	100м2	5,24
9	Улаштування покриття з лінолеуму	100м2	0,14
10	Опорядження внутрішнє	100м2	4,82
11	Опорядження зовнішнє	100м2	7,8

Таблиця 5.4 – Відомість необхідності в будівельних конструкціях, виробках, матеріалах і обладнанні

№ п.п	Найменування	Од. вим.	Кількість
1	Черепиця	м2	97,75
4	Суміші бетонні	м3	118,32
5	Розчин готовий	м3	9,32
6	Толь	м2	1,427
7	Плитки керамічні	М2	545
8	Стрижнева арматура А-II	100кг	0,33
9	Пісок	М3	0,108
10	Блоки дверні	м2	55,68
11	Портландцемент	т	0,2
12	Рами віконні	шт	15,39
13	Вікна металопластикові	шт	33
14	Лінолеум	М2	14,28
15	Двері металопластикові	шт	30
16	Щебінь	М3	0,02
17	Брус дерев'яний	м	4102,4

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		96

Для подальших розрахунків параметрів календарного (сіткового) плану необхідно викреслити форму-таблицю “Графік виконання робіт по об’єкту”

Побудову календарного графіка, виконання робіт виконують за розрахунковими даними тривалості виконання робіт (див.лис 7)

Одиниці виміру об’ємів робіт приймаються за ДБН, укрупненими нормами та РЕКН (напр. 1 мЗ, 100 мЗ, 1 шт і т. п.).

Для подальших розрахунків параметрів календарного плану (працевитрати, тривалість виконання робіт) необхідно накреслити форму-таблицю “Графік виконання робіт по об’єкту” згідно із формою №1 додатку 6 [24] з деякими доповненнями, що враховують відсутність норми часу.

5.5 Проектування будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план розробляється на спорудження будівель (споруд) або комплексу будівель, монтажні або спеціальні будівельні роботи в залежності від того, на що розроблений проект виконання робіт. На ньому необхідно показувати:

- розташування та прив'язку існуючих будівель (споруд), а також тих, що реконструюються, споруджуються, з виділенням в їх складі об'єктів, які мають бути використані в різні періоди для потреб будівництва, у тому числі: будівель і споруд; автомобільних шляхів та залізниць, проїздів, майданчиків для розвороту транспорту; пішохідних доріг і тротуарів;
- інженерні мережі з позначенням місць підключення до них запроектованих та тимчасових мереж, розподільних пристроїв і т.ін.;
- постійні та тимчасові огорожі будівельного майданчика;
- будівлі та споруди, які підлягають знесенню а також тимчасово пристосовані для потреб будівництва;
- майданчики для складування та укрупненого складання будівельних конструкцій, деталей, елементів та технологічного обладнання;
- тимчасові інженерні мережі з позначенням місць їх підключення;
- будівельні машини, установки та засоби для переміщення будівельних матеріалів, конструкцій, вантажів, напівфабрикатів та робітників;
- місця приймання та розвантаження будівельних матеріалів;
- небезпечні зони для руху транспорту та пішоходів з розміщенням знаків безпеки;
- напрямки пересування автотранспорту та будівельних машин;
- місця під'їзду та проходу до пожежних гідрантів та інших засобів пожежегасіння;
- знаки закріплення геодезичних опорних осей;
- зони для тимчасового складування знятого родючого шару ґрунту;
- інвентарні і тимчасові споруди та установки різного функціонального призначення;
- розрахункові (техніко-економічні) показники в табличній формі та прийняті умовні позначки.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		97

Відстані між рухомими частинами стрілового самохідного крана та елементами будівлі, повинні бути по горизонталі не менші 1 м.

В процесі будівництва об'єктів прийнято відрізняти зони небезпечні, при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Перша різновидність таких зон - це небезпечні зони поблизу будівель, які споруджуються, де можливе падіння предметів, вантажів, конструкцій при їх встановленні. Таку небезпечну зону називають монтажною зоною. Її границю визначають згідно з вимогами ДБН.

Такі зони огорожують спеціальною огорожею, а на будгенплані позначають штриховою лінією.

Друга різновидність небезпечної зони - це зона можливого переміщення вантажу краном і його падіння з урахуванням величини відлітання. Радіус зони визначається відстанню по горизонталі від осі руху стріли крана

5.5.1 Розрахунок і проектування тимчасових адміністративних та господарсько-побутових будівель і споруд

Тимчасові будівлі і споруди на будівельному майданчику розрізняють трьох основних груп: 1 – адміністративні, 2 – господарсько-побутові і 3 – складські. Вони необхідні для задоволення як потреб робітників так і для раціональної організації будівництва об'єкта в цілому. Площі будівель і споруд розраховуються згідно з встановленими вихідними даними виробничих потреб.

Адміністративні та господарсько-побутові будівлі розраховуються і проектується в залежності від загальної чисельності працюючих на будівельному об'єкті.

Визначаємо загальну кількість робітників працюючих на об'єкті за формулою:

$$N_{\text{заг}} = 0,89 (N_p + N_{\text{ітр}} + N_{\text{моп}} + N_{\text{сл}}), \quad (5.4)$$

де 0,89 – коефіцієнт виходу на роботу;

N_p – максимальна кількість робочих за графіком руху робочих кадрів, чол ($N_p = N_{\text{мах}}$);

$N_{\text{ітр}}$ – кількість інженерно-технічних працівників, яка приймається в кількості 8% від $N_{\text{мах}}$, чол;

$N_{\text{моп}}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу, яка приймається у кількості 2,5 % від $N_{\text{мах}}$, чол;

$N_{\text{сл}}$ – кількість службовців, яка приймається у розмірі 5% від $N_{\text{мах}}$, чол.

$N = 16$ (чол.), тоді $N_{\text{заг}} = 0,89 (16 + 2 + 1 + 2) = 21$ (чол.).

За отриманими даними розраховуємо площі тимчасових будівель.

Контора будівельної ділянки (виконробська з диспетчерською) розраховуються, виходячи із кількості інженерно-технічних працівників та молодшого обслуговуючого персоналу з розрахунку 5м² площі на одного працівника:

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		98

$$S1 = 5 \cdot \sum (N_{itp} + N_{моп}) \quad (5.5)$$

$$S = 5 \cdot (2 + 1) = 15 \text{ (м2)}.$$

Площу гардеробних з умивальниками розраховуємо, виходячи з максимальної кількості робітників, з розрахунку 0,7м2 на одного працюючого.

$$S2 = N_{max} \cdot 0,7 \quad (5.6)$$

$$S2 = 2 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ (м2)}.$$

Площа душевих приміщень визначається з розрахунку 0,4м2 на одного працюючого від суми максимальної кількості робочих (за графіком руху робочих кадрів) та кількості службовців.

$$S3 = 0,4 \cdot (N_p + N_{сл}) \quad (5.7)$$

$$S3 = 0,4 \cdot (16 + 2) = 7,2 \text{ (м2)}.$$

Площа приміщень для прийому їжі розраховується із розрахунку 0,8м2 на одного працюючого для загальної кількості працюючих на об'єкті:

$$S4 = N_{заг} \cdot 0,8 = 21 \cdot 0,8 = 16,8 \text{ (м2)}.$$

Площа приміщень для сушіння одягу приймається з розрахунку 0,2м2 на одного працівника від загальної кількості робітників, які працюють на об'єкті.

$$S5 = 0,2 \cdot N_{заг} = 0,2 \cdot 21 = 4,2 \text{ (м2)}.$$

Туалети приймаємо з розрахунку 0,1 м2 на одного працівника від загальної кількості робітників, що працюють на об'єкті, але не менше 2-х відділень окремо для кожної статі і не менше 2.16м2 площі.

$$S7 = 0,1 \cdot N_{заг} = 0,1 \cdot 21 = 2,1 \text{ (м2)} > 2,16 \text{ (м2)}.$$

Проектування тимчасових будівель і споруд проводиться у відповідності із каталогами уніфікованих типових проектів інвентарних будівель і споруд, а також з урахуванням величин розрахованих площ. Розрахунки і проектування виконуємо в табличній формі. Прийнятий тип будівлі за площею і розмірами повинен бути більшим або рівним розрахунковим величинам.

Таблиця 5.5 – Розрахунок тимчасових будівель

Назва будівлі	Кількість працюючих	Норма площ на одну людину, м2	Розрахункова площа, м2	Розміри, м	Кількість, шт.	Корисна площа, м2	Шифр тип. проекту	Тип будівлі
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Виконробська	4	5,0	15,0	5,0x3,0	1	15,0	4078-1.00 СД	Конт.
Приміщення гардеробної	2	0,7	18,2	2,5x7,0	1	18,2	ГОСС Д - 6	Конт.
Приміщення душеві з перед душовою	18	0,4	7,2	4x2	1	8	31315	Конт.

Продовження таблиці 5.5

Приміщення для прийому їжі та відпочинку	21	0,8	16,8	5x3,5	1	17,5	Г К -10	Конт.
Приміщення для сушіння одягу та взуття		0,2	5	2,0x2,5	1	4,2	31315	Конт.
Туалет		0,1	2,16	2,0x1,5	1	3	494-4-13	Збірна

5.5.2 Розрахунок площі та проектування тимчасових складів

Відкриті склади використовуються для зберігання матеріалів, які не вимагають захисту від шкідливих атмосферних впливів (бетонні і залізобетонні вироби та конструкції, цегла, керамічні труби, природні та штучні насипні будівельні матеріали та сировина для приготування будівельних сумішей, великорозмірні металеві конструкції та вироби, які покриті захисними покриттями, та інші). Тимчасові відкриті склади проектуються біля місць роботи вантажопідйомних машин і механізмів з урахуванням можливостей під'їзних внутрішньо майданчикових транспортних шляхів.

Тимчасові склади закритого типу використовуються для зберігання матеріалів та конструкцій, які піддаються негативному атмосферному впливу і корозії (цемент, вапно, незахищені металеві вироби та конструкції тощо).

Розміри і типи закритих складів проектуються також з урахуванням способів збереження матеріалів і сировини та терміну їх зберігання (термін придатності) і підбираються у відповідності із нормативними каталогами індустриальних уніфікованих серій тимчасових інвентарних будівель та споруд. Тимчасові відкриті склади і закриті складські приміщення проектуються з урахуванням архітектурно-конструктивних характеристик будівель і споруд, що проектуються для будівництва, обсягів робіт, графіків їх виконання, кількості матеріалів, котрі необхідні для цих робіт.

Для визначення розмірів складів необхідно спочатку визначити об'єм матеріалів конструкцій і деталей, які повинні зберігатися на складі. Запас матеріалів, конструкцій і деталей на будівельному майданчику повинен забезпечувати нормальний безперебійний хід будівництва і разом з тим не бути занадто великим .

									Арк.
									100
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата				

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Таблиця 5.6 – Розрахунок площі закритого складу

Назва будівельних матеріалів, конструкцій або деталей	Одиниця виміру	Заг. кільк. буд. мат., конструкцій або деталей	Максимальні витрати за добу	Прийнятий запас на складі, діб	Запас матеріалів у натур. показниках	Норма зберігання матеріалу на 1м2 складу	Розрахункова корисна площа складу, м2	Коеф. на проходи	Розрахункова площа складу, м2	Прийнята площа, м2	Розміри відкрит. складу в плані, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Дерев'яний брус	м2	240	25	2	120	2,8	16	0,4	40	40	8×5

Тимчасовий закритий склад проектуємо згідно з каталогом інвентарних будівель і споруд. В дипломному проекті для закритого складу приймаємо інвентарну збірно-щитову будівлю з розмірами в плані: ширина – 5,0 м, довжина – 8,0 м, висота складу в будівлі 4,3 м.

5.5.3 Розрахунок і проектування мереж тимчасового електропостачання

В відповідності з календарним графіком виробництва будівельно-монтажних робіт по головному корпусу визначаємо кількість спожитої електроенергії

Таблиця 5.7 – Розрахунок електрозабезпечення будівельного майданчика

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Встанов. потуж. одиниці, кВт	Загальні потреби, кВт	Коеф. попиту	Розрах. потужн., кВт
I. Силові споживачі						
Зварювальний апарат	шт.	1	32	32	0,7	22,4
Шліфувальна машина	шт.	1	0,6	0,6	0,7	0,42
Дрібні електроінструменти	шт.	3	1,2	3,6	0,7	2,52
Всього по розділу I:						25,34
II. Освітлення внутрішнє						
Адміністр. - господарські будівлі	м2	66	0,3	19,8	0,8	15,84
Закритий склад	м2	40	0,1	4	0,8	3,2
Всього по розділу II:						19,04
III. Освітлення зовнішнє						
Охоронне освітлення	шт.	4	1,5	6	1,0	6
Всього по розділу III:						6
Всього					50,38	

Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата

08-11.БКП.018.00.000 ПЗ

Арк.

101

Потужність трансформатора визначається за формулою:

$$P = 1,1 \cdot \left[\frac{\Sigma P_c \cdot K_1}{\cos \varphi} + \Sigma P_{03} \cdot K_3 + \Sigma P_{0n} \cdot K_n \right] \quad (5.8)$$

де P_c - силова потужність машини або установки, кВт;

P_{03} - силова потужність установки для внутрішнього освітлення, кВт;

P_{0n} - потрібна потужність, що необхідна для зовнішнього освітлення;

K_1, K_2, K_3 - коефіцієнти попиту енергії.

$$P = 1,1 \cdot \left(\frac{93,1 \cdot 0,7}{1} + 3,05 \cdot 1 + 55,19 \cdot 0,8 \right) = 98,72 \text{ кВт}$$

Згідно отриманих даних приймаємо для тимчасового забезпечення будівельного майданчика електроенергією трансформатор СКТП-150-10(6)/0,4(0,23) закритої конструкції із габаритними розмірами 3,73х3,0м, потужністю 150 кВт.

5.5.4 Розрахунок і проектування мереж тимчасового водозабезпечення будівництва

Водопостачання будівництва призначене для задоволення потреб виробничих процесів, потреб машин та механізмів, санітарно-господарських потреб працівників та для пожежогасіння на випадок вияву джерел загорання.

Для розрахунку та проектування мережі тимчасового водопостачання необхідно:

виявити технологічних і виробничих споживачів водних ресурсів, визначити потреби води для господарсько-побутового споживання.

розрахувати секундні витрати води різними споживачами будівельного майданчика з урахуванням коефіцієнта нерівномірності споживання;

розрахувати діаметр тимчасового водопроводу та запроектувати труби згідно з ДЕСТ.

Розрахунок потреб тимчасового водопостачання проводиться на основі детального аналізу графіку робіт, графіку руху робочих і графіку руху машин і механізмів.

Для розрахунку приймаємо максимальну кількість води за зміну на виробничі, господарсько-побутові потреби і на пожежогасіння.

Алгоритм розрахунку сумарних витрат води на потреби будівництва за зміну приводиться нижче:

1. Витрати води на господарсько-побутові потреби розраховуємо, виходячи із загальної кількості робочих.

2. Витрати води на виробничі потреби відповідно до даних наведеного прикладу: миття автомобілів – 3 шт.; поливання бетону – 1,16 м³; шпаклювання поверхонь стін – 462 м²; фарбування поверхонь водними розчинами – 194 м²,

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		102

3. Встановлюємо норми витрат води на 1 споживача та коефіцієнт нерівномірності водоспоживання і в табличній формі (табл. 5.9) виконуємо розрахунок загальної потреби води на будівельному майданчику.

Розраховуємо секундні витрати води в зміну:
виробничі витрати води :

$$B_{\text{вир}} = \frac{\sum Q_{\text{вир}} \cdot K}{t \cdot 3600}, (\text{л/с}) \quad (5.9)$$

$$B_{\text{вир}} = \frac{61515}{8 \cdot 3600} = 2,1 \quad (\text{л/с}),$$

де $t = 8$ годин - тривалість зміни

Для будівельного майданчика площею до 10 га витрати води на пожежегасіння дорівнюватимуть – $Q_{\text{пож}} = 10$ (л/с).

На господарсько-побутові потреби витрати води розраховуємо за формулою

$$B_{\text{госп}} = \frac{\sum B_{\text{госп}} \cdot K}{t \cdot 3600} \quad B_{\text{госп}} = \frac{1680}{8 \cdot 3600} = 0,06 \quad (\text{л/с}).$$

Розрахункові сумарні секундні витрати води визначаємо :

$$q_p = B_{\text{вир}} + B_{\text{госп}} + B_{\text{пож}} = 2,1 + 0,06 + 10 = 12,16 \text{ л/с}$$

Розрахунковий діаметр труб тимчасового водопроводу:

$$\alpha = \sqrt{\frac{4 \cdot q_p \cdot 1000}{\pi \cdot v}}, \quad d = \sqrt{\frac{4 \cdot 12,16 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,3}} = 109,15 \quad (\text{мм}).$$

де q_p – розрахункові сумарні секундні витрати води, л/с;

v – швидкість води в трубах, $v = 1,3$ м/с.

Користуючись нормативною літературою проектуємо тимчасову мережу внутрішньо майданчикowego водопроводу із сталєних зварних труб діаметром 150 мм.

Таблиця 5.8 – Розрахунок тимчасового водозабезпечення

Назва споживача	Одиниця виміру	Кількість	Норми витрат за зміну, л	Коеф. нерівномірності водоспож.	Загальні потреби води, л
1	2	3	4	5	6
I. Виробничі потреби:					
Миття автомобілів	шт.	3	250	1,5	1125
Поливання бетону	м3	118	300	1,5	53100
Шпаклювання поверхні стін	м2	462	8	1,5	5544
Фарбування водними розчинами	м2	194	6	1,5	1746
Всього по розділу I					61515
II. Господарсько – побутові потреби					
Санітарно – господарські потреби	чол.	21	20	2	840

Миття в душі	чол.	21	40	1	840
Всього по розділу II					1680
III. Потреби води на пожежегасіння					
Пожежегасіння приймаємо за площею будмайданчика до 2 га	л/с				10

5.6 Техніко-економічні показники проекту

1. Директивний термін будівництва 3,5 місяці.
2. Фактичний термін будівництва об'єкта 3 місяці.
3. Показник рівномірності будівельного потоку в часі:

$$K_1 = \frac{n_{\max}}{n_{\text{ср}}} = \frac{16}{10} = 1,6$$

де $n_{\max}$ – максимальна кількість робочих в день, чол;
 $n_{\text{ср}}$ – середнє число робочих в день (чол.)

4. Показник компактності будгенплану:

$$K_2 = \frac{F_3}{F_B} = \frac{1736,3}{3681} = 0,47$$

де F_B – площа будівельного майданчика, або площа геометричної фігури по межі огороження, м²;

F_3 – площа забудови території будівельного майданчика;

$F_3 = S_{\text{буд}} + S_{\text{тимч.буд.}} + S_{\text{скл}} + S_{\text{дор}} = 708 + 93,3 + 40 + 895 = 1736,3$

де $S_{\text{буд}}$ – площа будівлі, що споруджується;

$S_{\text{тимч.буд.}}$ – площа тимчасових будівель і споруд;

$S_{\text{скл}}$ – площа закритого складу;

$S_{\text{дор}}$ – площа доріг та тротуарів.

5. Показник відношення площі тимчасових будівель до площі забудови:

$$K_3 = \frac{F_T}{F_3} = \frac{93,3}{708} = 0,13$$

6. Показник використання території під склади:

$$K_4 = \frac{F_{\text{ск}}}{F_{\text{буд}}} = \frac{40}{708} = 0,56$$

де $F_{\text{ск}}$ – площа відкритого і закритого складів, м²;

$F_{\text{буд}}$ – площа будівельного об'єкту.

5.7 Висновки до розділу

У розділі розглянуто основні принципи організації будівельного виробництва для об'єкта реконструкції, з урахуванням технологічної послідовності, специфіки об'ємно-планувальних рішень і вимог до ресурсного забезпечення. Вибір організаційно-технологічної моделі будівництва базувався на потоковому методі, що дозволяє забезпечити ритмічність виконання робіт,

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		104

ефективний розподіл трудових і матеріальних ресурсів та оптимізацію строків будівництва.

Проектом передбачено розподіл будівлі на захватки з урахуванням архітектурно-конструктивних особливостей об'єкта. Проведено деталізовану розробку календарного плану, який визначає тривалість і черговість виконання робіт, а також дозволяє організувати взаємодію між технологічними циклами та спеціалізованими потоками. Крім того, здійснено обґрунтування потреби у вантажопідйомних механізмах, зокрема, вибрано баштовий кран КБ-306, технічні характеристики якого відповідають вимогам до підйому, висоти та вильоту стріли.

Розроблено будівельний генеральний план, у якому передбачено раціональне розміщення тимчасових будівель і споруд, майданчиків для складування матеріалів, шляхів руху будівельної техніки, зон монтажу та ділянок, що потребують підвищених заходів безпеки. Особливу увагу приділено інженерному забезпеченню будівельного майданчика — виконано розрахунки потужностей тимчасового електропостачання та водопостачання на виробничі, господарсько-побутові та протипожежні потреби.

Розраховано необхідні площі для адміністративно-побутового забезпечення будівництва (гардеробні, душові, приміщення для відпочинку та харчування), виходячи із чисельності працівників та тривалості виконання робіт. Також спроектовано склади для зберігання будівельних матеріалів — як закритого, так і відкритого типу — з урахуванням термінів їх використання та вимог до зберігання.

Загалом, запропонована система організації будівництва відповідає чинним нормативним вимогам і забезпечує безперервність, технологічну послідовність та ресурсну збалансованість будівельного процесу. Отримані техніко-економічні показники — включно зі скороченим терміном будівництва, належним рівнем використання трудових ресурсів і раціональним плануванням площ — свідчать про ефективність прийнятих рішень та їх відповідність сучасним вимогам до організації будівельного виробництва.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							105
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

6. ОХОРОНА ПРАЦІ

В цьому розділі розглянуті заходи та засоби з охорони праці під час здійснення реконструкції головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв. Визначимо шкідливі виробничі фактори, які впливають на будівельно-монтажний персонал, що здійснює реконструкції головного офісу [20,21].

Фізичні фактори: мікроклімат (температура, вологість, швидкість руху повітря, інфрачервоне випромінювання); виробничий шум, ультразвук, інфразвук; вібрація (локальна, загальна); освітлення: природне (недостатність), штучне (недостатня освітленість, прямий і відбитий сліпучий відблиск тощо); іонізація повітря.

Хімічні фактори: речовини хімічного походження, аерозолі фіброгенної дії (пил).

Фактори трудового процесу: важкість (тяжкість) праці; напруженість праці. Важкість праці характеризується рівнем загальних енергозатрат організму або фізичним динамічним навантаженням, масою вантажу, що піднімається і переміщується, загальною кількістю стереотипних робочих рухів, величиною статичного навантаження, робочою позою, переміщенням у просторі. Напруженість праці характеризують: інтелектуальні, сенсорні, емоційні навантаження, ступінь монотонності навантажень, режим роботи.

6.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта

6.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць

Будівельні майданчики (площадки будівельних і промислових підприємств з об'єктами будівництва, що знаходяться на них, виробничими і санітарно-побутовими приміщеннями і спорудами), ділянки робіт і робочі місця мають бути підготовлені для безпечного виконання робіт. Під час виконання робіт на будівельному майданчику роботодавець повинен забезпечити працівників санітарно-побутовими приміщеннями (гардеробними, душовими, умивальними, сушильними для одягу і взуття, приміщеннями для обігрівання, для вживання їжі та відпочинку, для особистої гігієни жінок, туалетами тощо), питною водою і медичним обслуговуванням згідно з чинними нормативами і колективним договором (угодою). Санітарно-побутові приміщення і обладнання мають бути введені в експлуатацію до початку виконання робіт.

Перед розбиранням, реконструкцією та капітальним ремонтом необхідно обстежити загальний стан будівлі (споруди), а також фундаменту, стін, колон, склепін та інших конструкцій, а для надбудов також стан основ [3]. За результатами обстежень складається акт, на підставі якого розробляється проект організації будівництва (ПОБ) і проект виконання робіт (ПВР). Усі необхідні узгодження з проведення підготовчих заходів повинні бути виконані на стадії розроблення ПОБ.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		106

У проектно-технологічній документації необхідно зазначити такі заходи: вибір методу розбирання, демонтажу та монтажу, надбудови будівлі (споруди); визначення послідовності та безпеки виконання робіт; визначення небезпечних зон, застосування захисних огорож; тимчасове чи постійне закріплення або підсилення конструкцій будівлі, що розбирається, з метою запобігання випадковому обваленню конструкцій або частини будівлі; пилоосідання; безпека праці під час виконання робіт на висоті; визначення схеми стропування під час демонтажу конструкцій і технологічного обладнання.

До початку проведення робіт з розбирання будівель необхідно виконати підготовчі заходи, пов'язані з евакуацією робітників промислових підприємств, відселенням мешканців житлових будинків, переміщенням розміщених там організацій, відключенням інженерного обладнання від мереж водо-, тепло-, газо- і електропостачання, каналізації, технологічних продуктопроводів.

Під час розбирання будівель, виконання робіт в умовах діючого виробництва або у межах міської забудови, що склалася, доступ у зону виконання робіт сторонніх осіб, які не беруть участі у виконанні цих робіт, заборонено. Дільниці, де виконуються роботи, необхідно огородити згідно з ГОСТ 23407. Розбирання будівель, демонтаж, підсилення або вилучення конструкцій, а також в особливо відповідальних випадках (під час піднімання конструкцій із застосуванням складного такелажу, методом повороту, під час насування конструкцій, піднімання їх більше ніж одним механізмом тощо) проводяться під безпосереднім керівництвом виконавця робіт або майстра і в денний час.

Прохід людей у приміщення під час розбирання або демонтажу та монтажу елементів будівель і споруд повинен бути закритим. З боку вулиць, проходів і проїздів на огорожі через кожні 5-10 м вивішують попереджувальні написи «Небезпечна зона» та необхідні дорожні знаки. Якщо немає можливості дотримати необхідних відстаней для встановлення огорож не-безпечних зон (у разі неглибокого залягання підземних комунікацій, близького розташування проїздів, сусідніх будівель, ліній електропередачі тощо), допускається зменшення меж небезпечних зон з одночасним збільшенням висоти огорож або розмірів захисного козирка для захисту людей, унеможливлення травмування падінням матеріалів і конструкцій з висоти.

Конструкцію суцільних захисних споруд необхідно зазначити у ПВР.

Під час розбирання, повалення стін будівель механізованим способом необхідно визначити небезпечні зони, а машини (механізми) розмістити ззовні зони можливого обвалення конструкцій. Кабіна машиніста (кранівника) повинна бути захищена від можливого потрапляння уламків, які відкололись, а робітники повинні бути забезпечені захисними касками, окулярами, бронеслом та/або сіткою.

Під час розбирання будівель, а також прибирання відходів, сміття необхідно вжити заходів для зменшення пилоутворення. Робітники, що працюють в умовах запиленості, повинні бути забезпечені засобами захисту органів дихання від пилу та мікроорганізмів (цвілі, грибків, спор), які можуть бути у повітрі робочої зони.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							107
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

Під час розбирання будівель проходи до робочих місць повинні бути завширшки не менше ніж 0,8 м. Під час розбирання покрівлі та зовнішніх стін робітники повинні застосовувати запобіжні пояси, місця закріплень яких зазначаються у ПВР.

Розбирання будівель (демонтаж конструкцій) необхідно здійснювати послідовно зверху вниз. Забороняється розбирання будівель одночасно в декількох ярусах по одній вертикалі. Пошкоджені будівлі та споруди розбирають за принципом полегшення несучих конструкцій. Видалення однієї частини будівлі або конструктивного елемента не повинно призводити до обвалення інших частин будівлі або елементів. Будь-який сумнів стосовно стійкості конструкції є сигналом до припинення робіт та отримання вказівок від керівника про їх продовження.

Виконання робіт під час туману і дощу, що значно погіршує видимість у межах фронту робіт, ожеледі, грози, вітру зі швидкістю 15 м/с і більше не допускається.

До розбирання будівель, пов'язаного з верхолазними роботами, допускаються особи, що пройшли медичний огляд, навчені правилам безпеки праці та мають відповідне посвідчення. Перед початком кожної зміни працівники повинні проходити інструктаж про порядок виконання роботи і заходи з безпеки праці.

6.1.2 Електробезпека

Живлення тимчасової системи електропостачання та системи освітлення здійснюється від п/ст 10/0,4 кВ кабельними лініями, що прокладені в траншеях. Для живлення використовується трифазна чотирьохпровідна мережа із заземленою нейтраллю напругою 380/220 В. Категорія умов по небезпеці електротравматизму, відповідно до ПБЕ [22,23], залежить від наявності факторів підвищеної або особливої небезпеки. При наявності такого фактору як можливість контакту обслуговуючого персоналу зі струмопровідними корпусами електрообладнання та заземленими конструкціями їх можна віднести до категорії підвищеної небезпеки.

Технічні рішення щодо запобігання електротравмам:

1) Для запобігання електротравм від контакту з нормально-струмопровідними елементами електроустаткування, необхідно: розміщувати неізольовані струмопровідні елементи в окремих приміщеннях з обмеженим доступом, у металевих шафах; використовувати засоби орієнтації в електроустаткуванні - написи, таблички, попереджувальні знаки; підвід кабелів до споживачів здійснювати у закритих конструкціях підлоги.

2) При живленні споживачів струму від мережі три-провідної з глухо-заземленою нейтраллю, при напрузі до 1000 В, використовується занулення – навмисне електричне з'єднання нормально не струмопровідних елементів устаткування із заземленим нульовим проводом. При зануленні, пробій на

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		108

корпус призводить до КЗ. Спрацьовує захист від КЗ і пошкоджений споживач відключається від мережі.

Згідно з вимогами нормативів до занулення, повинна бути забезпечена необхідна кратність струму КЗ. залежно від типу запобіжного пристрою, повинна бути забезпечена цілісність нульового провідника.

3) Електрозахисні засоби захисту

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

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

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

6.2 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії

6.2.1 Мікроклімат

Для забезпечення нормального мікроклімату в робочій зоні [24] встановлюють допустиму температуру, відносну вологість і швидкість руху повітря у певних діапазонах в залежності від періоду року та категорії робіт і допустиму інтенсивність опромінення.

Таблиця 6.1 – Нормовані параметри мікроклімату в робочій зоні з категорією робіт Па.

Період року	Категорія робіт	Допустимі		
		t, °C	W, %	V, м/с
Теплий	Середньої важкості Па	18-27	65 при 26°C	0,2-0,4
Холодний		17-23	До 75%	не більше 0,3

Для забезпечення необхідних за нормативами параметрів мікроклімату проектом передбачено [34]: температури внутрішніх поверхонь будівельних конструкцій робочої зони та зовнішніх поверхонь обладнання при забезпеченні параметрів мікроклімату не повинні значно відрізнятися (не більше ніж на 2°C за діапазон норм); якщо температура поверхонь вище або нижче температури повітря, то робочі місця повинні бути віддалені від них на відстань не менше 1м; ля забезпечення нормованих значень руху кисню проектом передбачається витяжна та припливна вентиляційні системи.

6.2.2 Виробниче освітлення

Характеристика зорових робіт під час будівництва – середньої точності. Відповідно до ДБН В.2.5-28-2018 [28] розряд зорової роботи IV, підрозряд «б». Нормовані значення освітленості наведені в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2 – Вимоги до освітлення приміщень виробничих підприємств

Характер зорової роботи	Найменший або еквівалентний розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Під-розряд зорової роботи	Контраст об'єкта з фоном	Характеристика фону	Штучне при системі комбінованого освітлення		Природне Ен пр	Сумісне Е сум
						всього	у т. ч. від загального		
Середньої точності	Від 0,5 до 1,0 включно	IV	б	малий	світлий	500	200	4	2,4

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

6.2.3 Виробничий шум

Для забезпечення допустимих параметрів шуму в приміщенні, проектом передбачено засоби колективного захисту: акустичні, архітектурно-планувальні й організаційно-технічні. Для відносної логарифмічної шкали в якості нульових рівнів обрані показники, що характеризують мінімальний поріг сприйняття звуку людським вухом на частоті 1000 Гц. Нормативним документом, який регламентує рівні шуму для різних категорій робочих місць службових приміщень, є «ССБТ. Шум Загальні вимоги безпеки» [30]. Нормовані значення виробничого шуму наведені в таблиці 6.3.

Засоби боротьби із шумом в залежності від числа осіб, для яких вони призначені, поділяються на засоби індивідуального захисту і на засоби колективного захисту – «ССБТ. Засоби індивідуального захисту органів слуху. Загальні технічні умови і методи випробувань» і «Засоби і методи захисту від шуму. Класифікація». Для зниження шуму в приміщенні, необхідно: безпосередньо біля джерел шуму використовувати звукопоглинаючі матеріали для покриття стелі, стін, застосовувати підвісні звукопоглиначі; для боротьби з вентиляційним шумом потрібно застосовувати мало шумові вентилятори.

Таблиця 6.3 – Рівень звукового тиску

Характер робіт	Допустимі рівні звукового тиску (дБ) в стандартизованих октавних смугах з середньгеометричними частотами, Гц								
	32	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000
Постійні робочі місця в промислових приміщеннях	107	95	87	82	78	75	73	71	69

6.2.4 Виробнича вібрація

На будівельному майданчику присутня вібрація типу – За [29]. Тобто технологічна вібрація, яка діє на будівельно-монтажний персонал, або яка передається на робочі місця, не маючи джерел випромінювання.

Джерелами вібрацій в умовах, що розглядаються в проекті, являються будівельне та вентиляційне обладнання, транспорт тощо, які відносяться до типу загальної вібрації. Основні параметри вібрації, такі як середньоквадратичне значення віброприскорення та віброшвидкості, логарифмічні рівні приведені у таблиці 6.4.

Таблиця 6.4 – Середньоквадратичні значення віброприскорення та віброшвидкості

Категорія вібрації по санітарним нормам	Напрямок дії	Нормативні, корекційовані по частоті та еквівалентні корекційовані значення			
		Віброприскорення		Віброшвидкість	
		$m \cdot c^{-2}$	ДБ	$m \cdot c^{-2} \cdot 10^{-2}$	ДБ
Загальна	Zo, Yo, Xo	0,1	100	0,2	92

Для зменшення дії вібрацій на працюючих проектом передбачено: динамічне погашення вібрації – приєднання до захисного об'єкту системи, реакції якої зменшують розмах вібрації об'єкта в точках приєднання системи; зміна конструктивних елементів машин; застосування засобів індивідуального захисту, а саме рукавиці, вкладиші і прокладки, віброзахисне взуття з пружнодемпферуючим низом.

6.3 Пожежна безпека

Пожежну безпеку промислових і інших об'єктів регламентують Правила пожежної безпеки в Україні [11, 12]. Пожежо- вибухонебезпечність речовин і матеріалів визначається за ДСТУ 8829: 2019 [38], за якою визначається категорія приміщень за вибуховою та пожежною безпекою [35].

Пожежо- вибухонебезпечність речовин і матеріалів – сукупність властивостей, що характеризують їхню здатність до виникнення і поширення горіння. Наслідком горіння, залежно від його швидкості та умов протікання, можуть бути пожежа або вибух. Пожежо- вибухонебезпечність речовин і матеріалів визначають показниками, вибір яких залежить від агрегатного стану речовини (матеріалу), та умов їхнього застосування.

Отже, основні приміщення головного офісу, що реконструюються, відносяться до категорії Д (житлові) – речовини і/або матеріали, що зазначені вище для категорій приміщень В (крім горючих газів, горючих пилу і/або волокон), а також негорючі речовини і/або матеріали в холодному стані (за температури навколишнього середовища), за умов, що приміщення, в яких знаходяться (зберігаються, переробляються, транспортуються) зазначені вище речовини і/або матеріали, не відносяться до категорій А, Б або В; та до категорії Г (котельні) – де горючі гази, рідини і/або тверді речовини, що спалюються або утилізуються як паливо, з зонами П-ІІІ поза межами цих приміщень, де знаходяться тверді горючі речовини.

Будівлі, в яких розташовані ці приміщення, характеризується ІІ ступенем вогнестійкості.

До ІІ ступеня вогнестійкості відносяться будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з природних або штучних кам'яних матеріалів, бетону, залізобетону із застосуванням листових і плитних негорючих матеріалів. Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвиликах) та максимальні межі поширення вогню по них (см) за ДБН В.1.1.7-2016 [15] наведено в таблиці 6.5.

На території реконструкції головного офісу передбачено встановлення 36 вогнегасників ВВП-5 (ВП-5) та ВВП-9 .

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		112

Таблиця 6.5 – Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій та максимальні межі поширення вогню по них

Ступінь вогнестійкості будинків	Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвиликах) і максимальні межі поширення вогню по них (см)								
	стіни				коло-ни	сходові площадки, костури, сходи, балки, марші сходових кліток	пере-криття між по-верхові (у т.ч. горищні та над підва-лами	елементи суміщених покриттів	
	несучі та сходових кліток	само-несучі	зов-ніш-ні не-несу-чі	внут-рішні не-несучі (пере-городки				пли-ти, насти-ли, прого-ни	балки, ферми, арки, рами
II	REI 120 M0	REI 60 M0	E 15 M0	E1 15 M0	R 120 M0	R 60 M0	REI 45 M0	RE 15 M0	R 30 M0

Протипожежні перешкоди і мінімальні межі їх вогнестійкості за ДБН В.1.1.7-2016 [40] наведено в таблиці 6.6.

Протипожежні відстані між житловими, громадськими, адміністративно-побутовими будинками промислових підприємств, гаражами слід приймати за таблицею 5.7 (чисельник). В умовах забудови, що склалася, протипожежні відстані між житловими будинками та від житлових будинків до будівель і споруд іншого призначення слід визначати згідно з протипожежними вимогами даних норм, наведеними у таблиці 5.7. Протипожежні відстані від житлових, громадських, адміністративно-побутових будинків промислових підприємств, гаражів до виробничих, складських будинків, сільськогосподарських будівель і споруд потрібно приймати за таблицею 5.7 (знаменник) [15].

Таблиця 6.6 – Протипожежні перешкоди та мінімальні межі їх вогнестійкості

Протипожежні перешкоди	Типи проти-пожежних перешкод або їх елементів	Мінімальна межа вогнестійкості протипожежної перешкоди (у хвиликах)	Тип заповнення прорізів, не нижче	Тип протипожежного тамбур-шлюзу, не нижче
Стіни	3	REI 45	2	2
Перегородки	2	EI 15	3	2
Перекрытия	4	REI 15	3	2

Таблиця 6.7 – Протипожежні відстані між житловими, громадськими, адміністративно-побутовими будинками промислових підприємств, гаражами, а також до виробничих будинків, будівель і споруд

Ступінь вогнестійкості будинку	Відстані при ступені вогнестійкості будинків, м		
	I, II	III	IIIa, IIIб, IV, IVa, V
II	6/9	8/9	10/12

ВИСНОВКИ

У даній бакалаврській кваліфікаційній роботі виконано комплексний інженерно-будівельний аналіз, обґрунтування та проектування реконструкції адміністративної будівлі — головного офісу ТОВ СП «Нібулон», розташованого за адресою: м. Миколаїв, вул. Велика Морська, 63. Робота базується на результатах технічного обстеження існуючих конструкцій, аналізі технічного стану елементів будівлі, а також сучасних вимог до функціональності, безпеки та архітектурної виразності адміністративних об'єктів.

Основною метою реконструкції є підвищення експлуатаційної ефективності будівлі шляхом оптимізації функціонального зонування, модернізації інженерних систем, збільшення офісних площ за рахунок надбудови шостого поверху, монтажу додаткового панорамного ліфту, а також перепланування внутрішніх приміщень без втручання в основні несучі конструкції. Зовнішній вигляд будівлі осучаснено з урахуванням вимог до енергоефективності та містобудівного контексту, що особливо актуально з огляду на її розташування у центральній історичній частині міста.

Розрахунки конструктивних елементів будівлі виконано відповідно до вимог чинних будівельних норм і стандартів, зокрема ДБН В.1.1-1-2013, ДБН В.1.2-14-2009, ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013, що підтвердило відповідність проєктних рішень критеріям міцності, стійкості та просторової жорсткості. За результатами моделювання і розрахунків встановлено, що технічний стан основних несучих конструкцій є задовільним, що дозволяє реалізувати проєкт без заміни основних елементів каркасу. Фундаменти будівлі проаналізовано на предмет додаткового навантаження, і підтверджено їх здатність до подальшої надійної експлуатації.

Проєктна організація будівництва враховує особливості міської забудови, обмежену територію, наявну інфраструктуру, а також вимоги з охорони праці, пожежної безпеки та екологічної безпеки під час виконання будівельних робіт.

Таким чином, розроблена концепція реконструкції будівлі головного офісу ТОВ СП «Нібулон» є технічно обґрунтованою, нормативно коректною та економічно доцільною. Запропоновані інженерно-конструктивні, архітектурно-планувальні та організаційно-технологічні рішення сприятимуть продовженню експлуатаційного ресурсу будівлі, забезпеченню сучасного рівня комфорту, безпеки та ефективності використання адміністративних площ.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							114
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будівлі та споруди : основні положення. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 71 с. (Чинний від 2019-01-01).
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи : норми проєктування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 71 с. (Чинний від 2007-01-01).
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 123 с. (Чинний від 2011-01-01).
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд : бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 71 с. (Чинний від 2011-09-01).
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції : норми проєктування. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Чинний від 2015-01-01).
6. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівельних об'єктів. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 35 с. (Чинний від 2019-01-01).
7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти будівель і споруд. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 164 с. (Чинний від 2019-01-01).
8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення : вимоги проєктування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 10 с. (Чинний від 2006-07-01).
9. ДБН В.1.1-12:2014. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих впливів. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 110 с. (Чинний від 2014-10-01).
10. ДБН В.3.1-1:2002. Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних конструкцій будівель і споруд. – Київ : Держбуд України, 2003. – 82 с. (Чинний від 2003-01-01).
11. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. – Київ : Мінрегіон України, 2013. – 37 с. (Чинний від 2014-01-01).
12. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва : загальні вимоги. – Київ : Мінрегіон України, 2017. – 35 с. (Чинний від 2017-02-01).
13. ДСТУ Б В.2.6-199:2014. Конструкції сталеві будівельні : вимоги до виготовлення. – Київ : Мінрегіон України, 2015. – 59 с. (Чинний від 2015-09-01).

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		115

14. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону : правила проєктування. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. (Чинний від 2011-06-01).

15. ДСТУ Б В.2.6-199:2014. Конструкції сталеві будівельні : вимоги до монтажу. – Київ : Мінрегіон України, 2015. – 46 с. (Чинний від 2015-09-01).

16. Войціхевський О. В., Журавський О. Д., Байда Д. М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів. Частина 1. – Київ : КНУБА, 2017. – 168 с.

17. Войціхевський О. В., Журавський О. Д., Попов В. О. Основи проєктування елементів збірного каркасу багатоповерхової будівлі. – Київ : КНУБА, 2018. – 191 с.

18. ДБН В.1.1-5:2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина II. – Київ : Держбуд України, 2000. – 84 с. (Чинний від 2001-01-01).

19. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проєктної документації на будівництво. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 35 с. (Чинний від 2015-01-01).

20. ДСТУ EN ISO 14120:2019. Захисні огороження машин : вимоги безпеки. Загальні принципи проєктування та виготовлення. – Київ : Держспоживстандарт України, 2019. – 27 с. (Чинний від 2020-01-01)..

21. Кошторисні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи. [Чинний від 2021-06-15]. Київ: Мінрегіон України, 2021. 12 с.

22. ДСНіП «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу». Наказ МОЗ № 248 від 08.04.2014. [Чинний від 2014-05-30].

23. Баштові крани. Запасні частини. Інструкція по експлуатації. URL: <https://www.plasma.com.ua/pto/kran/product410.html> (дата звернення 30.05.2024) Черненко В.К., Ярмоленко М.Г., Батура Г.М. Технологія будівельного виробництва: підручник. Київ: Вища школа, 2002. 430с

24. ДСТУ-Н Б А 3.2-1: 2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використання в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. [Чинний від 2007-12-01]. URL: <https://profidom.com.ua/a-3/a-3-2/824-dstu-n-b-a-3-2-12007-nastanova-shhodo-viznachenna-nebezpechnih-i-shkidlivih-faktoriv->.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		116

25. ДБН А.3.2-2-2009. ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. [Чинний від 2009-01-27]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 116 с.

26. ДСТУ Б В.2.5-82:2016. Електробезпека в будівлях і спорудах. Вимоги до захисних заходів від ураження електричним струмом. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 109 с.

27. НПАОП 40.1-1.32-01. (ДНАОП 0.00-1.32-01). Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок. [Чинний від 2002-01-01]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0272203-01#Text>.

28. ДСН 3.3.6.042-99. Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень. Постанова МОЗ № 42 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://mozdocs.kiev.ua/view.php?id=1972>.

29. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2013. 149 с.

30. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. [Чинний від 2019-03-01]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.

31. ДСН 3.3.6.037-99. Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку. Постанова МОЗ № 37 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://document.ua/sanitarni-normi-virobnichogo-shumu-ultrazvuku-ta-infrazvuku-nor4878.html>.

32. ДСН 3.3.6.039-99. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. Постанова МОЗ № 39 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://zakon2.rada.gov.ua/rada/show/va039282-99>.

33. НАПБ А.01.001-14. Правила пожежної безпеки в Україні. [Чинний від 2021-01-22]. Вид. офіц. К. : МВС України, 2014. 47 с.

34. ДСТУ 8828:2019. Пожежна безпека. Загальні положення. [Чинний від 2020-01-01]. Вид. офіц. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2020. 84 с.

35. ДСТУ 8829:2019. Пожежовибухонебезпечність речовин і матеріалів. Номенклатура показників і методи їхнього визначення. Класифікація. [Чинний від 2020-01-01]. Вид. офіц. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2020. 75 с.

36. ДСТУ Б В.1.1-36:2016. Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпек. [Чинний від 2017-01-01]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2016. 31 с.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		117

37. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2017-02-01]. Вид. офіц. К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. 35 с.

38. Про затвердження Правил експлуатації та типових норм належності вогнегасників. Наказ МВС № 765 від 28.10.2020. [Чинний від 2021-01-26]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0225-18#Text>.

						08-11.БКП.018.00.000 ПЗ	Арк.
							
Зм.	Кільк.	Арк.	№	Підпис	Дата		118

ДОДАТОК А

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Назва роботи: Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63

Тип роботи: Бакалаврська кваліфікаційна робота
(бакалаврська кваліфікаційна робота / магістерська кваліфікаційна робота)

Підрозділ БМГА, ФБЦІІ, гр. Б-216
(кафедра, факультет, навчальна група)

Коефіцієнт подібності текстових запозичень, виявлених у роботі системою StrikePlagiarism 26.78 %

Висновок щодо перевірки кваліфікаційної роботи (відмітити потрібне)

☒ Запозичення, виявлені у роботі, є законними і не містять ознак плагіату, фабрикації, фальсифікації. Роботу прийняти до захисту

☐ У роботі не виявлено ознак плагіату, фабрикації, фальсифікації, але надмірна кількість текстових запозичень та/або наявність типових розрахунків не дозволяють прийняти рішення про оригінальність та самостійність її виконання. Роботу направити на доопрацювання.

☐ У роботі виявлено ознаки плагіату та/або текстових маніпуляцій як спроб укриття плагіату, фабрикації, фальсифікації, що суперечить вимогам законодавства та нормам академічної доброчесності. Робота до захисту не приймається.

Експертна комісія:

Швець В.В., завідувач кафедри БМГА
(прізвище, ініціали, посада)

Маєвська І.В., доцент кафедри БМГА
(прізвище, ініціали, посада)

(підпис)

(підпис)

Особа, відповідальна за перевірку

(підпис)

Блащук Н.В.

(прізвище, ініціали)

З висновком експертної комісії ознайомлений(-на)

Керівник

(підпис)

Попов В.О., доцент кафедри БМГА
(прізвище, ініціали, посада)

Здобувач

(підпис)

Мицик Т.С.

(прізвище, ініціали)

Додаток Б

Завдання на проектування

Узгоджене

15 травня 2025р.



ЗАВДАННЯ НА ПРОЄКТУВАННЯ

«Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63»

1. Підстава для проектування (найменування, коротка характеристика об'єкта, адреса) Завдання видане кафедрою БМГА

2. Вид будівництва (наказ міністерства, рішення виконкому) нове будівництво

3. Дані про замовника (нове будівництво, реконструкція, розширення) кафедра БМГА ВНТУ

4. Дані про проектувальника (повне найменування, адреса) Мищик Тетяна Сергіївна

5. Дані про підрядника (повне найменування, адреса) -

6. Стадійність проектування (повне найменування і адреса) П

7. Вихідні дані, що прикладаються до завдання на проектування Дані про основні ТЕП будівлі до та після реконструкції та його розташування, дані про технічний стан об'єкта, дані інженерно-геологічних вишукувань, топозіомка
(дані інженерних вишукувань і т. п.)

8. Місце будівництва, вихідні дані про особливі умови будівництва (сейсмічність, тип ґрунтових умов за просядковістю, підроблювані і підтоплювані території тощо) Місто Миколаїв, виробнича будівля, що перепрофілюється в офісну, немає небезпеки підтоплення

9. П
призначення і тип будівлі Офісна чотирьох поверхова будівля із підвалом та надбудованим поверхом, будівля із повним збірним залізобетонним каркасом рамно-зв'язкового типу, що запроектований зі збірних ригелів, колон та порожнистих плит, площа забудови – 1322 м².
(розрахункова потужність, місткість, кількість місць, людей або пропускна спроможність, склад і площі приміщень, робоча площа, будівельний об'єм будівлі)

10. Основні архітектурно-планувальні і містобудівні вимоги Будівля П-подібна в плані, габаритні розміри – 28 x 12 + 48,6 x 15 + 40,95 x 12 м в осях в плані, конструкція даху надбудов – багатосхила, водовідведення – зовнішнє організоване, фундаменти – плитні, додатковий поверх надбудовується по всій плямі забудови.

11. Основні вимоги до інженерного і технологічного обладнання, конструктивне рішення, матеріал несучих і огорожувальних конструкцій, оздоблення будівлі або споруди конструктивне рішення – будівля із повним каркасом, сформованого збірними колонами перерізом 400x400 мм, ригелями, перекриттями з круглопустотних

багатопорожнистих плит товщиною 220 мм, матеріал конструкцій фундаментів – монолітний залізобетон, конструкція даху після надбудови – шатровий, водовідведення – зовнішнє організоване.

12. Черговість проектування та будівництва у одну чергу _____

13. Вказівки про необхідність: _____
розроблення окремих проектних рішень в декількох варіантах і на конкурсних за-
садах не передбачати варіантне проектування

_____ попередніх погоджень проектних рішень із зацікавленими відомствами і організа-
ціями не погоджувати (учбовий проект)

_____ виконання демонстраційних матеріалів, макетів і креслеників інтер'єрів, їх склад
та форма передбачено розроблення креслень, стадія «П» за кількістю та наповненням
відповідно до вимог, що ставляться до БКП (не менше 6 аркушів)

_____ виконання науково-дослідних та дослідно-експериментальних робіт в процесі
проектування і будівництва _____ не передбачено

_____ технічного захисту інформації не передбачено

14. Вимоги до благоустрою майданчика Оскільки об'єктом проектування є існуюча
будівля, що реконструюється, озеленення території не передбачається. Передбачено ремонт
троотуарного та дорожнього покриття у внутрішньому дворіку, відновлення вимощення.

15. Вимоги до інженерного захисту територій і споруд _____ Не передбачено.

16. Основні вимоги щодо інвестиційних намірів _____
_____ не передбачено

17. Вимоги щодо розроблення розділу «Оцінка впливів на навколишнє середови-
ще» _____ За вимогами норм

18. Вимоги до режиму безпеки та охорони праці _____ За вимогами норм

19. Заходи з цивільної оборони _____ За вимогами норм

Завдання складене

“ 15 ” _____ 2025р.

ДОДАТОК В

Відомість графічної частини

Ар- куш	Найменування	Приміт -ка
1	2	3
1	Фасад Ф-2, Розріз 1-1, План типового поверху та експлікація приміщень, План підвального поверху з укриттям та експлікація приміщень.	
2	Фасад Ф-3, Існуючий план 1-го поверху та експлікацією приміщень, План 1-го поверху після реконструкції та експлікація приміщень, умовні позначення.	
3	3Д-модель-1 будівлі, 3Д-модель-2 будівлі, Генеральний план, План даху, План 6-го поверху та експлікація приміщень, Розріз 1-2	
4	Схема підсилення каркасу 1-5 поверхів, Схема підсилення каркасу підвалу, Розріз 4-4	
5	Конструктивне рішення каркасу, Схема армування колони КР-4, Схема зварювання частин закладних деталей, Вузол Б, Схема армування полички, Розріз 5-5, Розріз 6-6, Розріз 2-2, Закладна деталь 3Д-1, Закладна деталь 3Д-2, Схема армування ригеля Р-1	
6	Схема посадки фундаментної плити в ґрунт, Опалубочне креслення фундаментної плити, Розріз 1-1, Розріз 2-2, Схема армування фундаментної плити, Фрагмент армування фундаметної плити	
7	Календарний графік виконання робіт по об'єкту, Схема організації робочого місця покрівельників, умовні позначення, Схема стропування контейнеру з металочерепицею, ТЕП проекту, План покрівлі, Схема розвантаження контейнеру на даху, Технологія виконання робіт по влаштуванні металочерепиці	
8	Календарний план будівництва, Графік нерівномірності руху робочої сили, Графік завезення і витрат матеріалів, Техніко-економічні показники, Графік руху робітників за професіями, Графік руху машин і механізмів	
9	Будівельний генеральний план, Умовні позначення, Експлікація будівель і споруд, Техніка безпеки, Охорона праці, Контроль якості	

Додаток Г

**Таблиця 3.2 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-4-1
на влаштування скатної покрівлі**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

994,797 тис. грн.
3,815 тис.люд.-год.
82,495 тис. грн.
3,9 розряд

Складений в поточних цінах станом на "10 07" 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
					заробітної плати	в тому числі за- робітної плати			в тому числі за- робітної плати	тих, що обслуговують машини	
										на одини- цю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	EH10-78-1	Установлення крокв	м3	16,474	600,05	24,43	9885	5675	402	18,64	307,08
					344,47	6,12			101	0,285	4,7
2	E12-12-2	Улаштування покрівель двосхилих із металочерепиці "Іспанської"	100м2	5,941	54971,77	106,07	326587	13689	630	124,68	740,72
					2304,09	28,14			167	1,4775	8,78
3	EH15-64-1	Улаштування каркасу однорівневих підвісних стель із металевих профілів	100м2	5,941	12402,92	10,92	73686	20667	65	164,32	976,23
					3478,65	9,36			56	0,5439	3,23
4	EH15-66-1	Улаштування підшивки горизонтальних поверхонь підвісних стель гіпсокартонними або гіпсоволокнистими листами.	100 м2	5,941	16499,07	4,68	98021	18188	28	136,37	810,17
					3061,51	4,01			24	0,2331	1,38
5	E12-20-1	Улаштування пароізоляції	100м2	5,941	2696,18	33,01	16018	2965	196	24,49	145,5
					499,11	9,49			56	0,4915	2,92
6	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати	100м2	5,941	68837,44	119,82	408963	7804	712	63,67	378,26
					1313,51	35,62			212	1,8756	11,14

2 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.0)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	E12-20-3	Улаштування гідроізоляції прокладної в один шар	100м2	5,941	<u>1416,94</u> 215,89	<u>25,63</u> 7,50	8418	1283	<u>152</u> 45	<u>10,97</u> 0,4017	<u>65,17</u> 2,39
		Разом прямі витрати по кошторису					941578	70271	<u>2185</u> 661		<u>3423,13</u> 34,54
		Разом будівельні роботи, грн.					941578				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					869122				
		всього заробітна плата, грн.					70932				
		Загальновиробничі витрати, грн.					53219				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.					357,61				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					11563				
		Всього будівельні роботи, грн.					994797				

		—									
		Всього по кошторису					994797				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.					3815				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					82495				

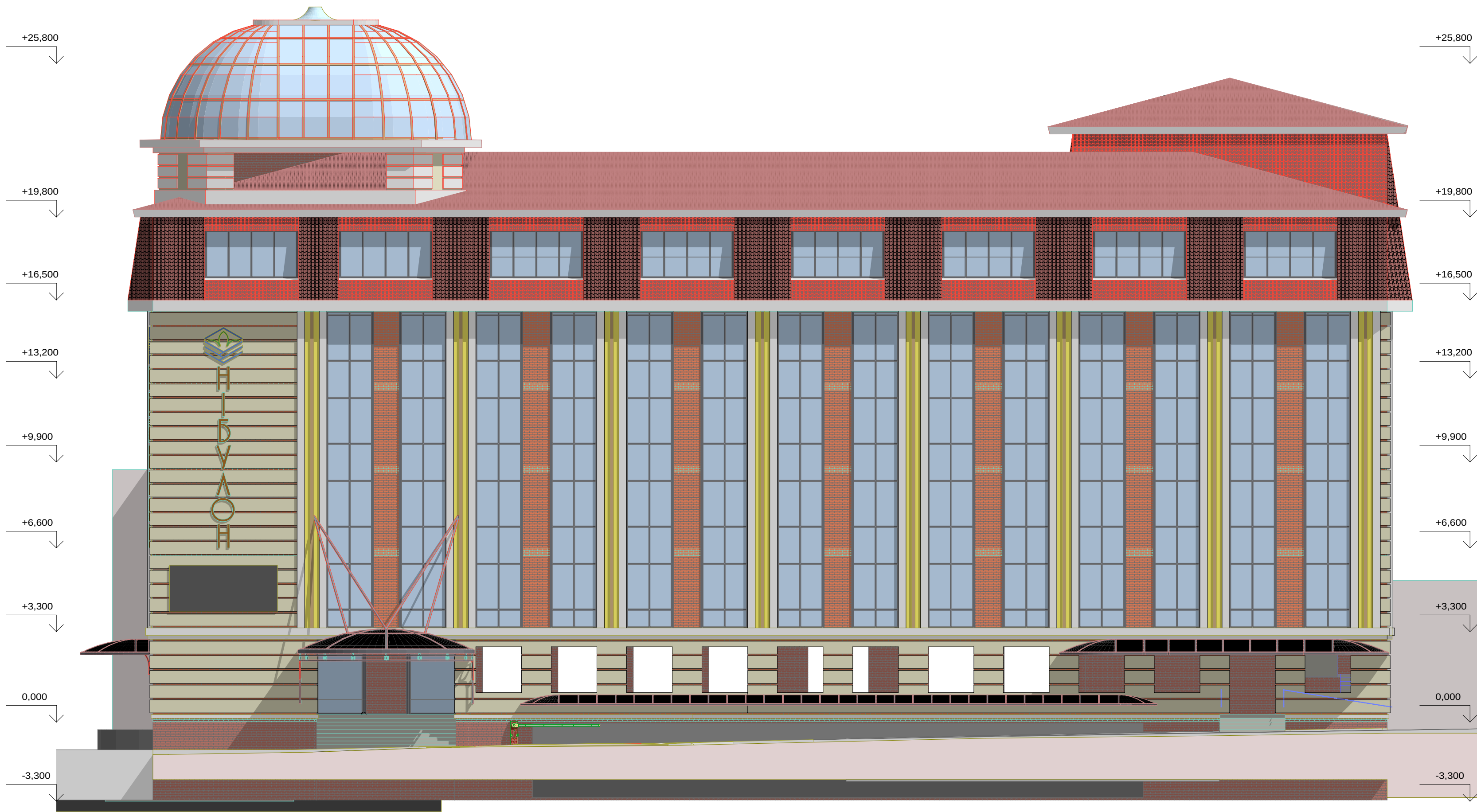
Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Фасад Ф-2

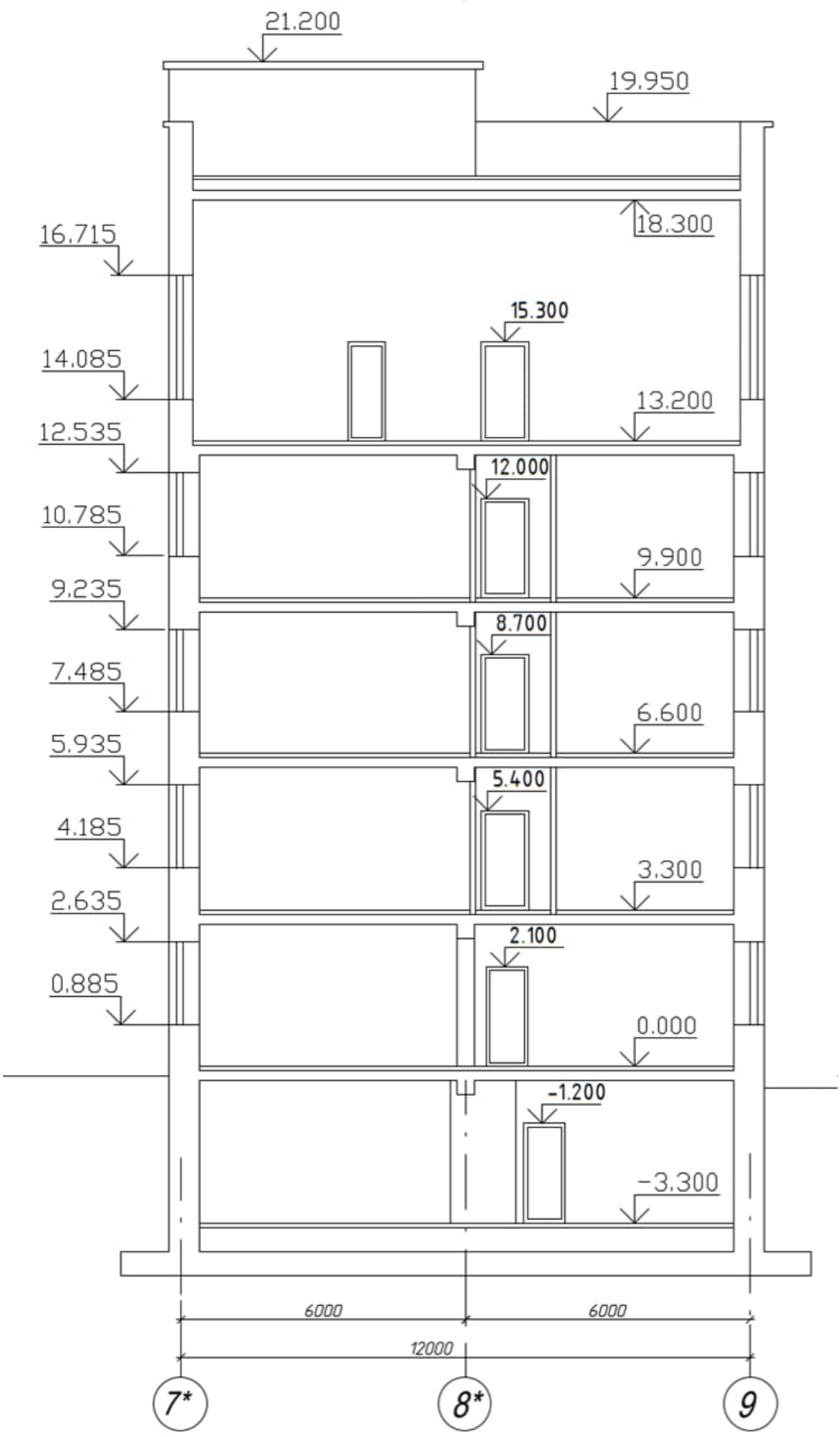


Ф-2

Фасад

1:133,33

Розріз 1-1



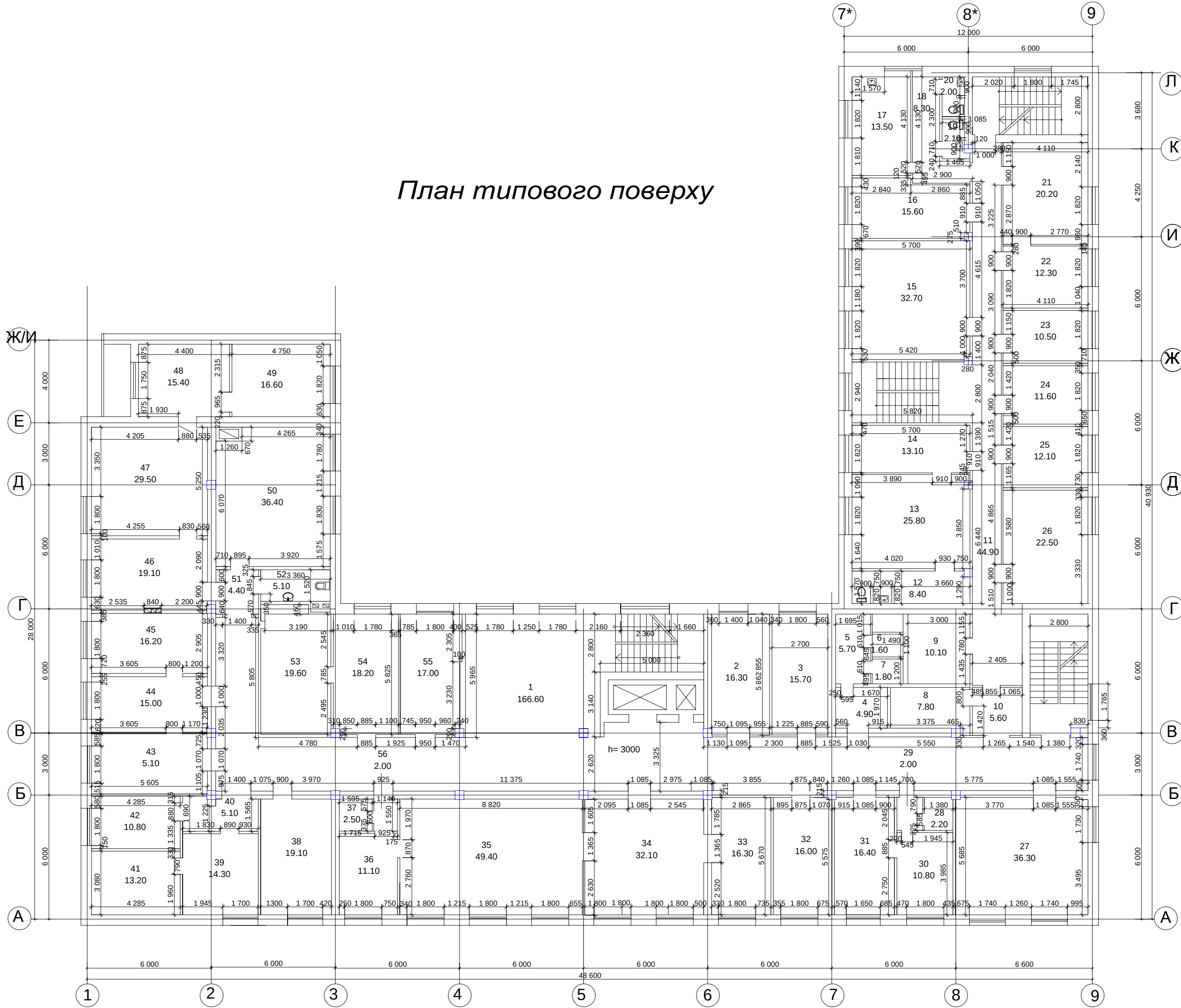
Експлікація приміщень

№	НАЙМЕНУВАННЯ ПРИМІЩЕНЬ	Площа, м ²	Кат. прим. без.
Приміщення підвалу			
1	Технічне приміщення	66.70	
2	Вентиляційна камера	12.00	
3	Вентиляційна камера	17.30	
4	Технічне приміщення	16.40	
5	Коридор	19.10	
6	Комора	10.20	
7	Трансформаторна	51.80	
8	Технічний коридор	23.90	
9	Коридор	135.40	
10	Комора	31.50	
11	Технічне приміщення	38.40	
12	Електрощитова	25.60	
13	Технічне приміщення	29.50	
14	Технічне приміщення	24.60	
15	Електрощитова	13.70	
16	Технічне приміщення	65.30	
17	Технічне приміщення	30.90	
18	Теплопункт	18.20	
19	Теплопункт	16.40	
20	Вузол вводу	17.00	
21	Водозабезпечення	17.10	
22	Сходові клітки	7.30	
23	Укриття	87.90	
24	Комора	1.90	
25	Вентиляційна камера	11.60	
26	Технічне приміщення	10.60	
27	Вентиляційна камера	10.10	
28	Коридор	54.30	
29	Комора	9.80	
30	Технічне приміщення	21.40	
31	Технічне приміщення	40.40	
32	Сходові клітки	7.70	

Експлікація приміщень

№	НАЙМЕНУВАННЯ ПРИМІЩЕНЬ	Площа, м ²	Кат. прим. без.
1	Хол	166.60	без.
2	Кабинет	16.30	
3	Кабинет	15.70	
4	Коридор	4.90	
5	Коридор	5.70	
6	Сп. жителя	1.60	
7	Сп. жителя	1.80	
8	Господарське приміщення	7.80	
9	Господарське приміщення	10.10	
10	Коридор	5.60	
11	Коридор	44.90	
12	Сп. чоловічий	8.40	
13	Кабинет народного депутата	25.80	
14	Приміщення	13.10	
15	Кабинет	32.70	
16	Кабинет	15.60	
17	Господарське приміщення	13.50	
18	Коридор	8.30	
19	Сп. чоловічий	2.10	
20	Сп. чоловічий	2.00	
21	Кабинет	20.20	
22	Кабинет	12.30	
23	Кабинет	10.50	
24	Кабинет	11.6	
25	Кабинет	12.10	
26	Кабинет	22.50	
27	Кабинет	36.30	
28	Господарське приміщення	2.20	
29	Коридор	2.00	
30	Кабинет	10.80	
31	Кабинет	16.40	
32	Кабинет	16.00	
33	Кабинет	16.30	
34	Кабинет	32.10	
35	Кабинет	49.40	
36	Кабинет	11.10	
37	Кабинет	2.50	
38	Кабинет	19.10	
39	Кабинет	14.30	
40	Коридор	5.10	
41	Кабинет	13.20	
42	Кабинет	10.80	
43	Кабинет	5.10	
44	Кабинет	15.00	
45	Кабинет	16.20	
46	Кабинет	19.10	
47	Кабинет	29.50	
48	Кабинет	15.40	
49	Кабинет	16.60	
50	Кабинет	36.40	
51	Коридор	4.40	
52	Сп. чоловічий	5.10	
53	Кабинет	19.60	
54	Кабинет	18.20	
55	Кабинет	17.00	
56	Коридор	2.00	

План типового поверху



План підвального поверху з укриттям



08-11.БКП.018 - АР

м. Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63

Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата
Розробка	Михиц Т.С.				
Перевірка	Попов В.О.				
Н. контроль	Масовська І.В.				
Рецензент	Горюн О.О.				
Затвердив	Шевец В.В.				

Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63

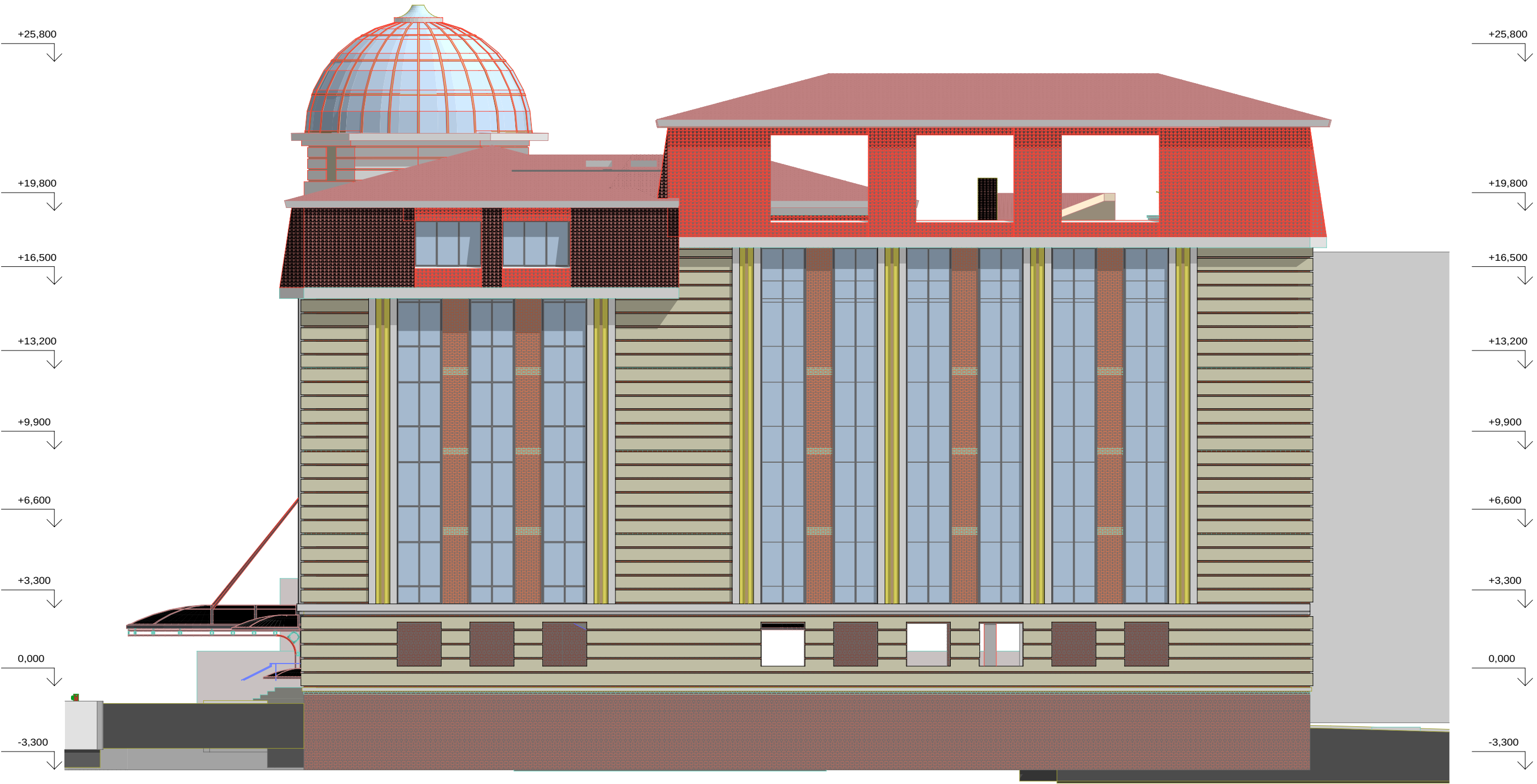
План підвального поверху з укриттям, розріз 1-1, план типового поверху, фасад Ф-2, експлікація приміщень

Стадія Аркуш Аркушів

П 1 9

ВНТУ, гр. Б-216

Фасад Ф-3



Ф-3

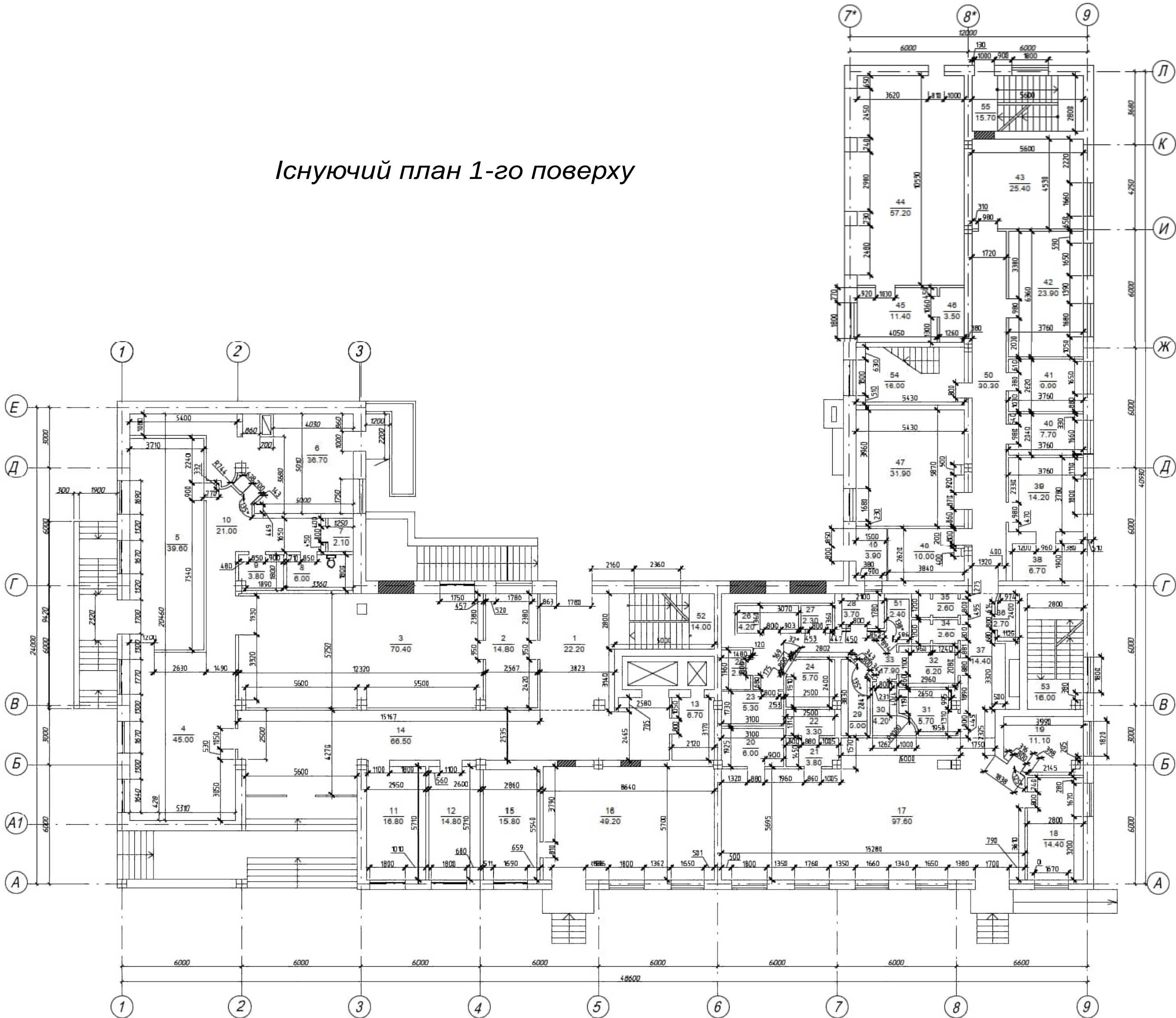
Фасад

1:171,61

Експлікація приміщень

№	НАЙМЕНУВАННЯ ПРИМІЩЕНЬ	Площа, м²	Кат. прим. без
1	Хол	22.20	
2	Кабинет	14.80	
3	Зал кафе	70.40	
4	Зал кафе	45.00	
5	Зал кафе	39.60	
6	Підсобне приміщення	36.70	
7	Електроштаб	2.10	
8	Санвузол	6.00	
9	Санвузол	3.80	
10	Коридор	21.00	
11	Приміщення охорони	16.80	
12	Приміщення охорони	14.80	
13	Камера	6.70	
14	Коридор	66.50	
15	Кабинет	15.80	
16	Офісне приміщення	4.9.20	
17	Офісне приміщення	97.60	
18	Кабинет	14.40	
19	Хол	13.80	
20	Кабинет	21.70	
19	Кабинет	11.10	
20	Підсобне приміщення	6.00	
21	Камера	3.80	
22	Камера	3.30	
23	Підсобне приміщення	5.30	
24	Підсобне приміщення	5.70	
25	Камера	2.90	
26	Камера	4.20	
27	Камера	2.30	
28	Підсобне приміщення	3.70	
29	Камера	5.00	
30	Камера	4.20	
31	Підсобне приміщення	5.70	
32	Тамбур-шлюз	6.20	
33	Коридор	17.90	
34	Санвузол	2.60	
35	Санвузол	2.60	
36	Камера	2.70	
37	Коридор	14.40	
38	Камера	6.70	
39	Кабинет	14.20	
40	Кабинет	7.70	
41	Кабинет	9.90	
42	Офісне приміщення	23.90	
43	Офісне приміщення	25.40	
44	Гараж	57.20	
45	Підсобне приміщення	11.40	
46	Камера	3.50	
47	Офісне приміщення	31.90	
48	Камера	10.00	
49	Тамбур	3.90	
50	Коридор	30.30	
51	Санвузол	2.40	
52	Складові кімнати	14.00	
53	Складові кімнати	16.00	
54	Складові кімнати	16.00	
55	Складові кімнати	15.70	

Існуючий план 1-го поверху



План 1-го поверху після реконструкції



Умовні позначення

- Огороджувачі конструкції, які підлягають демонтажу
- Прорізи в існуючих огорожувачих конструкціях, які потрібно закласти
- Прорізи в існуючих огорожувачих конструкціях, який потрібно пробити
- Нові огорожувачі конструкції з цегли
- Нові огорожувачі конструкції з бетону

Експлікація приміщень

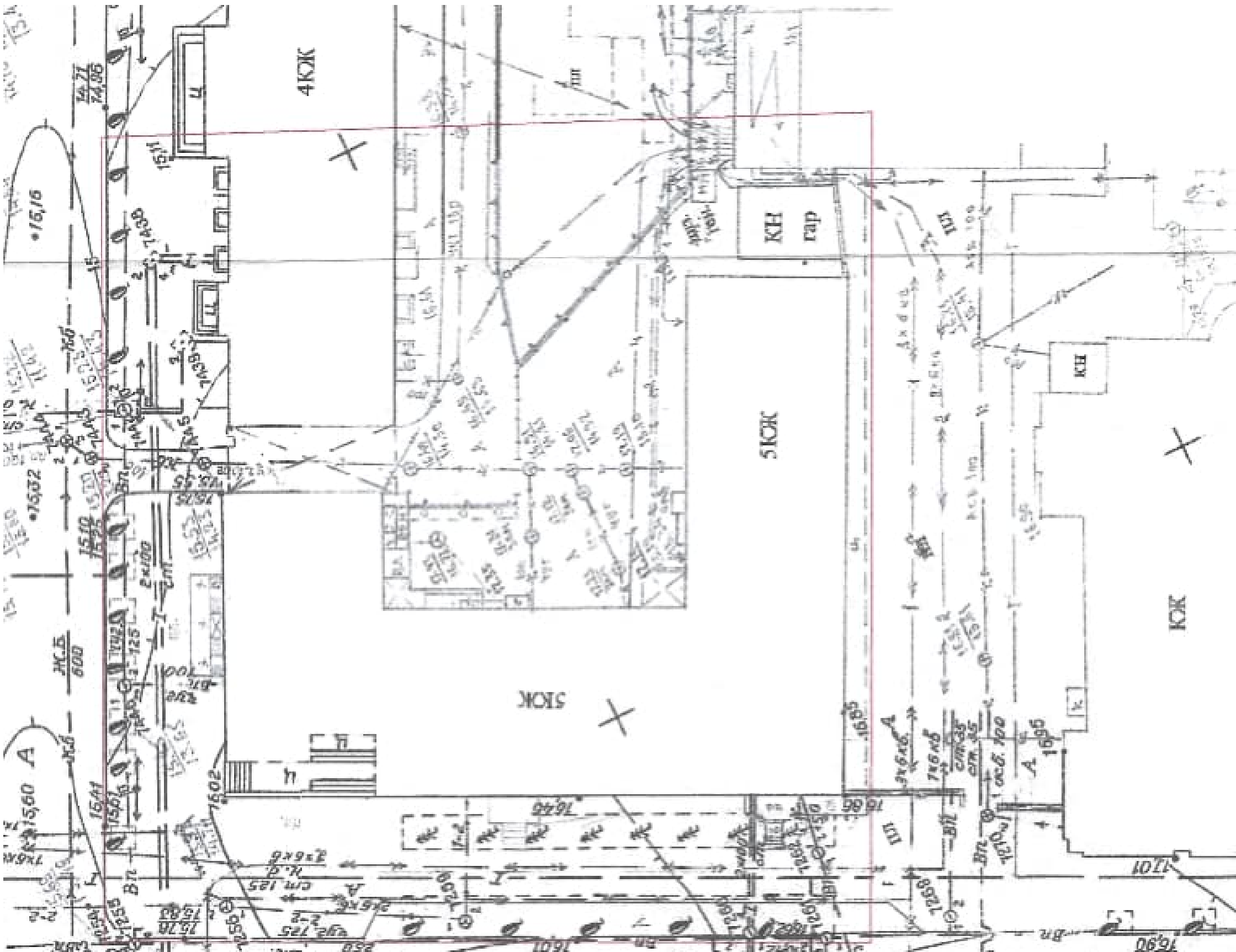
№	НАЙМЕНУВАННЯ ПРИМІЩЕНЬ	Площа, м²	Кат. прим. без
1	Тамбур	8.10	
2	Хол	252.90	
3	Зал переговорів	79.70	
4	Хол	5.70	
5	Побутове приміщення	6.30	
6	Санвузол чоловічий	2.30	
7	Санвузол жіночий	2.30	
8	Хол	21.20	
9	Коридор	25.60	
10	Хол	69.40	
11	Відділ закупівель з приміщеннями для роботи з контрагентами	153.50	
12	Приміщення начальника відділу закупівель	34.10	
13	Приміщення канцелярії	151.60	
14	Приміщення охорони	15.30	
15	Кабинет господарчої частини	20.90	
16	Архів канцелярії	50.30	
17	Тамбур - шлюз	4.90	
18	Санвузол жіночий	8.20	
19	Санвузол чоловічий	4.90	
20	Серверна	9.90	
21	Тамбур	11.00	
23	Венткамера	11.00	
24	Коридор	7.30	
25	Майстерня	25.60	
26	Господарча комора	10.00	
27	Господарча комора	13.70	
28	Допоміжне приміщення (варочих напоїв)	3.30	

08-11.БКП.018 - АР					
м. Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63					
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата
Розробив		Міжик Т.С.		<i>Міжик Т.С.</i>	
Перевірив		Попов В.О.			
Н. контроль		Масвська І.В.			
Рецензент		Горюн О.О.			
Затвердив		Шевць В.В.			
Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63					
Існуючий план 1-го поверху, фасад Ф-3, План 1-го поверху після реконструкції, експлікації приміщень, умовні позначення					
Стадія		Аркуш	Аркуші		
П		2	9		
ВНТУ, гр. Б-216					

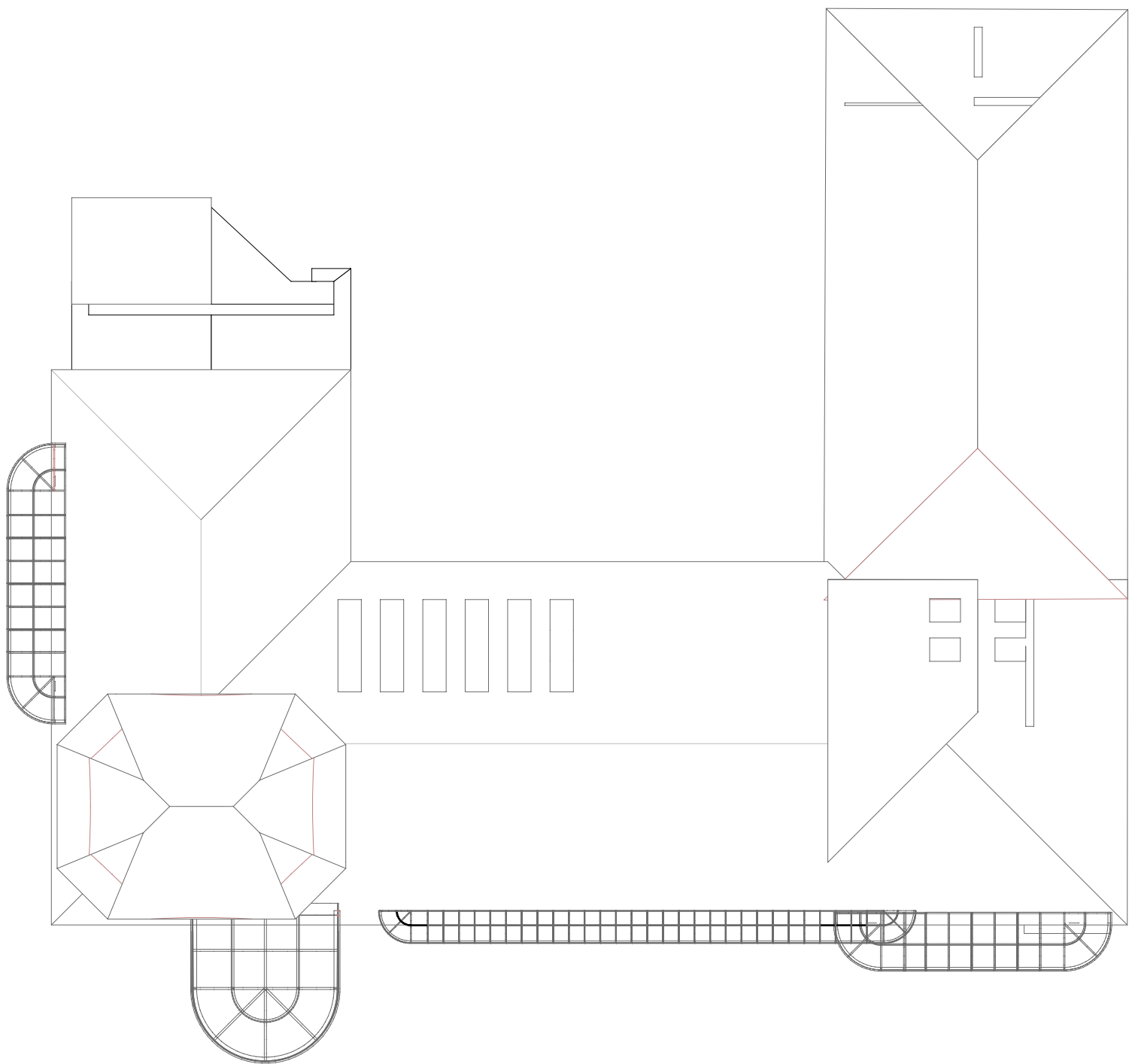
ЗД-модель-1 будівлі



Генеральний план



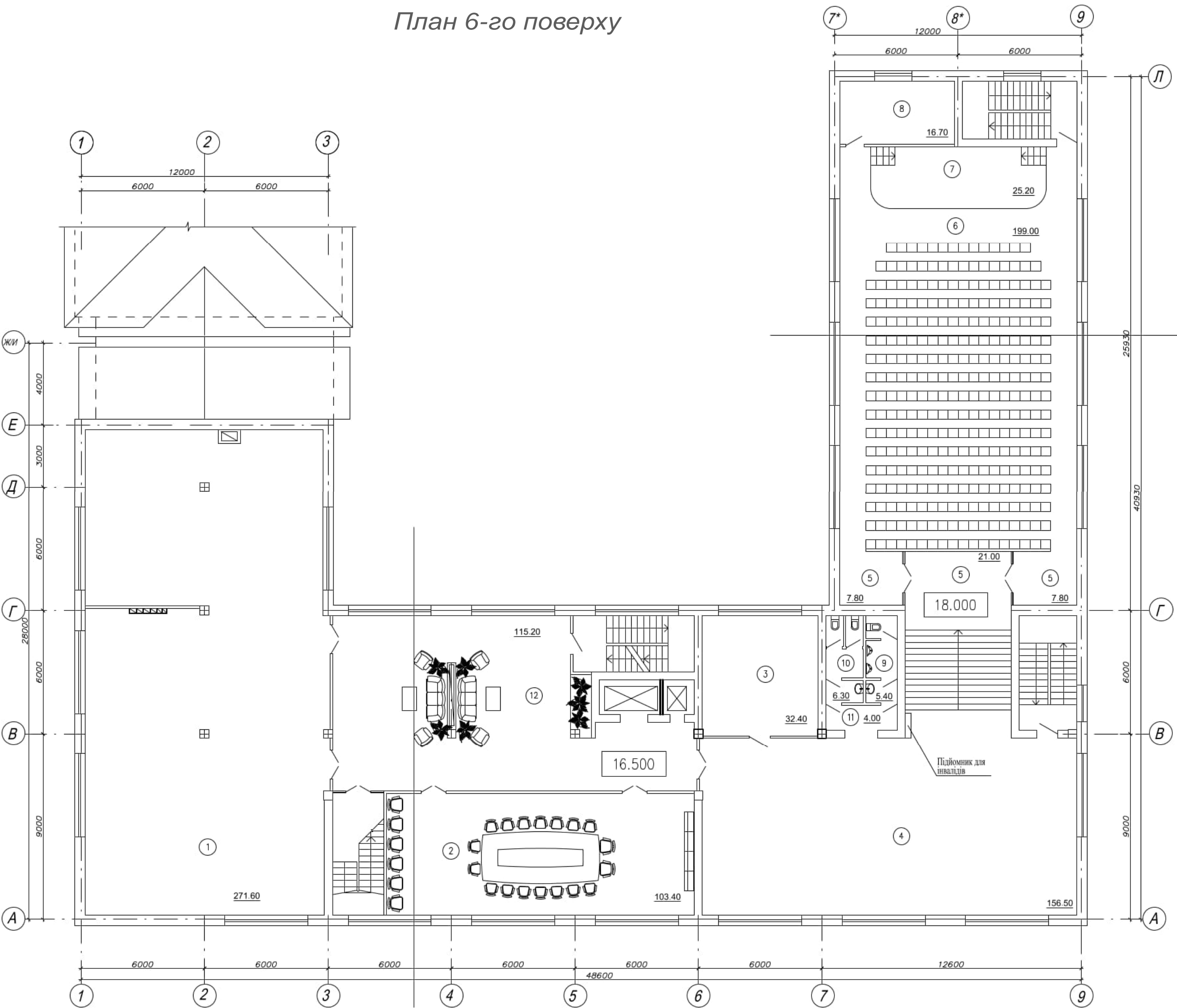
План даху



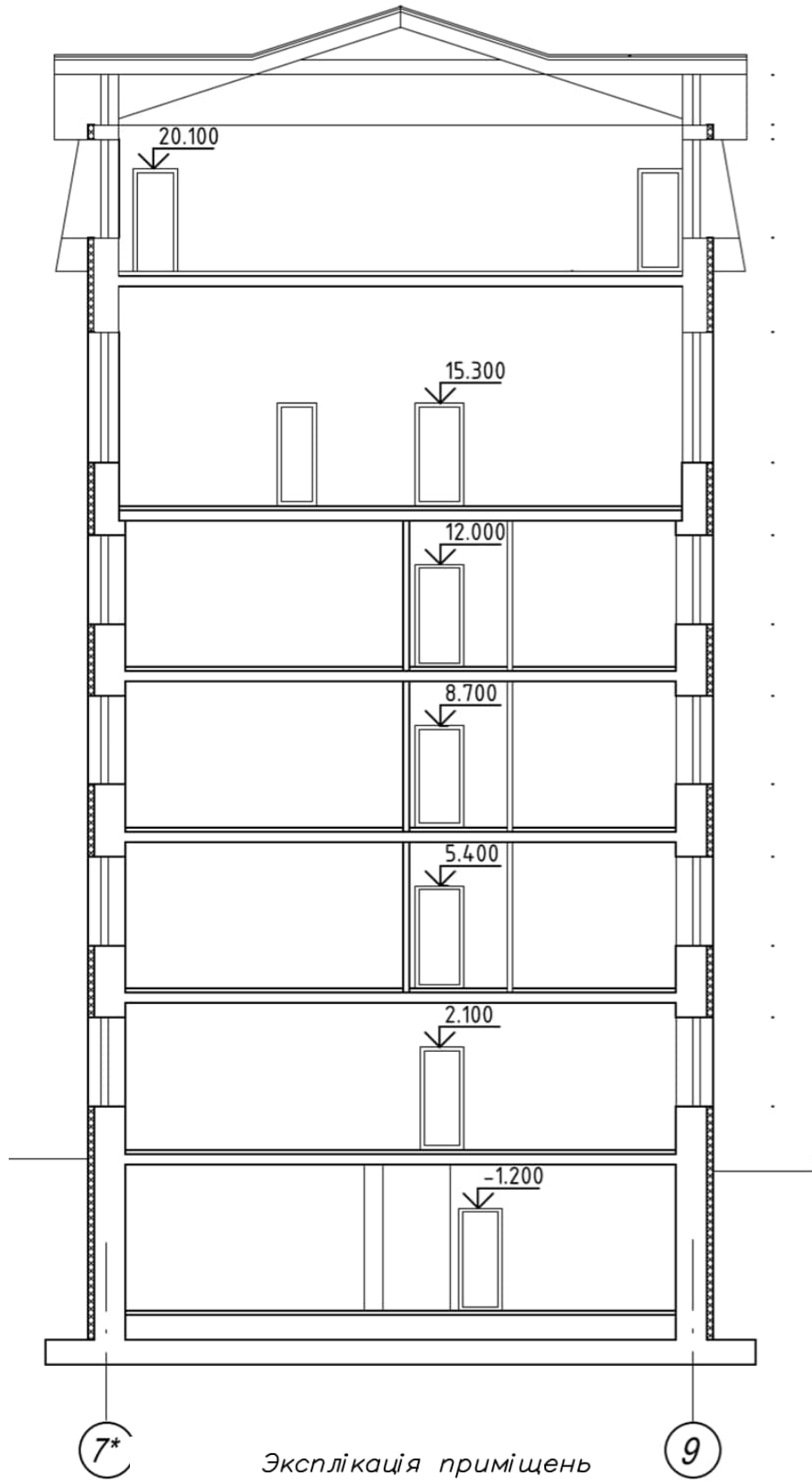
ЗД-модель-2 будівлі



План 6-го поверху



Розріз 1-2



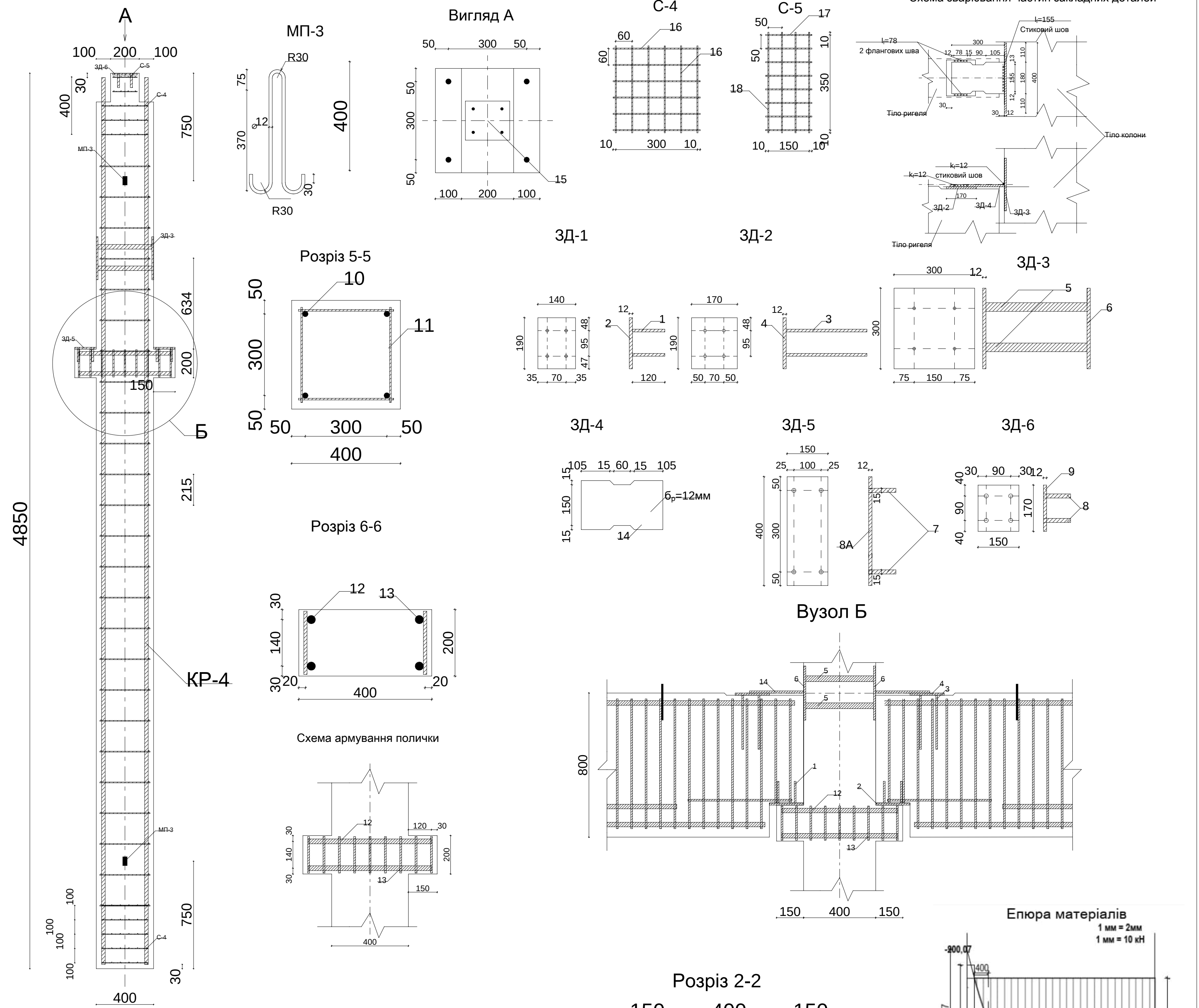
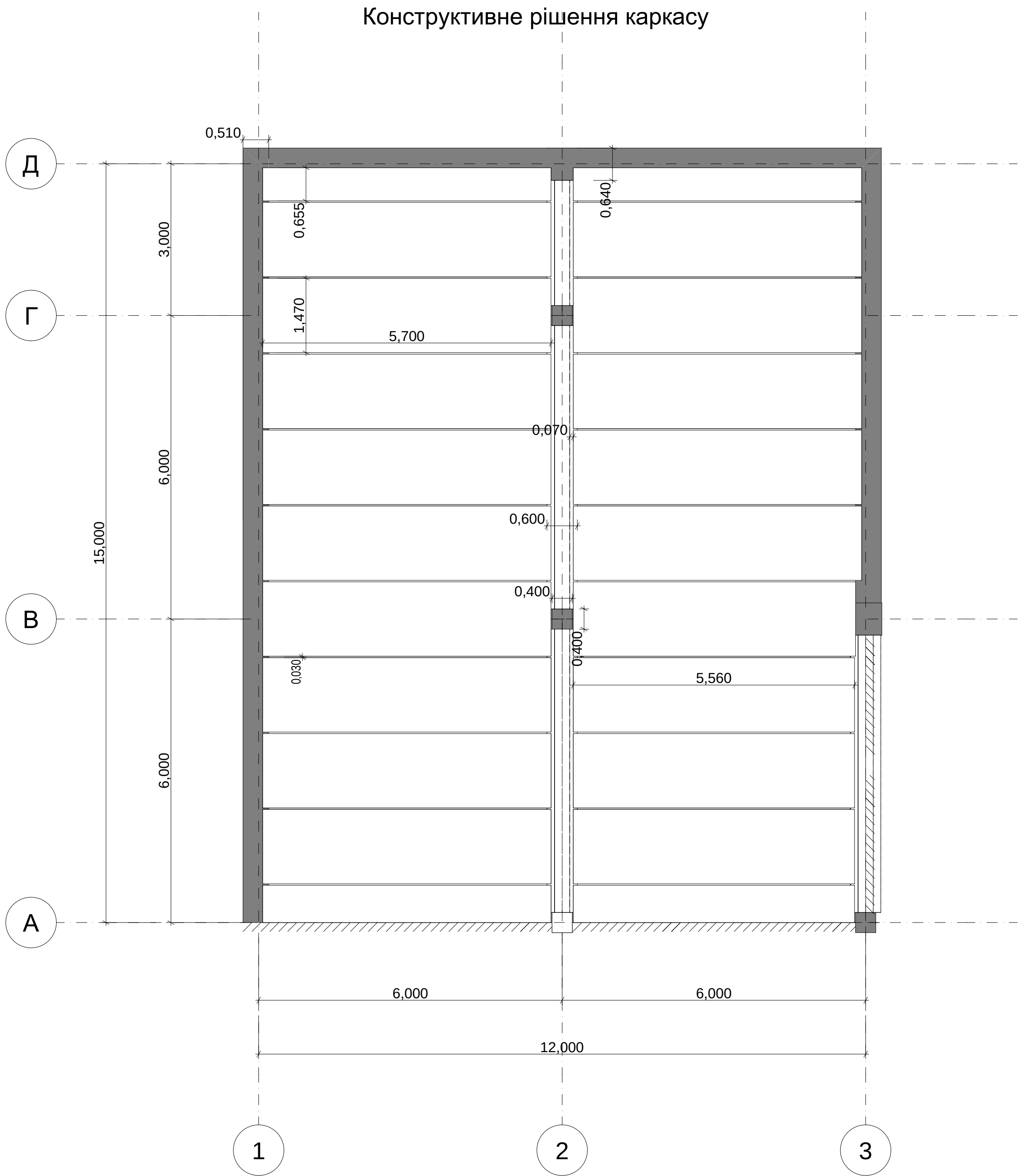
Експлікація приміщень

№	НАЙМЕНОВАННЯ ПРИМІЩЕНЬ	Площа, м²	Кот. прим.
1	Офісне приміщення	271.60	
2	Зал переговорів	103.40	
3	Офісне приміщення	32.40	
4	Фойє	156.50	
5	Хол	36.60	
6	Конференц-зал	199.00	
7	Естрада	25.20	
8	Допоміжне приміщення	16.70	
9	Санвузол чоловічий	5.40	
10	Санвузол жіночий	6.30	
11	Тамбур	4.00	
12	Хол з зимнім садом	115.20	

08-11.БКП.018 - АР					м. Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63		
Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63					Стадія	Аркуш	Аркушів
ЗД-модель будівлі - 1,2., план 6-го поверху, експлікація приміщень, генеральний план, план даху, розріз 1-2					П	3	9
					ВНТУ, гр. Б-216		

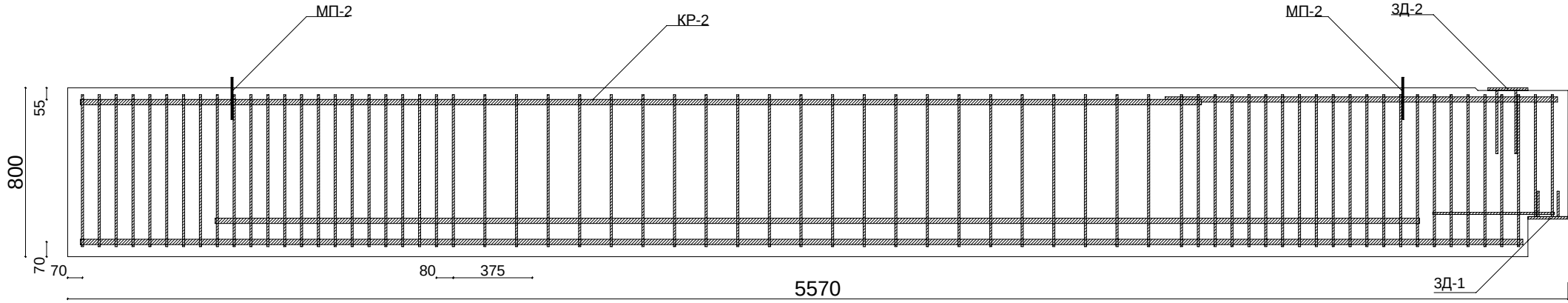
[illegible]

Схема армування колони КР-4



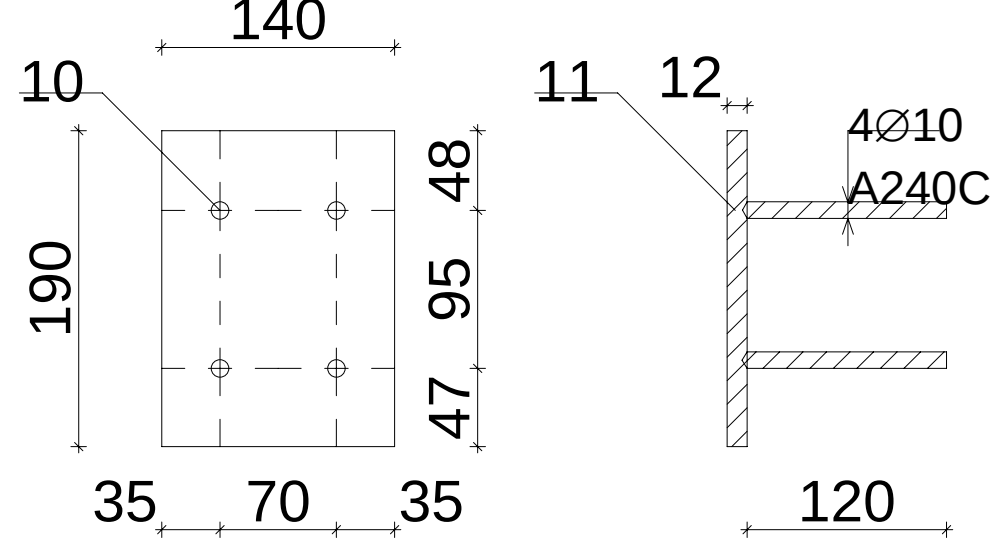
Позиція	Позначення	Найменування	К-сть	Маса од., кг	К-сть, т/м
	P-1	Ригель Р-1			
Складальні одиниці					
1	КР-2	Каркас КР-2	3	46,72	140,16
2	ЗД-1	Закладна деталь ЗД-1	1	3	3
3	ЗД-2	Закладна деталь ЗД-2	1	3,94	3,94
4	МП-2	Монтажна петля П-2	2	1,02	2,04
Деталі					
1	ДСТУ 3760-2019	Ø20 A500C l = 4000 мм	3	9,88	29,6
2	ДСТУ 3760-2019	Ø20 A500C l = 1600 мм	3	3,95	11,85
3	ДСТУ 3760-2019	Ø16 A500C l = 1600 мм	3	6,39	19,17
4	ДСТУ 3760-2019	Ø16 A500C l = 5550 мм	3	8,31	24,93
5	ДСТУ 3760-2019	Ø18 A240C l = 400 мм	9	0,8	2,4
6	ДСТУ 3760-2019	Ø8 A240C l = 745 мм	171	0,294	50,27
7	ДСТУ 3760-2019	Ø8 A240C l = 260 мм	9	0,215	1,9
8	ДСТУ 3760-2019	Ø5 B500C l = 1760 мм	60	0,103	6,18
9	ДСТУ 3760-2019	Ø5 B500C l = 5200мм	36	0,27	9,72
10	ДСТУ 3760-2019	Ø10 A240C l = 200 мм	4	0,83	3,32
11	ДСТУ 4747:2007	-12x140 мм l = 190 мм	1	2,5	2,5
12	ДСТУ 3760-2019	Ø10 A240C l = 300 мм	1	0,185	0,85
13	ДСТУ 4747:2007	-12x170 мм l = 200 мм	1	3,2	3,2
14	ДСТУ 3760-2019	Ø10 A240C l = 840 мм	2	0,51	0,102
Матеріал				2,34	
Бетон C25/30					

Схема армування ригеля Р-1

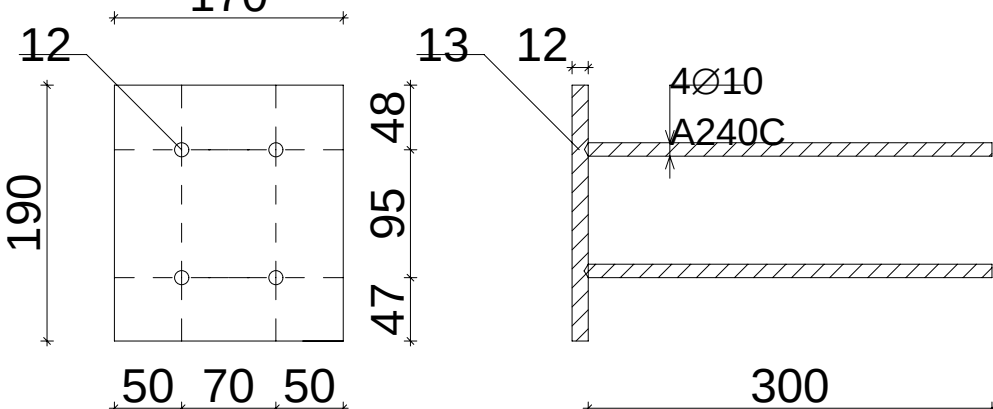


Марка елемента	Вироби арматурні						Вироби закладки		Всього
	Арматура класу						ЗД-1	ЗД-2	
	A500C		B500		A240C				
	ДСТУ 7360-2019						ДСТУ 4747:2007		
	Ø20	Ø16	Ø18	Ø5	Ø8	Ø10	-12	-12	
P-1	41,45	44,1	2,4	13,04	58,35	2,25	2,5	3,2	365,512

Закладна деталь ЗД-1

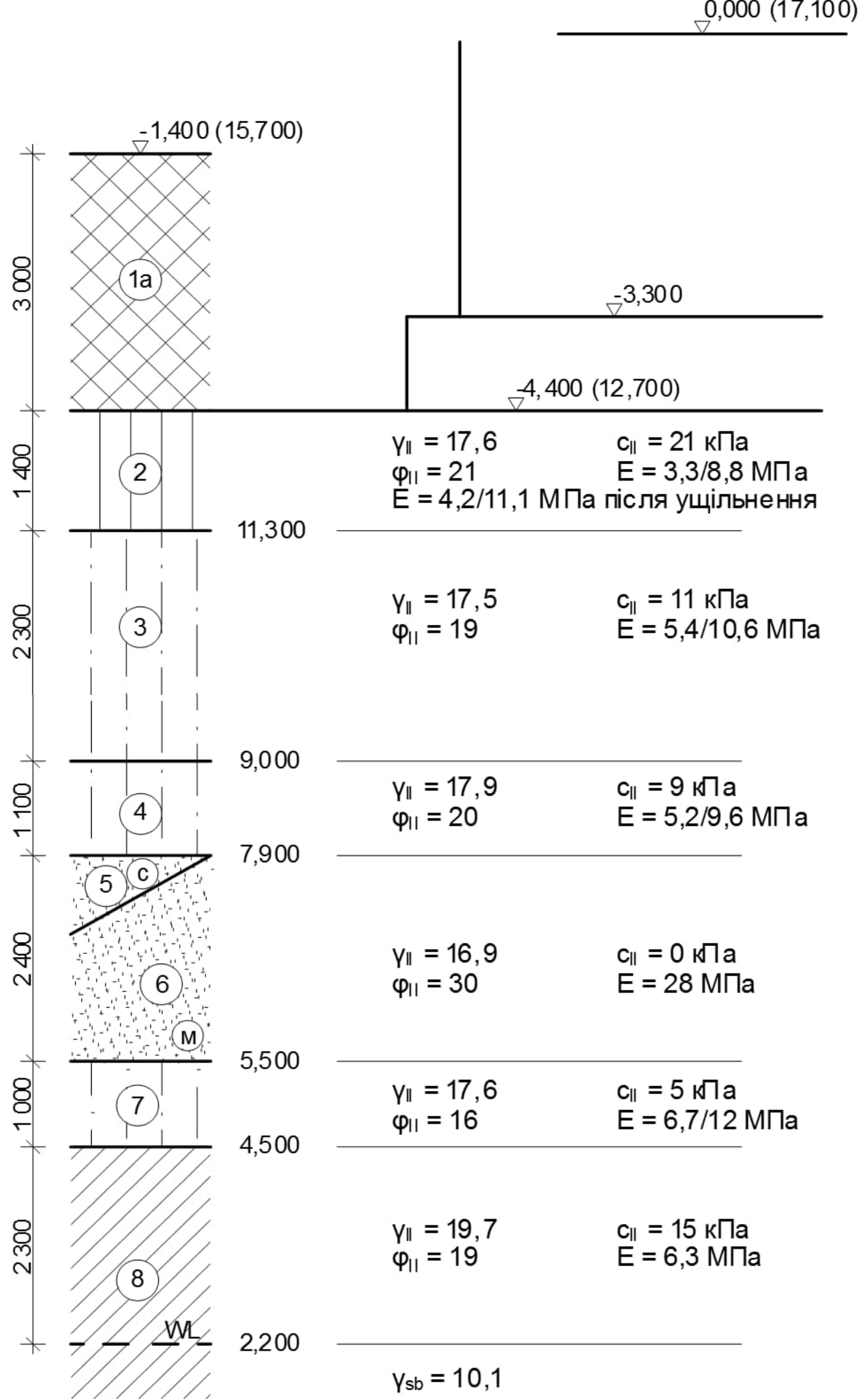


Закладна деталь ЗД-2

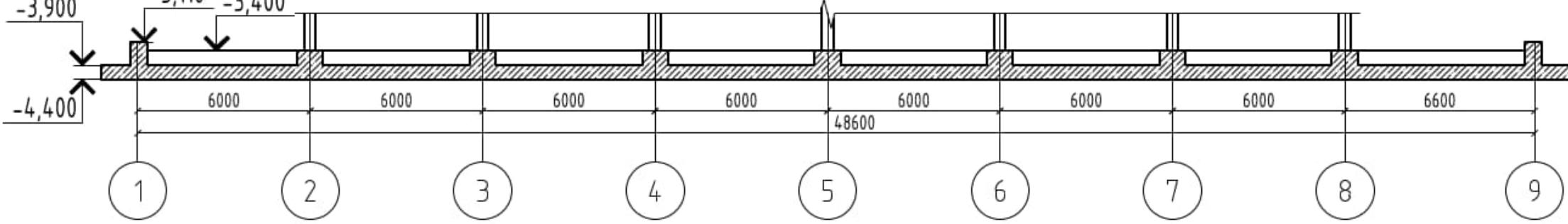


						08-11.БКП.018 - КБ		
						м. Николаїв, вулиця Велика Морська, 63		
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата	Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Николаїв, вулиця Велика Морська, 63	Стадія	Аркуш
Розробив	Митчик Т.С.						П	5
Перевірив	Попов В.О.							9
Н. контроль	Маєвська І.В.							
Рецензент	Горюн О.О.					Конструктивне рішення каркасу, схема армування колони КР-4, схема армування ригелю Р-1, епюра матеріалів	ВНТУ, гр. Б-216	
Затвердив	Шаєць В.В.							

Схема посадки фундаментної плити в ґрунт



Розріз 1-1



Розріз 2-2

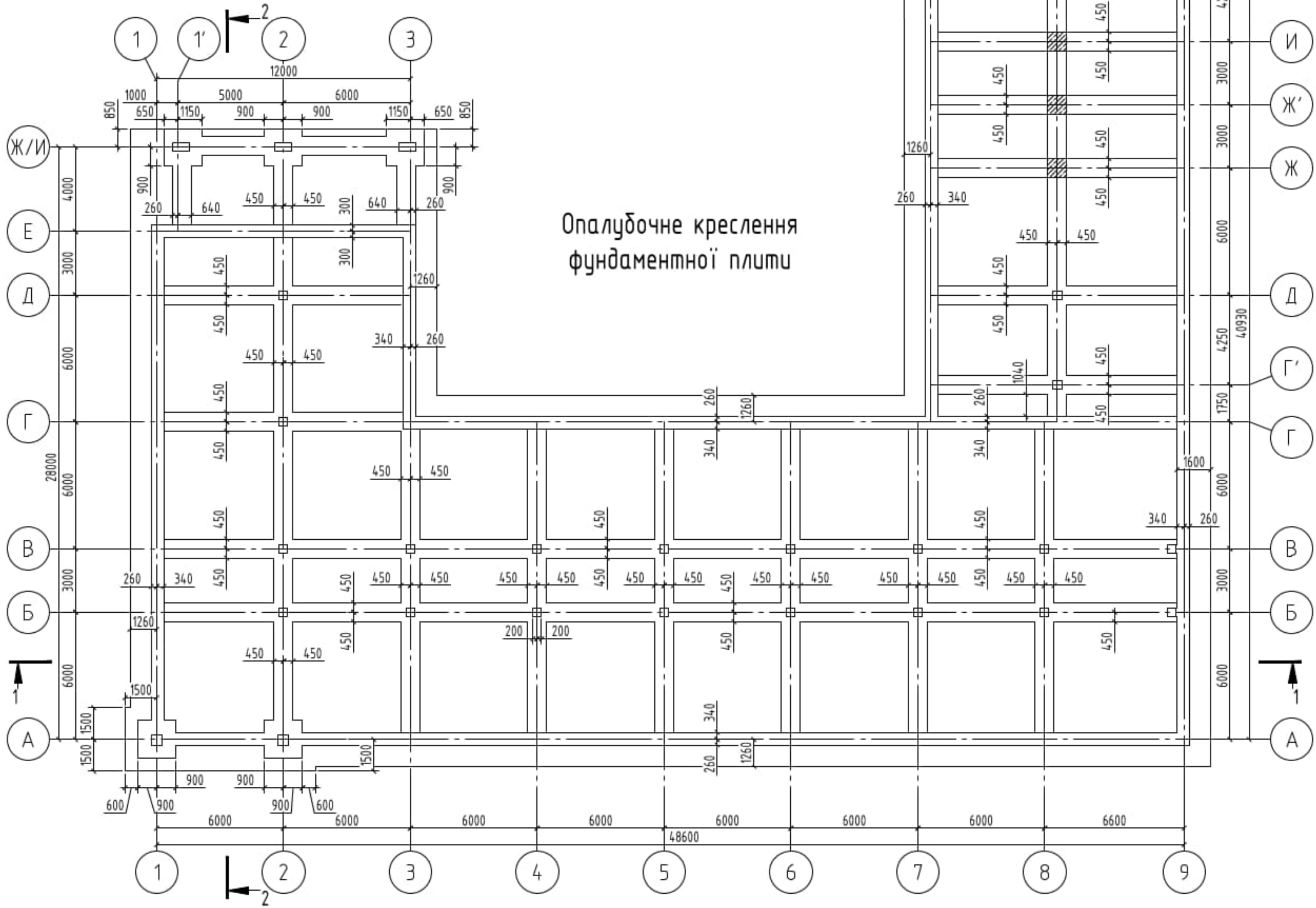
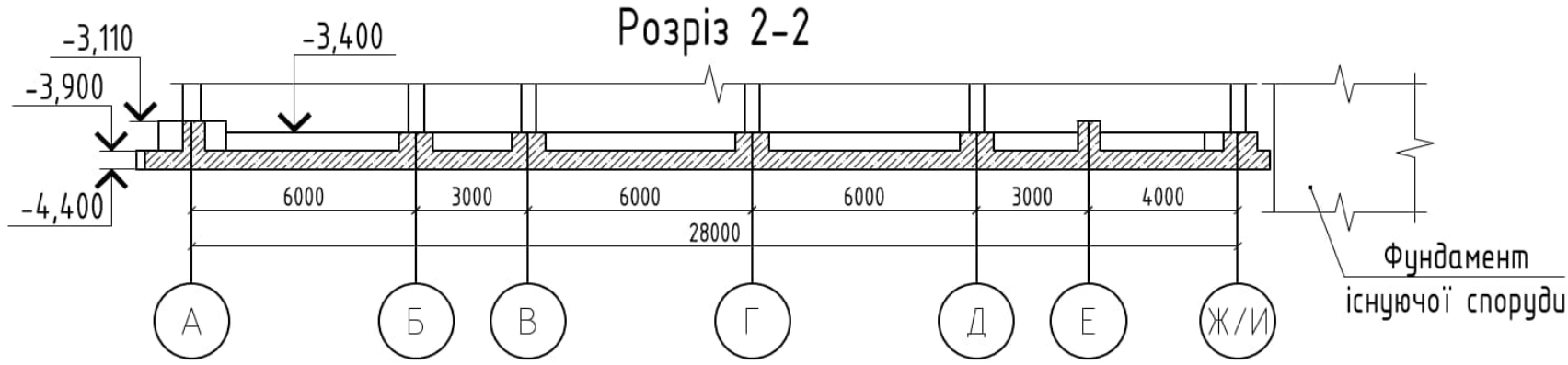
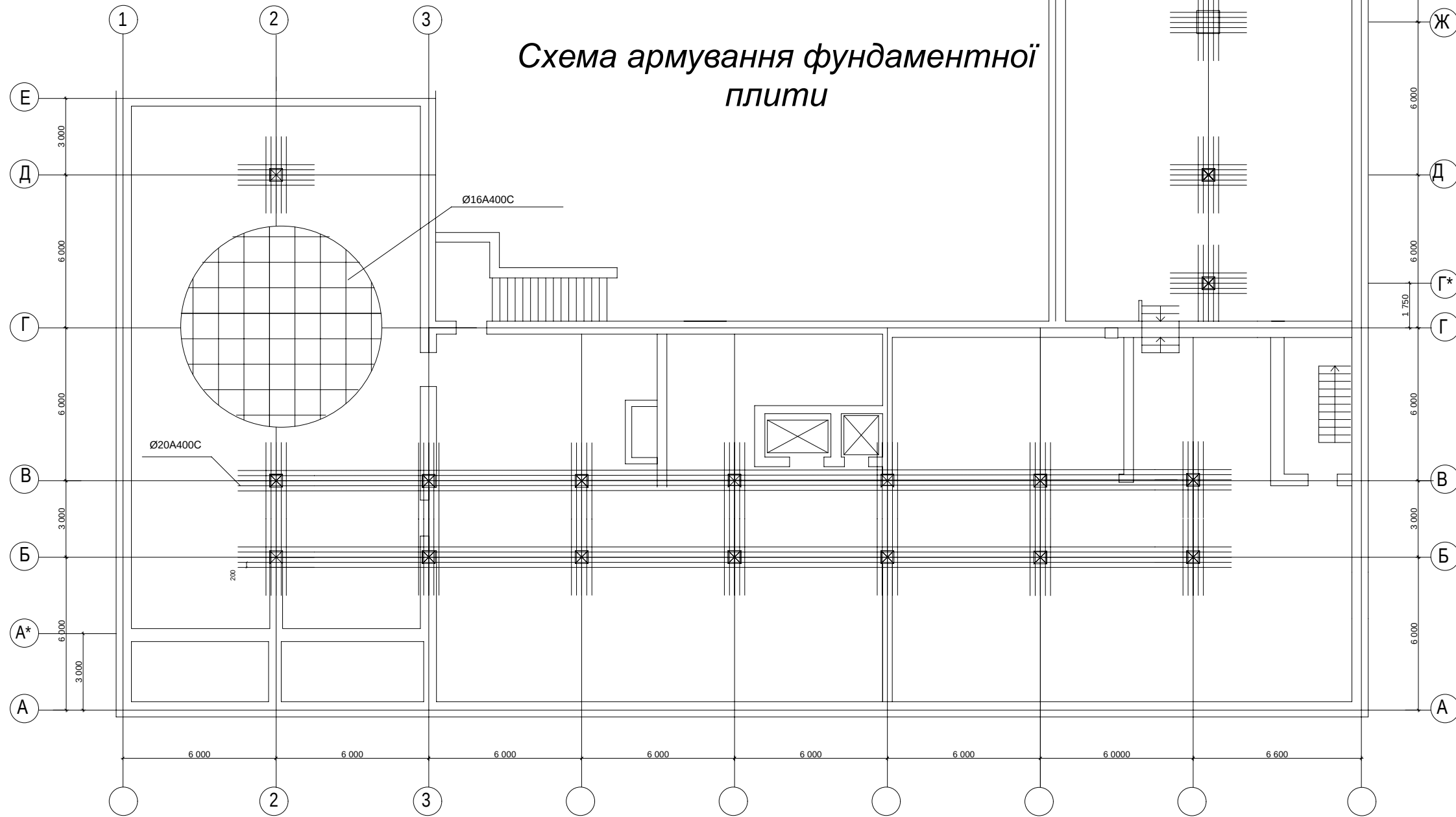
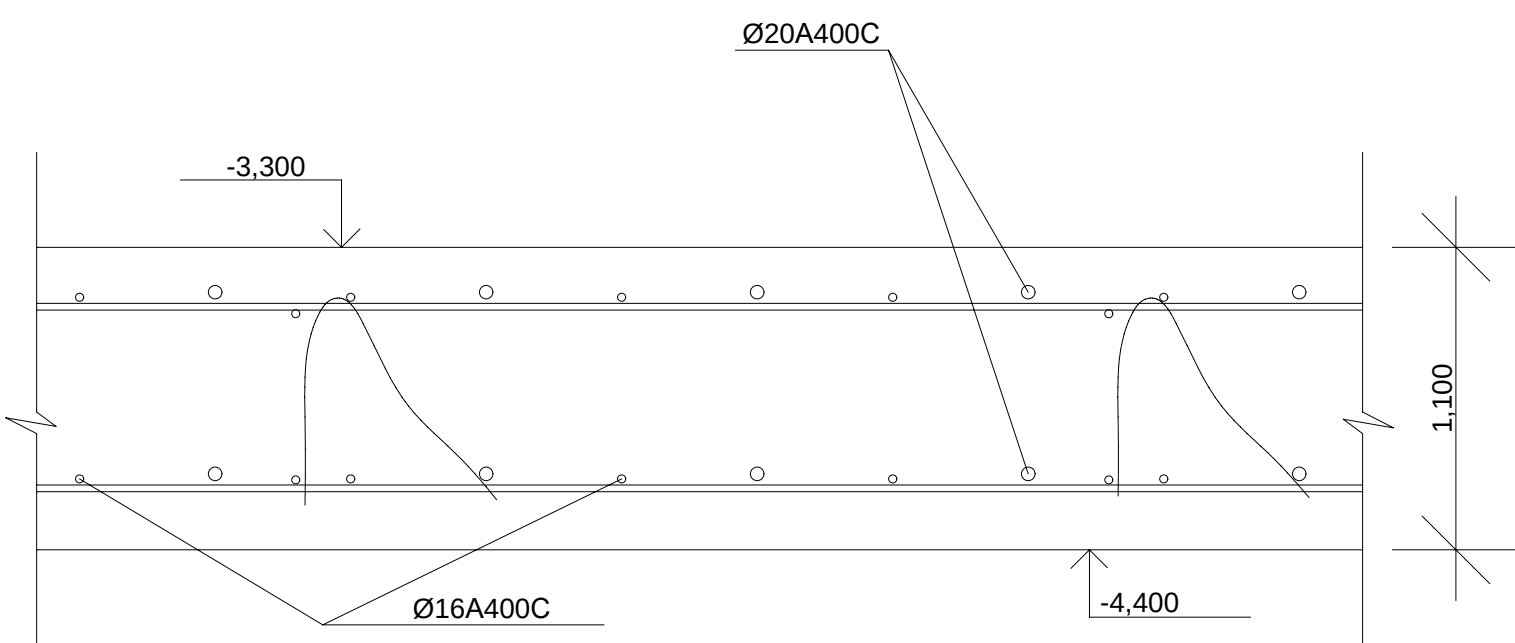


Схема армування фундаментної плити



Фрагмент армування фундаментної плити

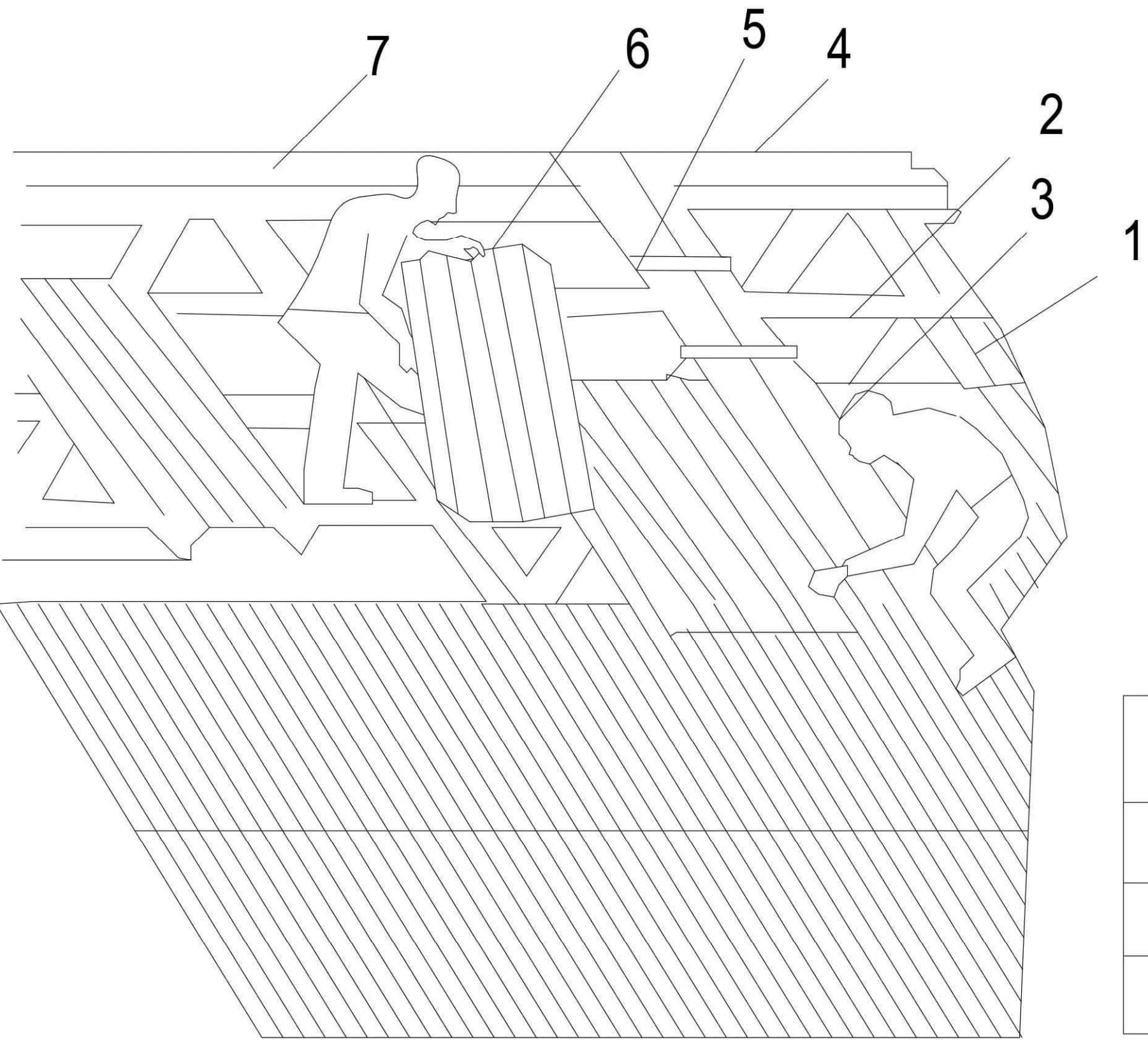


08-11.БКП.018 - КБ				
м. Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63				
Зм.	Кіпк.	Арх.	№ док.	Підпис
Розробив	Міщук Т.С.	Арх.	№ док.	Підпис
Перевірив	Попов В.О.	Арх.	№ док.	Підпис
Н. контроль	Мавська І.В.	Арх.	№ док.	Підпис
Рецензент	Горен О.О.	Арх.	№ док.	Підпис
Затвердив	Шаць В.В.	Арх.	№ док.	Підпис
Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63				
Схема посадки плити в ґрунт, опалубочне креслення плити, схема армування плити, фрагмент армування плити, розріз 1-1, 1-2				
Стадія	Арх.	Арх.	Арх.	Арх.
П	6	9		
ВНТУ, гр. Б-216				

Календарний графік виконання робіт по об'єкту

Шифр	Найменування робіт	Обсяги робіт		Затрати праці		Тр. робіт, дн.	К-ть змін	Склад бригади	Тривалість виконання робіт											
									Березень '15											
		Од. вим.	К-ть.	Нормат. люд-год	Прийн. люд-год				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E10-16-1	Установлення крокв	100 м ²	1,788	164	16	1	2	8											
2	E12-20-1	Улаштування пароізоляції покрівлі	м	0,416	468	56	3,5	2	8											
3	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати	100 м ²	3,1	397	48	3	2	8											
4	E12-12-9	Улаштування покрівлі з металочерепиці	100 м ²	3,1	393	48	3	1	16											

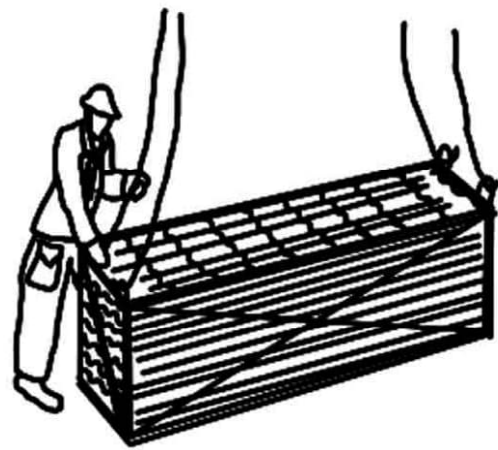
Схема організації робочого місця покрівельників



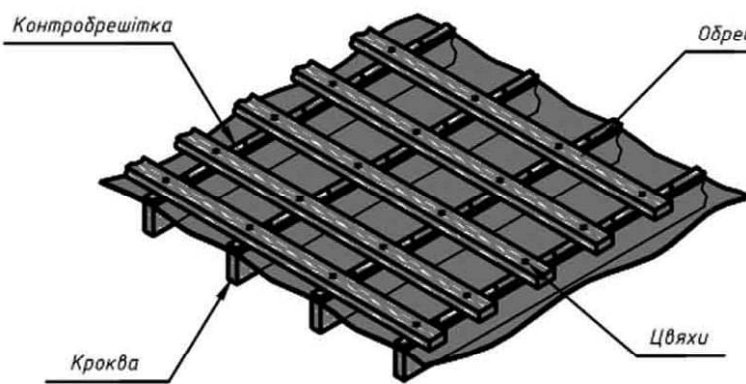
Умовні позначення:

- 1 – кроквяна нога,
- 2 – брусок обрешітки,
- 3 – електроінструмент,
- 4 – приконькової брусок обрешітки,
- 5 – ходовий місток,
- 6– укладається лист,
- 7 – коньковий брусок,
- 8 – візок з запасом металочерепиці

СХЕМА СТРОПУВАННЯ КОНТЕЙНЕРУ З МЕТАЛОЧЕРЕПИЦЕЮ



ВЛАШТУВАННЯ ОБРЕШІТКИ



ТЕП ПРОЕКТУ

Найменування	Показники
Директивний термін реконструкції, місяців	1
Фактичний термін будівництва, днів	10,5
Показник рівномірності будівельного потоку	1,06

ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ РОБІТ ПО ВЛАШТУВАННЮ МЕТАЛОЧЕРЕПИЦІ

- Перед початком влаштування покрівлі з металочерепиці необхідно зробити контрольний обмір скатів з встановленням площинності і їх перпендикулярності по відношенню до ліній коника і карнизів. Цей процес є контрольним тому, що він буде визначальним до дотримання якості укладання металочерепиці.
- Обрешітку слід укласти зверху на вільно покладений на крокви гідро- та параізоляційний матеріал для забезпечення вентиляції під покрівельними листами. При влаштуванні обрешітки під листи металочерепиці в сухих приміщеннях залишають зазор (мінімум 50 мм) між нижньою поверхнею гідроізоляції і нижнім покриттям. Така конструкція вимагає підняти обрешітку додатково на 50 мм, щоб нижня частина гідроізоляції провітрювалася. Для цього на крокви прибивають бруски перетином 50х50 мм. Для запобігання просочування вологи на обрешітку під коник слід прибити смугу гідроізоляційного матеріалу.
- Карнизна планка повинна бути закріплена до укладання листів метало черепиці оцинкованими цвяхами через 300 мм. Щоб конькова планка була добре закріплена, під неї по обидва боки прибивають по дві додаткові дошки.
- Монтаж листів металочерепиці починається з торцевих ділянок. Монтаж покрівельних листів можна починати як з лівого, так і з правого торця. Коли монтаж починають з лівого краю, то наступний лист встановлюють під останню хвилю попереднього листа. Край листа встановлюють по карнизу і кріпиться з виступом від карниза на 40 мм.
- Кріплення листів металочерепиці починати з закріплення трьох-чотирьох аркушів. Гвинти на конику, вирівняти їх строго по карнизу, потім кріпити остаточно по всій довжині. Для цього встановити перший лист і прикріпити його одним гвинтом у коника. Потім укласти другий лист так, щоб нижні краї становили рівну лінію. Скріпити накладання одним гвинтом по верху хвилі під першою поперечною складкою. Якщо виявиться, що листи не стикаються, слід спочатку підняти лист від іншого, потім, злегка нахилиючи лист і рухаючись від низу до верху, укласти складку за складкою і скріплювати гвинти по верху хвилі під кожною поперечною складкою. Скріпити 3-4 листа між собою і рівним нижнім краєм вирівняти строго по карнизу, потім скріпити листи до обрешітки остаточно.
- Коник даху повинен закриватися коньковими елементами після установки всіх рядових листів металочерепиці і закріплення ущільнювальної прокладки. Конькові елементи повинні закріплюватися гвинтами на кожній другій профільній хвилі. Між коником і листами метало черепиці рекомендується встановлювати спеціальну профільну прокладку ущільнювача. Конькову планку встановлювати строго по шнуру, крок гвинтів 200-300 мм. Профільна ущільнювальна прокладка кріпиться до обрешітки тонкими оцинкованими цвяхами.

План покрівлі

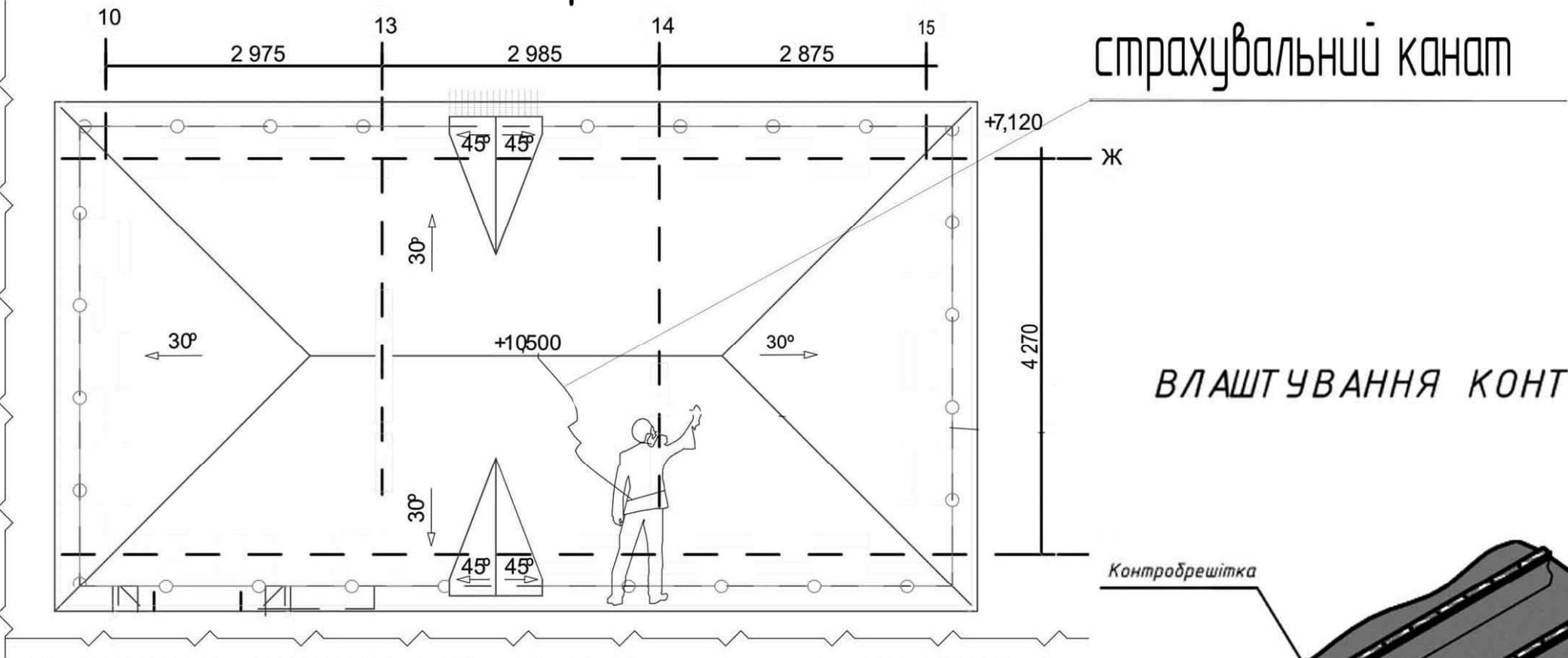
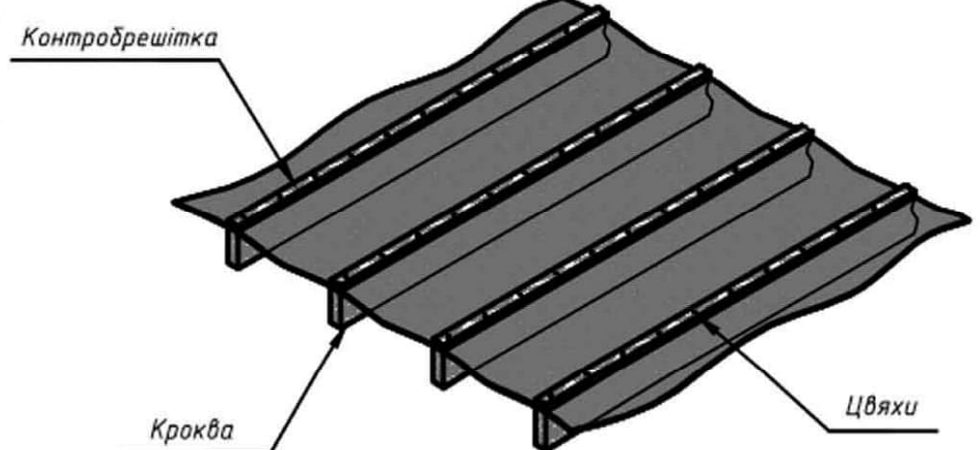


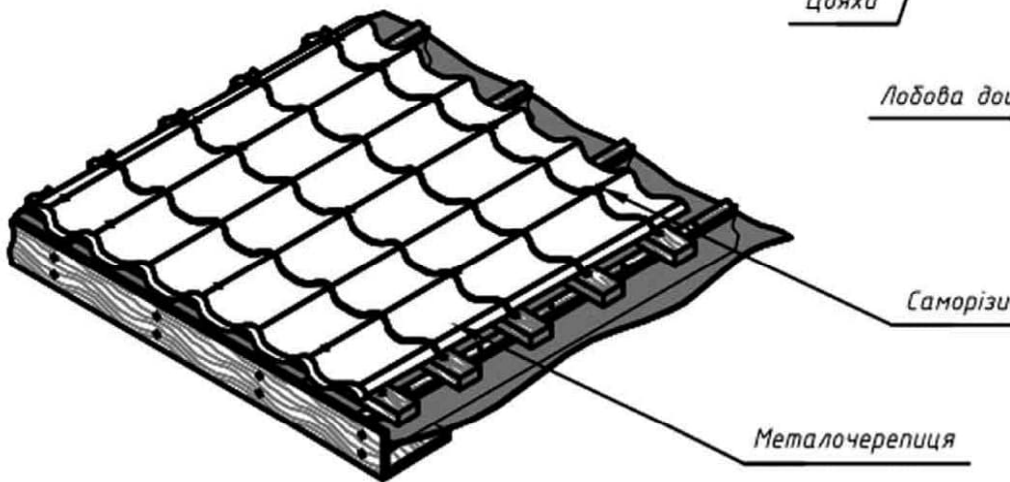
СХЕМА РОЗВАНТАЖЕННЯ КОНТЕЙНЕРУ НА ДАХУ



ВЛАШТУВАННЯ КОНТРОБРЕШІТКИ



УКЛАДАННЯ ЛИСТІВ МЕТАЛОЧЕРЕПИЦІ



ЗАШИВКА КАРНИЗУ

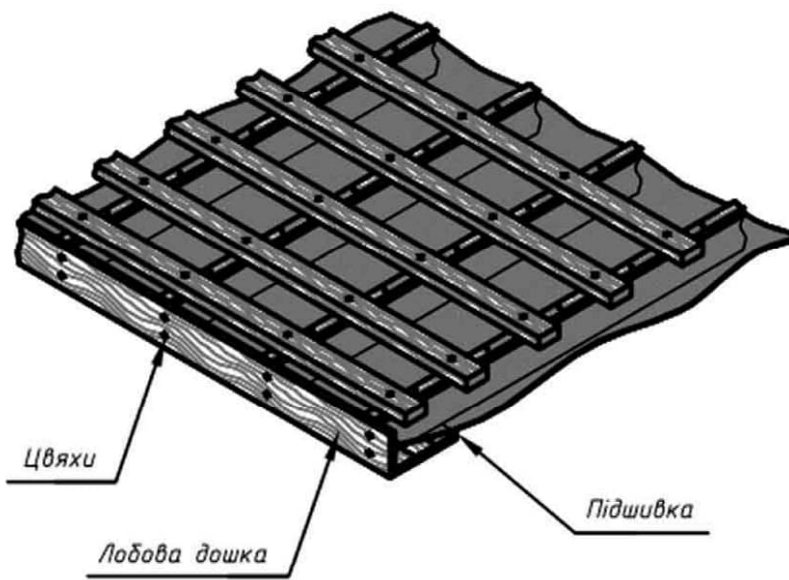
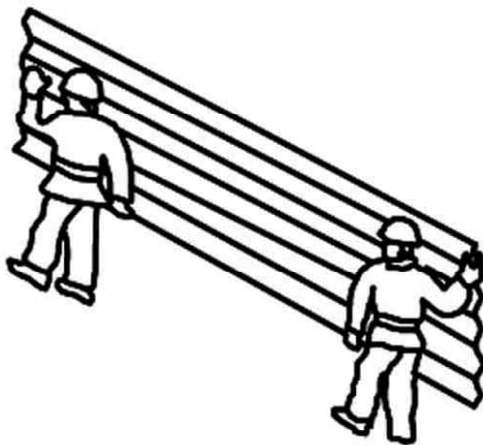


СХЕМА ПЕРЕМІЩЕННЯ ЛИСТІВ МЕТАЛОЧЕРЕПИЦІ



						08-11.БКП.018 - ПВР		
						м. Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63		
Зм.	Кільк.	Архив	№ док.	Підпис	Дата	Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63	Стадія	Архив
Розробив	Мичик Т.С.						П	7
Перевірив	Полов В.О.							9
Н. контроль	Мавєська І.В.							
Рецензент	Горюн О.О.					календарний графік виконання робіт по об'єкту, ТЕП проекту, схема стропування, схема організації робочого місця, план покрівлі	ВНТУ, гр. Б-216	
Затвердив	Шевць В.В.							

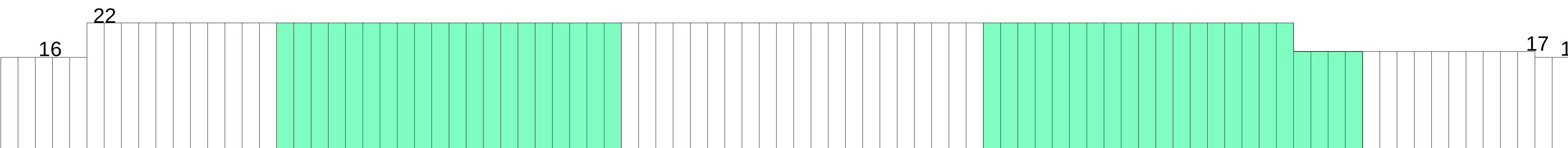
КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН БУДІВНИЦТВА

[illegible]

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

№	Назва показника	Од.вим.	Показники	
			Норм.	Прійм.
1	Тривалість будівництва.	міс.	6	4,5
2	Трудовмістність будівельно-монтажних робіт.	люд/зм	2675,34	2614,00
3	Продуктивність праці.	%	100	102
4	Кількість робочих днів за календарним планом.	дні		137
5	Максимальна кількість робітників.	чол.		22
6	Середньосписочна кількість робітників.	чол.		17
7	Коефіцієнт нерівномірності руху робочої сили.		1,5	1,29
8	Трудовмістність1зм	люд.зм/м	9,22	9,01
9	Трудовмістність1м	люд.зм/м	0,51	0,49
10	Коефіцієнт зумищення робіт.	%		3,03
11	Коефіцієнт економії часу.	%		0,67

ГРАФІК НЕРІВНОМІРНОСТІ РУХУ РОБОЧОЇ СИЛИ



ГРАФІК ЗАВЕЗЕННЯ І ВИТРАТ МАТЕРІАЛІВ

[illegible]

ГРАФІК РУХУ РОБІТНИКІВ ЗА ПРОФЕСІЯМИ

№	Найменування	од. вим.	к-ть	Березень			Квітень			Травень			Червень			Липень			Серпень			Вересень	
				I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II
1	Муляр монтажник	л/зм	513	24	40	128	64	128	64	64													
2	Покрівельник	л/зм	165							15	48	42	42	18									
3	Штукатур	л/зм	416							24	64	56	56	48	56	40	72						
4	Паркетник	л/зм	28																		20	8	
5	Маляр	п/зм	348												8	72	48	64	56	64	32		

ГРАФІК РУХУ МАШИН І МЕХАНІЗМІВ

№	Найменування	ОД. вим.	К-ть	Березень			Квітень			Травень			Червень			Липень			Серпень			Вересень	
				I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II
1	Бульдозер	м/зм	2	1	1																		
2	Ескаватор	м/зм	3	3																			
3	Баштовий кран	м/зм	64		3	5	16	8	16	8	8												
4	Штукатурна станція	м/зм	52								3	8	7	7	6	7	5	9					
5	Малюжна станція	м/зм	50													8	9	6	8	7	8	4	

					08-11.БКП.018 - ПОБ			
					м. Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63			
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата			
Розробив		Мицик Т.С.		<i>Мицик Т.С.</i>				
Перевірив		Полове В.О.						
Н. контроль		Масвська І.В.						
Рецензент		Горюн О.О.						
Затвердив		Шевць В.В.						
Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63 Календарний план будівництва, графік руху машин, графік перевезення матеріалів, графік руху робітників						Стадія	Аркуш	Аркушів
						П	8	9
						ВНТУ, р. Б-216		

This architectural floor plan depicts a building layout with several rooms and corridors. The rooms are numbered 1 through 9. Room 1 is a large rectangular room on the right side. Room 2 is a smaller rectangular room above room 3. Room 3 is a rectangular room below room 2. Room 4 is a small rectangular room to the right of room 5. Room 5 is a small rectangular room to the left of room 4. Room 6 is a large, irregularly shaped room in the center. Room 7 is a rectangular room above room 8. Room 8 is a small rectangular room below room 7. Room 9 is a rectangular room to the left of room 6. The plan includes various technical annotations: 'TV' (television) is marked in several locations; 'TK' (technical kitchen) is marked near rooms 2, 3, 4, 5, 7, and 8; 'TB' (technical bathroom) is marked near rooms 1, 3, 4, 5, 7, and 8; 'K' (kitchen) is marked along the bottom corridor; 'B' (bathroom) is marked along the bottom corridor; and 'TW' (technical window) is marked near room 9. The plan also shows a central corridor with arrows indicating flow, and a large hatched area on the left side. A north arrow is located in the upper left corner.

1. *Перед початком робіт крани і всі вантажопідіймні пристрої повинні бути засвідчені у відповідності з вимогами.*
2. *В процесі виконання робіт огляд кранів виконувати один раз в місяць, а сталіньні канати – кожні день.*
Травери необхідно випробувати не менше одного разу в шість місяців, стропи – через кожні десять днів, кліщі – через один місяць.
Такелажні пристрої потрібно випробовувати навантаженням на 25% більшим розрахункової вантажопідіймності.
Дату випробувань необхідно вказувати на бірках, які кріплять до захватних пристроїв.
3. *Крани необхідно встановлювати на безпечній відстані від копровану, будівель і ліній електропередач.*
4. *Границю небезпечної зони встановити на відстані 5м від копа, накреслений радіусом, рівним максимальному вильоту стріли крана.*

Стороннім людям знаходитися в небезпечній зоні забороняється. На майданчику повинні бути вивішені попереджувачі надписи, зазначені небезпечні зони.

5. *На лісах і підмостях необхідно встановити огороження висотою не менше 1 м.*

- Будівельні майданчики, ділянки робіт, робочі місця мають бути підготовлені для безпечного виконання робіт.
- Під час виконання робіт на будівельному майданчику роботодавець повинен забезпечити працівників санітарно-побутовими приміщеннями (гардеробними, душовими, умивальними, сушильними для одягу і взуття, приміщеннями для обігрівання, для вживання їжі та відпочинку, для особистої гігієни жінок, туалетами тощо), теплою водою і медичним обслуговуванням згідно з чинними нормативами і колективним договором (угодою).
- Санітарно-побутові приміщення і обладнання мають бути введені в експлуатацію до початку виконання робіт.
- На будівельних об'єктах необхідно мати аптечки з медикаментами, ноші, фіскулочні шини та інші засоби надання першої долікарської допомоги.
- Виробничі та санітарно-побутові приміщення, місця відпочинку, проходи для людей, робочі місця на будівельних майданчиках слід розташовувати за межами небезпечних зон.

Якщо виробничі та санітарно-побутові приміщення розміщено в небезпечних зонах, необхідно розробити графіки безпечного перебування людей у цих приміщеннях.

- Пройди, проходи на будівельних майданчиках, а також проходи до робочих місць і на робочих місцях не повинні мати вибої і утримуватись у чистоті та порядку, очищуватись від сміття, снігу, не захищатись матеріалами та виробами, а також бути не ковзкими.

Для забезпечення потрібної якості робіт використовують систему відхідного контролю, самоконтролю, операційного і приймального контролю.

Відхідний контроль здійснюють, коли приймають конструкції і деталі від постачальника на будівельний майданчик. По зовнішньому вигляду і розмірам вони всі повинні відповідати вимогам проекту і не повинні мати відхилень, перевищених документами ДБНУ. В протилежному випадку складається рекаляція, яка разом із бракованою продукцією відправляється на підприємство виготовлювача.

Самоконтроль якості робіт виконують безпосередньо виконавці(робочі, бригадири, ланкові) при виконанні окремих операцій.

Операційний контроль якості робіт накладений на виконавців робіт і майстрів з прилученням представників будівельної лабораторії.

Для підвищення ефективності контролю користуються схемами операційного контролю якості(СОКЯ), в яких приводяться ескізи конструкцій і узвіз з вказання допустимих відхилень по ДБН.

	Будівля, що зводиться.
	Тимчасова будівля
	Автомобільна тимчасова дорога
	Місця розвантаження, роз'їзди
	Тимчасова трансформаторна підстанція
— TW —	Тимчасові ЛЕП 380В
— TV —	Тимчасові ЛЕП 220В
— W —	Постійна ЛЕП
— ТВ —	Тимчасова мережа водопроводу
— ТК —	Тимчасова мережа каналізації
	Ліхтар охоронного, монтажного освітлення
— В —	Постійна мережа водопроводу
— К —	Постійна мережа каналізації
	Щит для підключення
	Напрямок руху автотранспорту, крана
Ст №	Стоянка крана
ПГ №1	Пожежний гідрант
	Обмежувачі повороту стріли крана
— x — x —	Тимчасові огорожі що зносяться
	Схема руху транспорту по будівельному майданчику
	Знак обмеження швидкості на майданчику

№	Найменування	Од. вим	Площа м ²	Розміри в плані	Тип будівлі	Примітки
1	Викоробська	м ²	20	5 x 4	Пересувна	
2	Гардеробна з умивальниками	м ²	20	5x4	Пересувна	
3	Приміщення для прийому їжі	м ²	28	7x4	Пересувна	
4	Приміщення для сушіння одягу	м ²	12	3x4	Пересувна	
5	Туалет	м ²	47	2,75 x1,7	Збірна	
6	Будівля					
7	Душові	м ²	16	4x 4	Пересувна	
8	Приміщення для відпочинку	м ²	6	3 x 2	Пересувна	
9	Склад відкритий	м ²				

					08-11.БКП.018 - ПОБ		
					м. Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63		
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата		
Розробив		Микитя Т.С.		<i>Микитя Т.С.</i>		Реконструкція головного офісу ТОВ СП «Нібулон» у місті Миколаїв, вулиця Велика Морська, 63	
Перевірив		Полове В.О.				Стадія	Аркуш
Н. контроль		Масяська І.В.				П	9
Рецензент		Горюн О.О.				9	
Затвердив		Шавец В.В.				ВНТУ, гр. Б-216	
						Будівельний генеральний план, експлікація будівель та споруд, умовні позначення	