

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**Факультет будівництва та транспорту**  
**Кафедра будівельних конструкцій**

До захисту  
Допускається  
Завідувач кафедри  
Будівельних конструкцій  
\_\_\_\_\_ /Л.А.Циганенко/  
підпис  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2024 р.

## **КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «Дослідження покриття будівлі академічного театру для дітей та юнацтва в м. Суми»

Виконав (ла)	_____	_____
	(підпис)	Трифонов К.Д.
		(Прізвище, ініціали)
Група		_____
		БУД 2301-2м
Керівник	_____	_____
	(підпис)	к.т.н., доц. Циганенко Л.А.
		(Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**Кафедра:** Будівельних конструкцій  
**Спеціальність:** 192 "Будівництво та цивільна інженерія"  
ОПП Будівництво та цивільна інженерія

## **ЗАВДАННЯ**

### **НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

Трифорова Костянтина Дмитровича

**1. Тема роботи** Дослідження покриття будівлі академічного театру  
для дітей та юнацтва в м. Суми

*Затверджено наказом по університету №1363/ос від "08" травня 2024 р.*

*Строк здачі студентом закінченої роботи: "09" грудня 2024 р.*

**2. Вихідні дані до роботи:**

Архівні креслення будівлі академічного театру для дітей та юнацтва в м. Суми

---

---

**3. Зміст розрахунково - пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)**

Розділ 1. Загальна характеристика роботи

Розділ 2. Загальні відомості з питань реконструкції та обстеження будівель  
та споруд

Розділ 3. Опис будівлі, що підлягає обстеженню та об'єкт дослідження

Розділ 4. Дослідження роботи нетипового просторового перекриття  
глядацької зали будівлі

#### 4. Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

*Лист 1.* Фасад А-П, Фасад П-А, Фасад 1-6, Фасад 6-1

---

*Лист 2.* План підвалу, План першого поверху

---

*Лист 3.* План другого поверху, План третього поверху

---

*Лист 4.* Розріз 1-1, Розріз 2-2, Схема залізобетонної монолітно-ребристої плити перекриття в осях 2-5/В-Д, Схема розташування елементів крокв'яної системи в осях 2-5/В-Д, Схема існуючого підсилення елементів крокв'яної системи в осях 2-5/В-Д

---

*Лист 5.* Схема залізобетонної монолітно-ребристої плити перекриття в осях 2-5/Д-К, Схема розташування залізобетонних ферм покриття в осях 2-5 / Д-К, Схема розташування елементів кроквяної системи в осях 2-5/Д-К, Схема розташування металевих ферм покриття в осях 2-5/К-Н, Схема в'язевих блоків та розпірок по верхнім поясам ферм в осях 2-5/К-Н із зазначенням фактичних перерізів їх елементів

---

**Керівник:**

\_\_\_\_\_ (підпис)

к.т.н., доц. Циганенко Л.А.  
\_\_\_\_\_ (Прізвище, ініціали)

**Консультант**

\_\_\_\_\_ (підпис)

к.т.н., доц. Циганенко Л.А.  
\_\_\_\_\_ (Прізвище, ініціали)

**Завдання прийняв до виконання:**

**Здобувач:**

\_\_\_\_\_ (підпис)

Трифонов К.Д.  
\_\_\_\_\_ (Прізвище, ініціали)

## Анотація

**Трифонов Костянтин Дмитрович. Дослідження покриття будівлі академічного театру для дітей та юнацтва в м. Суми – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.**

**Кваліфікаційна робота магістра** за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2024.

*Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР.*

В РОЗДІЛІ 1 сформульовано загальну характеристику роботи: мету, задачі, об'єкт, предмет та методи дослідження.

В РОЗДІЛІ 2 описано загальні відомості щодо реконструкції об'єктів, що належать до історичної спадщини, про обстеження та про експериментальні дослідження і випробування. Перелічено та описано призначення інструментів та приладів, які застосовують при експериментальних дослідженнях та випробуваннях.

В РОЗДІЛІ 3 зображено місце розташування будівлі та описано її історична довідка. Також надана характеристика об'єкту де описано його об'ємно-планувальне та конструктивне рішення. Описано виконання експериментального дослідження нетипового суміщеного покриття залу театру під дією статичного навантаження. Надано результати виконаного обстеження будівлі з особливою увагою на комплексне дослідження технічного стану нетипового просторового покриття глядацької зали будівлі театру як конструкції, що має підвищений клас відповідальності.

В РОЗДІЛІ 4 виконано детальний описано нетипового просторового перекриття глядацької зали, яке досліджується. Зазначено її перерізи та розташування в плані. Описано розрахунок просторової конструкції, тобто збір навантажень, їх поєднання та наданням розрахункових схем із зазначенням значень навантажень.

В результаті проведених досліджень було виконано оцінку працездатності нетипового покриття будівлі. Було проведено математичне моделювання конструкції в ПК ЛІРА-САПР та натурне експериментальне дослідження. Відхилення результатів теоретичного розрахунку та експериментального дослідження не перевищували 20-25%, що вважається достовірним результатом.

**Ключові слова:** обстеження, статичне випробування, будівля театру, нетипова конструкція покриття.

**Список публікацій** та/або виступів на конференціях студента:

Результати дослідження опубліковано в матеріалах I Міжнародної науково-практичної конференції “FUTURE OF SCIENCE: INNOVATIONS AND PERSPECTIVES”, 25-27.11.2024, Стокгольм, Швеція та V Міжнародної науково-практичної конференції “SCIENTIFIC RESEARCH: MODERN CHALLENGES AND FUTURE PROSPECTS”, 16-18.12.2024, Мюнхен, Німеччина.

В **додатках** наведено: журнал статичного випробування монолітного залізобетонного перекриття над залом для глядачів в осях 2-5/Д-К, схеми із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень, відомості дефектів та пошкоджень об'єкта, фотографії дефектів та пошкоджень, результати технічного обстеження, результати визначення міцності бетону конструкцій, розрахунок снігового навантаження, розрахунок вітрового навантаження, матеріали конференції, креслення.

**Структура роботи.** Робота складається з основного тексту на 65 сторінках, у тому числі 11 таблиць, 31 рисуноків, 19 фотографій. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 4 розділи, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 10 використаних джерел, 10 додатків. Графічна частина складається з 5 креслень.

## ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ .....	7
Актуальність теми .....	7
Мета роботи .....	8
Завдання кваліфікаційної роботи.....	8
Об'єкт дослідження .....	8
Предмет дослідження.....	8
Методи дослідження .....	9
Практичне значення одержаних результатів.....	9
Апробація та публікація роботи .....	9
РОЗДІЛ 2. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ З ПИТАНЬ РЕКОНСТРУКЦІЇ ТА ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД.....	10
2.1. Загальні відомості щодо реконструкцій об'єктів, що належать до історичної спадщини.....	10
2.2. Загальні відомості про обстеження.....	11
2.3. Загальні відомості про експериментальні дослідження та випробування. 14	
2.4. Інструменти та прилади, які застосовують при експериментальних дослідженнях та випробуваннях.....	21
РОЗДІЛ 3. ОПИС БУДІВЛІ, ЩО ПІДЛЯГАЄ ОБСТЕЖЕННЮ ТА ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	27
3.1. Місце розташування будівлі та її історична довідка .....	27
3.2. Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі театру .....	29
3.3. Експериментальне дослідження нетипового суміщеного покриття залу театру .....	38
3.4. Результати обстеження.....	46
РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ НЕТИПОВОГО ПРОСТОРОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ ГЛЯДАЦЬКОЇ ЗАЛИ БУДІВЛІ.....	48
4.1. Опис предмету дослідження.....	48
4.2. Розрахунок просторової монолітної залізобетонної конструкції.....	53
ВИСНОВОК.....	65
Список використаної літератури .....	66
Додаток А. Журнал статичного випробування монолітного залізобетонного покриття над залом для глядачів в осях 2-5/Д-К.....	67
Додаток Б. Схеми із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень .....	71
Додаток В. Відомості дефектів та пошкоджень об'єкта .....	81
Додаток Г. Фотографії дефектів та пошкоджень .....	86
Додаток І. Результати технічного обстеження .....	95
Додаток Д. Результати визначення міцності бетону конструкцій .....	97
Додаток Е. Розрахунок снігового навантаження .....	107
Додаток Є. Розрахунок вітрового навантаження .....	112
Додаток Ж. Матеріали конференції .....	118
Додаток З. Креслення.....	124

## РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

### Актуальність теми

В даний час в Україні йде повномасштабне вторгнення Російської федерації на її територію. За цей час зруйновано та знищено значну кількість історичних будівель та споруд, втрата яких є подією національного рівня. На тих територіях, де не ведуться активні бойові дії дуже важливо зберегти будівлі та споруди в їх аутентичній цілісності та вигляді. Тому актуальність реконструкції будівель історичного призначення на сьогоднішній день є безперечною.

Реконструкція будівель історичного призначення є надзвичайно важливою з кількох ключових причин. В першу чергу це збереження історичних будівель які є важливою частиною культурної спадщини нації. Реконструкція допомагає зберегти архітектурні особливості, мистецькі елементи та історичний контекст, що має велике значення для майбутніх поколінь.

Відновлені історичні будівлі можуть стати туристичними атракціями, приваблюючи відвідувачів і сприяючи розвитку місцевої економіки. Історичні будівлі можуть бути важливими освітніми ресурсами. Вони надають можливість вивчати архітектуру, історію та мистецтво різних епох. Реконструкція дозволяє проводити дослідження та отримувати нові знання про минуле.

Історичні будівлі є символами національної ідентичності та гордості. Їх збереження і реконструкція сприяють зміцненню зв'язків між минулим і теперішнім, формуванню почуття спільноти та національної єдності. І головне те, що реконструкція історичних будівель часто сприяє сталому розвитку міста, тому що є екологічно відповідальним підходом, оскільки дозволяє повторно використовувати існуючі будівлі, матеріали, зменшуючи таким чином потребу в нових ресурсах та мінімізуючи вплив на довкілля.

Реконструкція історичних будівель таким чином забезпечує збереження нашої спадщини, сприяє розвитку сучасних суспільств та підтримує стійке майбутнє, тому тема є актуальною.

## **Мета роботи**

Отримати та підтвердити дані щодо працездатності нетипового просторового перекриття глядацької зали будівлі театру та надати висновки з його технічного стану.

## **Завдання кваліфікаційної роботи**

Для досягнення мети потрібно вирішити наступні питання:

- провести натурне обстеження будівлі театру, з отриманням обмірних креслень;
- розробити креслення з дефектами поверхонь та конструкцій будівлі;
- провести натурні випробування міцності матеріалів нетипового конструктивного рішення перекриття глядацької зали будівлі театру руйнівними та неруйнівними методами дослідження;
- провести розрахунок просторової схеми нетипового конструктивного рішення перекриття глядацької зали будівлі театру методами чисельного моделювання з використанням ПК ЛИРА САПР та SCAD Office;
- надати оцінку несучої здатності та працездатності;
- з метою проведення реконструкції будівлі перевірити можливість зміни цільового призначення приміщень окремих поверхів.

## **Об'єкт дослідження**

Будівля театру юного глядача з особливливою увагою на нетипове конструктивне рішення перекриття глядацької зали будівлі театру що суміщене з конструкцією покриття.

## **Предмет дослідження**

Напружено-деформований стан елементів нетипового конструктивного рішення перекриття глядацької зали будівлі театру що суміщене з конструкцією покриття., оцінка його несучої здатності та працездатності.

## **Методи дослідження**

В кваліфікаційній роботі було використано метод натурних випробувань матеріалів та конструкцій та теоретичний числовий метод дослідження з використанням сучасного програмного комплексу, що реалізує метод скінчених елементів.

## **Практичне значення одержаних результатів**

Результати, що були отримані в кваліфікаційній роботі увійшли в Науково-технічний звіт Н 41-23-ТО від Науково-виробничого підприємства «Будівельна наука» Академії будівництва України.

## **Апробація та публікація роботи**

Результати дослідження опубліковано в матеріалах I Міжнародної науково-практичної конференції “FUTURE OF SCIENCE: INNOVATIONS AND PERSPECTIVES”, 25-27.11.2024, Стокгольм, Швеція. Ст. 305. <https://sci-conf.com.ua/i-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-future-of-science-innovations-and-perspectives-25-27-11-2024-stokgolm-shvetsiya-arhiv/>

## РОЗДІЛ 2. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ З ПИТАНЬ РЕКОНСТРУКЦІЇ ТА ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Для реалізації визначених завдань з метою реконструкції об'єкту було проведено обстеження будівлі театру, визначено фізико-механічні показники матеріалів будівлі та проведено повірочні розрахунки складових нетипового комбінованого просторового покриття.

### 2.1. Загальні відомості щодо реконструкцій об'єктів, що належать до історичної спадщини

*Реконструкція* — це процес зміни та оновлення існуючих будівель, споруд або інфраструктури з метою поліпшення їх функціональних, технічних чи естетичних характеристик. Реконструкція може бути частковою (внесення змін до окремих частин об'єкта) або повною (перебудова чи оновлення всієї споруди).

Завданням реконструкції може бути:

- Модернізація будівельних конструкцій, систем водопостачання, опалення, електропостачання та інших інженерних мереж.;
- Зміна функціонального призначення;
- Влаштування нових матеріалів та технологій для зменшення енергоспоживання;
- Оновлення фасаду, архітектурних елементів, відновлення історичної спадщини;
- Відповідність сучасним нормативам і стандартам.

Етапи робіт по реконструкції будівель:

1) **Оцінка стану об'єкта:** Вивчення існуючої споруди або інфраструктури для визначення її технічного стану та можливостей для реконструкції. На цьому етапі можуть виконуватися інженерні обстеження, аналіз документів та інших даних;

2) **Проектування:** Розробка проекту реконструкції, яка включає архітектурні, технічні та інженерні рішення. Це також передбачає узгодження проекту з відповідними органами;

3) **Отримання дозволів:** Ухвалення необхідних дозволів та погоджень на проведення будівельних робіт;

4) **Будівельні роботи:** Демонтаж застарілих конструкцій або підготовка до оновлення. Впровадження запланованих змін, монтаж нових елементів, покращення інженерних систем тощо;

5) **Завершення робіт та введення об'єкта в експлуатацію:** Останні оздоблювальні роботи, перевірка технічних систем, введення об'єкта в експлуатацію та передача користувачу;

6) **Технічне обслуговування та моніторинг:** Оцінка ефективності реконструкції після завершення будівельних робіт і регулярне обслуговування об'єкта.

В даному об'єкті виникло питання можливості зміни цільового призначення приміщень окремих поверхів.

## 2.2. Загальні відомості про обстеження

Так як в будівлі було проведено обстеження технічного стану її елементів та самої будівлі віцлому приведемо загальні відомості щодо цілей та порядку проведення обстеження та діючої нормативної документації.

Технічне обстеження будівель і споруд проводиться для визначення їхнього реального технічного стану, виявлення можливих дефектів та проблем, а також для оцінки безпеки й надійності конструкцій. Це є необхідним етапом перед початком реконструкції, капітального ремонту, модернізації або перед введенням об'єктів в експлуатацію чи зміною їхнього функціонального призначення.

Обстеження об'єктів здійснюється у таких випадках:

- настання строку чергового планового обстеження;
- виявлення дефектів, пошкоджень або деформацій під час поточного огляду й технічного обслуговування;

- необхідність ухвалення рішення про подальшу експлуатацію або демонтаж об'єкта через пошкодження, спричинені непередбаченими впливами;
- перевірка технічного стану об'єкта для виконання проєктних робіт із капітального ремонту, реконструкції або реставрації;
- перевірка на відповідність об'єкта потребам осіб з інвалідністю та інших маломобільних груп населення.

При виконанні технічного обстеження будівель та споруд в Україні слід орієнтуватись на кілька нормативних документів, які регламентують порядок, вимоги та методи проведення таких обстежень. Основними нормативними документами є:

[1] - Цей стандарт встановлює загальні принципи щодо забезпечення надійності та довговічності будівель та споруд під час їх експлуатації.

[2] - Стандарт стосується вимог до механічної безпеки будівель та споруд під час експлуатації.

[3] - Цей документ використовується під час обстежень, коли передбачено ремонт або підсилення конструкцій.

[4] - Настанова містить основні вимоги, процедури проведення обстеження та методичні рекомендації з оцінки технічного стану об'єктів.

Закон України "Про будівельні норми" — визначає загальні правові засади у будівництві та встановлює вимоги до безпеки, надійності та якості будівельних робіт і об'єктів.

Вище перелічені нормативні документи містять вимоги до процедур проведення обстежень, методики оцінки технічного стану та рекомендації для подальших дій (наприклад, ремонту або підсилення).

Обстеження будівельних конструкцій включає три основні етапи:

- ознайомлення з проєктною документацією, робочими і виконавчими кресленнями, актами на приховані роботи, а також аналіз матеріалів попередніх обстежень і випробувань (за їх наявності);
- візуальний огляд об'єкта для перевірки його відповідності проєкту, виявлення видимих дефектів та їх фіксація (тріщини, проточки, відшарування захисного шару в залізобетонних елементах, корозія металевих частин, прогини

елементів, стан стиків, зварних, болтових та клепаних з'єднань тощо), складання схем дефектів споруди, виконання випробувань неруйнівними методами;

- аналіз технічного стану споруди та розробка рекомендацій щодо усунення виявлених дефектів.

Визначення характеристик конструкцій під час обстеження виконують за допомогою наступних методів:

- візуальний;
- механічний;
- лабораторних випробувань;
- натурних випробувань конструкцій;
- фізичного;
- комплексного.

**Візуальний метод** дозволяє оцінити якість і стан конструкцій через зовнішній огляд і застосування простих вимірювальних інструментів. Його перевага - швидке отримання даних для оцінки стану та зносу конструкцій, недолік - неможливість визначення фізико-механічних властивостей матеріалів.

**Механічний метод** базується на визначенні міцності матеріалу через залежність з іншими властивостями, виміряними в конструкції. Його перевага - можливість отримання кількісної оцінки фізико-механічних властивостей матеріалів без відбору проб у польових умовах; недолік - обмежена точність.

**Метод лабораторних випробувань** використовує зразки, відібрані з конструкцій, для визначення характеристик матеріалів з високою точністю, що корисно для підготовки даних для проєктів реконструкції. Недоліком є висока трудомісткість і, іноді, неможливість відбору зразків у критичних ділянках.

**Метод натурального випробування** надає точну інформацію про напружений стан конструкцій з урахуванням їх реальної роботи. Його застосовують для обстеження будівель високої капітальності та цінності. Недолік - висока трудомісткість.

**Фізичні методи випробувань** використовують фізичні параметри (хвильовий рух, електромагнітне поле, іонізуюче випромінювання тощо) для

визначення характеристик матеріалів без відбору зразків та пошкодження конструкцій. Недоліком є низька надійність і висока вартість апаратури.

**Комплексний метод** передбачає одночасне використання електронно-акустичних, радіометричних та інших методів для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів із застосуванням ЕОМ. Метод активно розробляється та застосовується в експериментах. Недолік - складність забезпечення роботи електронної апаратури в реальних умовах.

Результати обстеження документуються в паспорті об'єкта, який формується з використанням Реєстру будівельної діяльності.

Для виконання поставлених задач на даному об'єкті було проведено візуальне та інструментальне обстеження, з метою виявлення, фіксацією та визначенні габаритів дефектів, також визначенні міцності матеріалів обстежуваних конструкцій. Були застосовані візуальний та механічний методи для виконання обстежень, слід зазначити, що також було необхідним використати метод натурного випробування, щоб перевірити фактичну несучу здатність згідно нормативних документів.

### **2.3. Загальні відомості про експериментальні дослідження та випробування**

При проведенні обстежувальних робіт будівлі, з метою визначення працездатності елементів будівлі було проведено експериментальні дослідження фізико-механічних характеристик матеріалу несучих конструкцій. Приведемо загальні дані щодо мети, задачі, методики та способів проведення експериментальних випробувань

*Експериментальне випробування будівель та споруд* — це комплекс операцій, спрямованих на виявлення та перевірку стану й працездатності будівельних об'єктів і їх окремих елементів.

Метою експериментальних досліджень і випробувань будівельних матеріалів та конструкцій є забезпечення надійності та довговічності будівель і споруд на етапах проєктування, будівництва та експлуатації, одночасно знижуючи їхню вартість та матеріаломісткість.

Сьогодні проектування будівельних конструкцій з усіх видів матеріалів здійснюється за методикою розрахунку на граничні стани, згідно з якою до конструкції або споруди висуваються такі вимоги:

- споруда загалом та її окремі конструктивні елементи повинні мати достатню несучу здатність (міцність, стійкість форми та положення);
- переміщення та розкриття тріщин мають залишатися в межах, що забезпечують нормальні умови експлуатації конструкції.

Потреба в експериментальному дослідженні конструкції чи споруди виникає через умовність розрахункової схеми, її відмінність від реальної роботи конструкції, умовність розрахункових характеристик матеріалів, а також через вплив зовнішніх факторів, які важко врахувати повною мірою. Існують значні відмінності між реальною роботою конструкції та її теоретичною моделлю. Тому випробування стають засобом, що дозволяє отримати дані про відповідність реальної конструкції її теоретичній моделі, підтверджуючи або уточнюючи розрахункові положення та вносячи необхідні корективи.

Основні завдання досліджень та випробувань будівельних матеріалів і конструкцій:

- забезпечення відповідності експлуатаційним умовам під час експериментальних досліджень;
- визначення відмінностей між реальною розрахунковою схемою дослідної конструкції та її теоретичною моделлю;
- визначення фактичних фізико-механічних характеристик матеріалів, з яких виготовлено конструкції;
- аналіз реальної роботи складних ділянок конструкцій (наприклад, ділянок із концентрацією напружень), вузлів, стиків тощо;
- встановлення фактичного напружено-деформованого стану конструкції на всіх етапах навантаження;
- оцінка несучої здатності, механізму та характеру руйнування конструкції;
- вдосконалення конструкції на основі отриманих результатів;

- внесення коректив у наявний або розробка нового методу розрахунку.

Найголовніша мета випробувань будівель та споруд являє собою встановлення відповідності між реальною поведінкою будівельної конструкції та її розрахунковою моделлю.

Один із важливих етапів для оцінки технічного стану та надійності будівель та споруд являють собою *натурні випробування*. Вони виконуються з метою підтвердження розрахунків, виявлення можливих дефектів та прогнозування подальшої експлуатації об'єкта.

Основні види натурних випробувань:

1) Статичні випробування — застосування постійного навантаження на конструкції для визначення їх деформацій та стану;

2) Динамічні випробування — випробування конструкцій під дією динамічних навантажень, таких як коливання або поштовхи, щоб оцінити їх здатність витримувати тимчасові чи миттєві впливи;

3) Неруйнівні методи контролю — використання ультразвукових, рентгенівських або інших методів, які не пошкоджують конструкції, але дозволяють оцінити їх внутрішній стан.

Під час випробувань на досліджуваний об'єкт подається статичне або динамічне навантаження. Вибір типу навантаження, його схеми та послідовності є важливим етапом підготовки експерименту, оскільки саме від цього залежить рівень трудовитрат і можливість досягнення найбільш несприятливого напружено-деформованого стану конструкції.

Статичним навантаженням може бути власна вага матеріалу, якого застосовуємо при випробуванні, або створене тиском спеціального обладнання.

Ефективний метод визначення зовнішнього навантаження полягає у встановленні динамометрів для стиснення або розтягу між досліджуваною конструкцією та навантаженням. Динамометри можуть бути механічними або електромеханічними. Механічні працюють на основі залежності між зусиллям і деформацією пружини, яка перетворюється у кутове переміщення стрілки на індикаторі годинникового типу.

Електромеханічні динамометри містять пружний сталевий стержень з наклеєним на нього тензорезистором. Зчитування інформації здійснюється за допомогою будь-якого реєструвального тензометричного приладу.

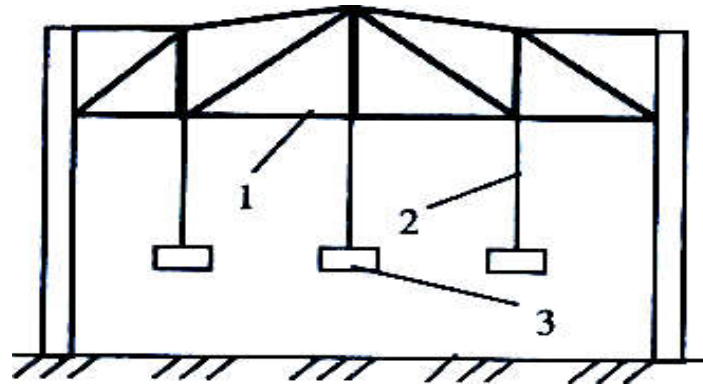


Рис. 2.1. Спосіб підвішування: 1 – конструкція ферми; 2 – підвіска; 3 – вантаж

У натурних експериментах найпростішим способом створення зосереджених навантажень є підвішування вантажу, при якому прикладене зусилля не залежить від прогину конструкції (Рис. 2.1).

Однак ця схема, яка широко використовується на практиці, має недоліки з точки зору безпеки, оскільки дослідники змушені перебувати під навантаженою конструкцією.

Більш раціональним способом прикладання зосереджених навантажень є метод натягу (Рис. 2.2).

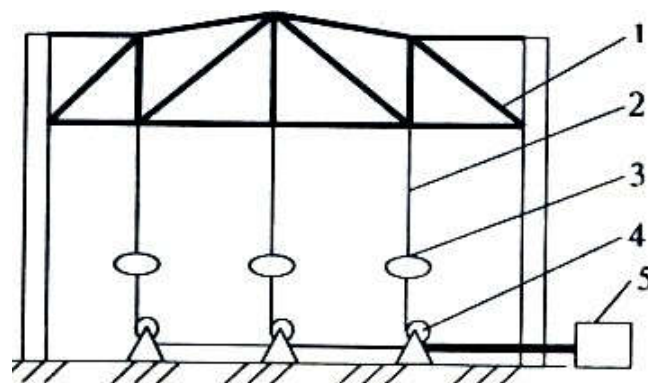


Рис. 2.2. Спосіб натягу: 1 – конструкція ферми; 2 – підвіска; 3 – динамометр; 4 – блок; 5 - агрегат

Схема, зображена на рис. 2.2, дозволяє імітувати розподілене навантаження за допомогою зосереджених сил. Для досягнення похибки у 10% в середині прольоту при рівномірно розподіленому навантаженні його можна замінити трьома зосередженими силами. Для досягнення 5% похибки потрібно прикласти чотири зосереджені сили по всій довжині прольоту.

Використання натяжних пристроїв позбавляє необхідності зважувати та переміщувати вантаж, дозволяє задавати довільний напрямок зусиль, потребує компактного обладнання, забезпечує швидку зміну рівня навантаження і дає можливість контрольованого зняття навантаження.

До недоліків цього методу належить потреба в постійному регулюванні зусиль при одночасному прикладенні кількох навантажень, а також чутливість до пластичних деформацій конструкції під довготривалим навантаженням. Проте ці недоліки можуть бути вирішені автоматичним контролем із застосуванням мікропроцесорної техніки.

Використання методів неруйнівних випробувань конструкцій та їх елементів дозволяє зберегти експлуатаційну придатність об'єкта без порушення його несучої здатності та виявити його справжній стан. Ці методи дозволяють визначити вологість заповнювачів бетону, ступінь ущільнення бетонної суміші під час формування, густина і міцність бетонів у виробі, а також проводити дефектоскопію конструкцій.

Неруйнівні методи зазвичай ґрунтуються на приблизному визначенні властивостей та характеристик об'єкта випробувань і поділяються на різновиди за видами випробувань:

- методи проникнення середовищ, що ґрунтуються на реєстрації індикаторних рідин або газів, які проникають у матеріал об'єкта;
- механічні методи випробувань, які полягають в аналізі місцевих пошкоджень, переміщень при введенні навантажувального органу в матеріал і вивченні поведінки об'єктів у резонансному стані;
- акустичні методи, що використовують ультразвукове навантаження для визначення параметрів пружних коливань і реєстрації акустоемісійних ефектів;

- оптичні методи, які включають випробування моделей і конструкцій за допомогою напрямленого та відображеного випромінювання;
- магнітні методи, зокрема індукційний та магнітопорошковий;
- радіаційні методи, що використовують нейтрони, радіоізотопи та гальмівне випромінювання;
- теплові методи, засновані на аналізі теплових полів і контрасту теплових характеристик об'єктів;
- радіохвильові методи, що базуються на розповсюдженні високочастотних і надвисокочастотних хвиль у досліджуваних об'єктах;
- електричні методи, що ґрунтуються на оцінці електроємності, електроіндуктивності та електроопору об'єкта.

Оцінюючи можливості руйнівних і неруйнівних методів випробувань споруд, слід зауважити, що руйнівні методи застосовуються лише для модельних випробувань і дослідження прототипів нових конструкцій, а також для вибіркового контролю виробів на стадії їх виготовлення. Неруйнівні методи не порушують експлуатаційні характеристики досліджуваних об'єктів. Вони дозволяють визначити фактичний стан конструкцій, порівняти їх реальні властивості з проектними та передбачити потенціал для подальшої експлуатації.

Значну увагу приділяють розвитку неруйнівних методів випробувань конструкцій та їх елементів. Прогрес у фізиці та радіоелектроніці сприяв створенню та впровадженню низки ефективних методів контролю якості матеріалів, виробів та конструкцій. Ці методи мають кілька суттєвих переваг, зокрема:

- 1) збереження цілісності контрольованої конструкції або виробу, що означає, що під час випробувань конструкція чи виріб не зазнають пошкоджень, а отже, їх несуча здатність не знижується;
- 2) можливість багаторазового випробування зразка або конструкції протягом часу як під час виготовлення, так і під час експлуатації, що дозволяє отримати більш точні характеристики та виявити закономірності зміни вимірюваних показників з часом;
- 3) відносно низьке споживання часу на проведення досліджень;

4) здатність визначати необхідні характеристики в будь-якій доступній точці об'єкта.



Рис. 2.3. Схема класифікації неруйнівних методів

Окрім переваг, неруйнівний метод має і недолік: результати випробувань не отримуються безпосередньо у вигляді шуканої характеристики, такої як межа міцності, густина чи модуль пружності матеріалу. Замість цього вони виявляються через побічні показники, наприклад, швидкість проходження ультразвуку, діаметр відбитка тощо. Це вимагає додаткового встановлення зв'язку між отриманими експериментальними даними та шуканою характеристикою.

На даному об'єкті було використано неруйнівний метод визначення фізико-механічних характеристик залізобетонних колон будівлі, та залізобетонних несучих елементів нетипового суміщеного просторового покриття. Міцність бетону визначалась склерометричними методами за допомогою Молотока Шмідта (Фото 2.8) різних маркувань, згідно від матеріалу конструкцій.

## 2.4. Інструменти та прилади, які застосовують при експериментальних дослідженнях та випробуваннях

*Гідравлічні домкрати* застосовуються для створення навантаження на досліджувану конструкцію. Вибір домкрата залежить від необхідного навантаження.



*Фото. 2.1. Гідравлічний домкрат ДГ-200-200*

Застосовуючи *електромеханічні динамометри* в схемах навантаження конструкцій, можна автоматизувати контроль тиску в усіх гідравлічних домкратах та підтримувати необхідний рівень навантаження протягом усього процесу випробувань.



*Фото. 2.2. Динамометр електронний DS2-1000N (100 кг)*

*Тензометри* - це прилади, призначені для вимірювання деформацій, спричинених механічним навантаженням у твердих тілах. Вони використовуються для вивчення розподілу деформацій у конструкціях і спорудах, а також під час механічних випробувань матеріалів.

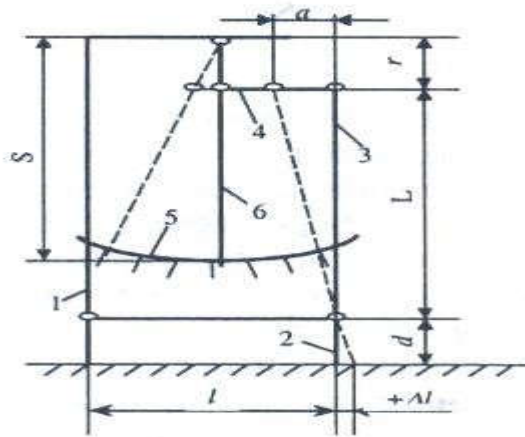


Рис. 2.4. Схема механічного тензорезистора:

1 – конус, 2 – призма, 3 – важіль вертикальний, 4 – важіль горизонтальний, 5 – шкала, 6 – стрілка

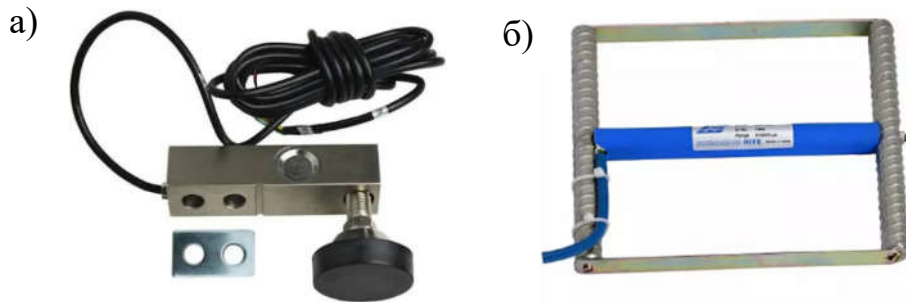


Фото. 2.3. Тензометри:

а) Електронний балочний для навантаження в 1 т;  
 б) Струнний для торкрет-бетону EDS-30V

Прогиноміри — це прилади, призначені для вимірювання прогинів, вертикальних та інших переміщень в будь-якому напрямку.



Фото. 2.4. Прогиноміри: а) Прогиномір Максимова ПМ-2 (3);  
 б) Прогиномір Аістова ПАО-6 (5)

*Клинометр* - прилад для вимірювання вертикальних кутів, визначення нахилу лінії або площини.

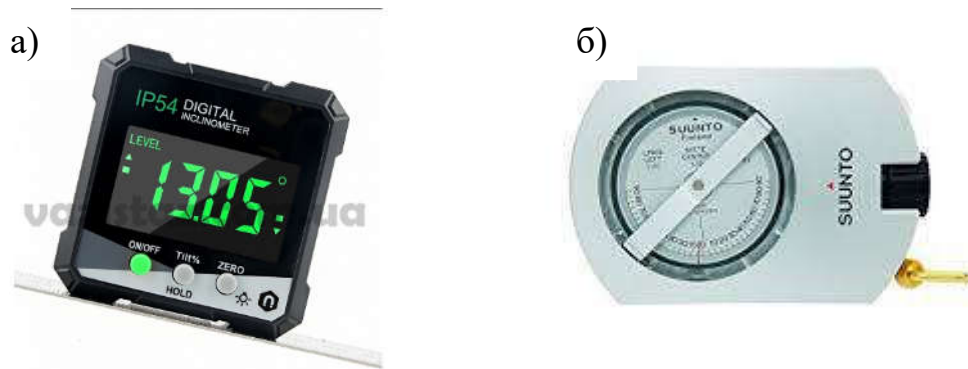


Фото. 2.5. Клинометри: а) Digital Inclinometer RZ838; б) SUUNTO PM 5

*Вібрографи* - вимірюють і записують лінійні переміщення об'єкта, що коливається.

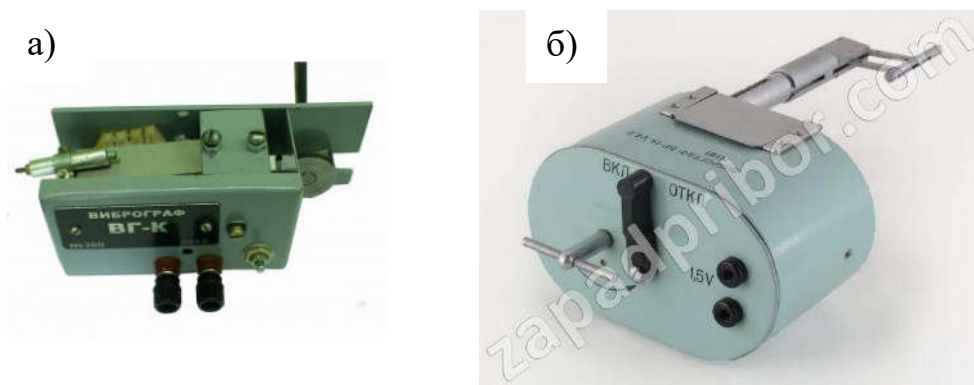


Фото. 2.6. Вібрографи: а) ВГ-К; б) ВР-1А

*Лазерні дальноміри* - прилади, що вимірюють відстані між конструкціями, або їх елементів використовуючи лазерний промінь.



Фото. 2.7. Лазерний дальномір

*Склерометр* - прилад для визначення міцності матеріалів також відомий як Молоток Шмідта. Був використаний при нашому експериментальному дослідженні.



*Фото. 2.8. Молоток Шмідта*

*Молоток Кашкарова* - інструмент, призначений для визначення міцності залізобетонних виробів або монолітного залізобетону методом відбитку, тобто пластичних деформацій.



*Фото. 2.9. Молоток Кашкарова*

*Ультразвукові дефектоскопи* – прилади, що застосовуються для перевірки матеріалів на наявність дефектів, таких як тріщини та розриви, перевірка зварних швів.



*Фото. 2.10. Ультразвукові дефектоскопи:  
а) ПУЛЬСАР-1.1; б) PCE-FD20*

*Лазерний нівелір* - прилад, призначений для визначення прогинів та відхилення конструкцій по вертикалі та горизонталі.



*Фото. 2.11. Лазерний нівелір Bosch Professional GCL 2-50*

*Механічна рулетка* – для визначення необхідних розмірів, наприклад перерізів конструкцій чи відстаней між ними в межах 3-х до 10-ти метрів.



*Фото. 2.12. Механічна рулетка*

*Штангенциркуль* – для визначення розкриття тріщин, також для визначення діаметрів конструкцій та їх армування.



*Фото. 2.13. Штангенциркуль*

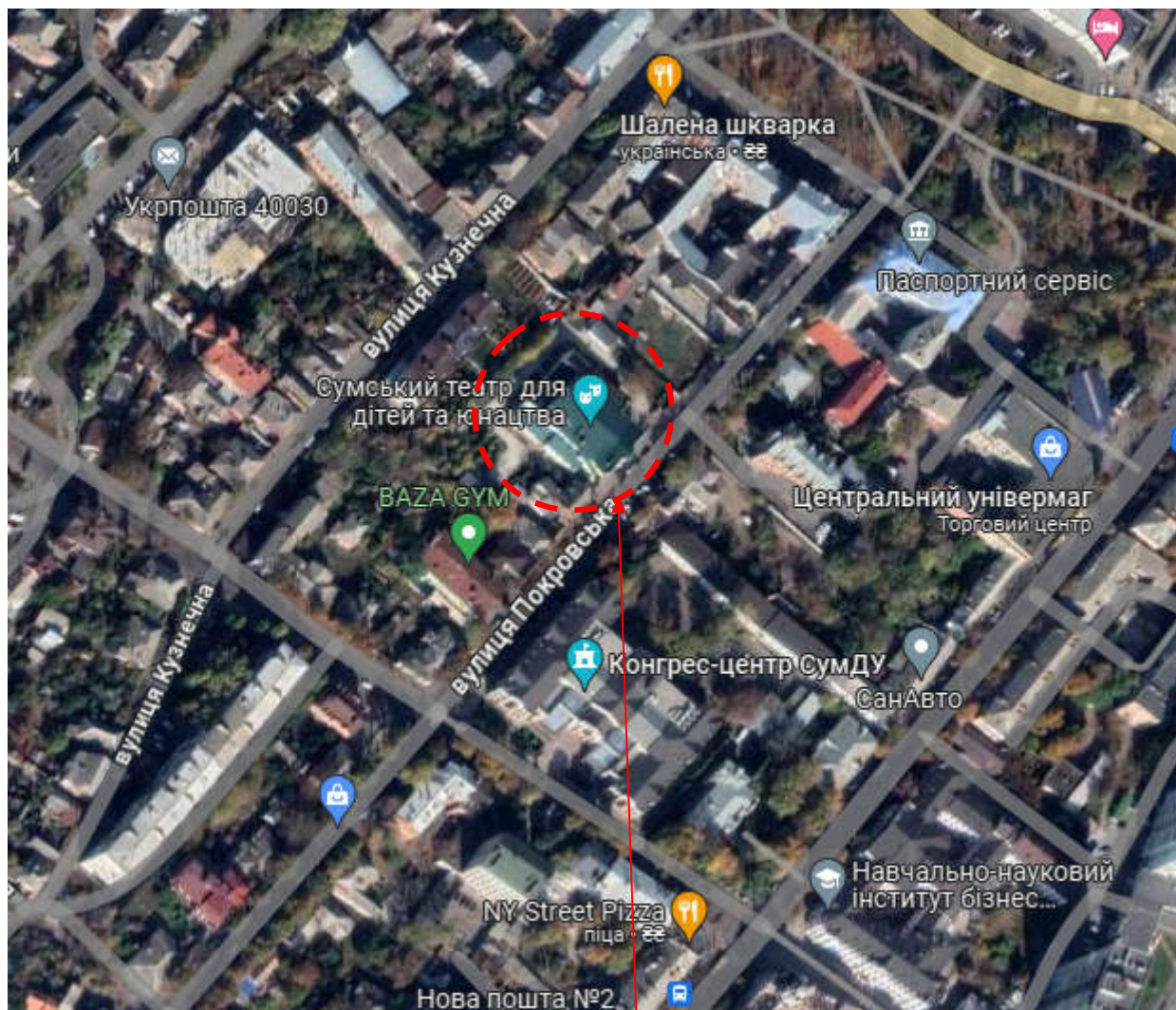
При проведенні інструментального обстеження нашої будівлі було використано:

- Лазерний далекомір Leica DISTO A5;
- Механічна рулетка Montero 5 м;
- Штангенциркуль Торех;
- Молотки Шмідта-225, 75 та 20;
- Лазерний нівелір PLS<sup>3</sup> із штативом.

## РОЗДІЛ 3. ОПИС БУДІВЛІ, ЩО ПІДЛЯГАЄ ОБСТЕЖЕННЮ ТА ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ

### 3.1. Місце розташування будівлі та її історична довідка

Будівля театру для дітей та юнацтва розташована по вул. Покровська, 6 у м. Суми (Фото 3.1).



Місце розташування об'єкту

*Фото. 3.1. Схема розташування об'єкту*

Будівля театру є пам'яткою архітектури ХХ століття і взята на державний облік.

Таблиця 3.1. - Характеристика території розміщення об'єкта.

№ з/п	Назва показника	Значення
1	Кліматичний район	I
2	Сніговий район	6 (167 кг/м <sup>2</sup> )
3	Вітровий район	2 (42 кг/м <sup>2</sup> )
4	Характеристика ґрунтової основи	Дані відсутні*

\* відповідно до обстеження, проведеного в 1992 році природною основою для фундаментів є суглинки тверді, що здатні до просідання. Під суглинками залягає невеликий шар супіску, що теж здатний до просідання, під яким розташований піщаний ґрунт.

Історично, будівля театру побудована у 1907 році та виконана в стилі «модерн» за проектом відомого архітектора з Харкова Гінзбурга О.М. Історики стверджують, що аналогічна будівля театру є лише у французькому місті Ніцца.

Зовнішній вигляд самої будівлі далеко не єдина його перевага, весь інтер'єр був прорахований до дрібниць, та надавав будівлі художнє враження (Фото 2.13).



Фото 3.2. Фасад головного входу та внутрішній вигляд зали

Сама будівля театру складена з декількох частин, що побудовані в різний час. Основна частина будівлі яка включає глядацьку залу, сцену, вестибюль, фойє, зведена в 1909 році. Під час реконструкції 1946-1948 років було прибудовано додаткові адміністративно-побутові та допоміжні приміщення театру.

### 3.2. Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі театру

#### *Об'ємно-планувальне рішення будівлі театру*

Станом на 2024 рік проектної документації даної будівлі не збереглася. згідно інформації із звітів попередніх обстежень будівлі можна виконати наступний опис будівлі та її конструктивних елементів.

Будівля складної форми у плані. Габаритні розміри в вісях 44,38x33,58 м. Висота будівлі складає 15,9 м. Висота приміщень першого поверху становить 3,4 м, а другого 4,8 м. Висота зали для глядачів – 8,9 м, а висота сцени становить 9,5 м.

В осях 1-5 і К (+8,65 м у бік осі Е)-П розміщено підвал (Рис. 3.1) різної висоти: 2,0 м, 3,1 м, 4,4 м.

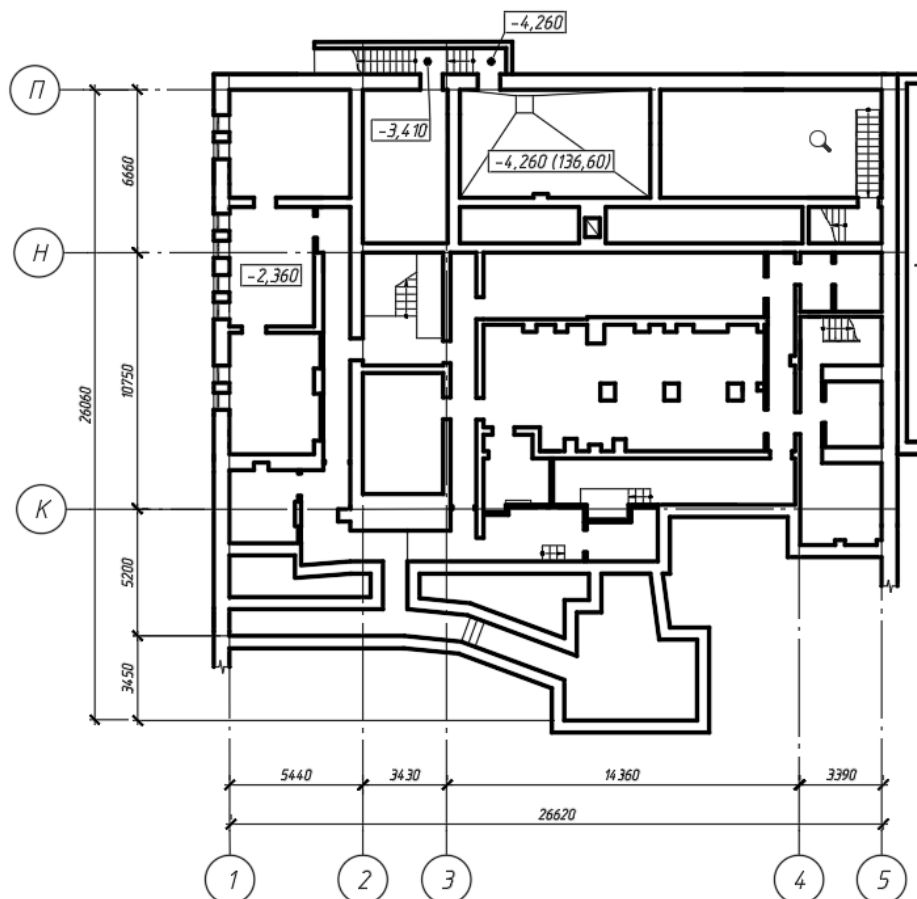


Рис. 3.1. План підвального поверху

Будівля складається з кількох частин, збудованих у різний час. Основна будівля, яка розташована в осях 2-5/А-Н, була зведена в 1909 році та в свою чергу поділяється на три частини:

- Фойє (вестибюль, каси) знаходиться в осях А-Д та 2-5;
- Зала для глядачів в осях Д-К та 2-5;
- Сцена в осях К-Н та 2-5.

При реконструкції 1946-1948 р. було прибудовано додаткові прибудови, в яких розміщено адміністративно-господарські та допоміжні приміщення.

До осі Н, в осях 2-5, прибудовано одноповерховий об'єм для розміщення складу-кишені з висотою приміщення 9,5 м.

До осі 2 в осях Г-П, прибудований одно-двоповерховий об'єм (другий поверх розташований в осях Е-К) для розміщення допоміжних приміщень висотою 2,7 м.

До осі 5 в осях Е-П, прибудований двоповерховий обсяг з розміщенням адміністративно-допоміжних приміщень висотою 2,7 м.

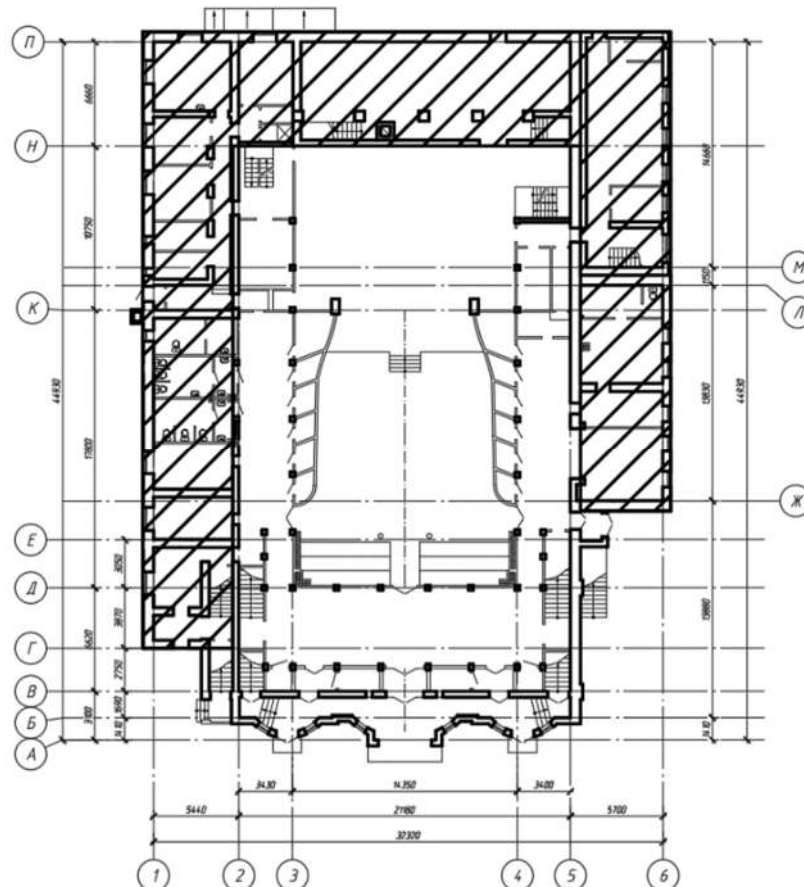


Рис. 3.2. План першого поверху із зазначенням прибудов (заштриховані)

Головний вхід до будівлі театру розташований з боку осі А.

### ***Конструктивне рішення будівлі***

Конструктивна схема будівлі театру має змішану схему.

Так, як будівля була побудована на початку ХХ століття, на той час не було розвинене серійне виробництво бетонних конструкцій, всі конструктивні елементи, окрім стін та металевих ферм, виконані з монолітного залізобетону. Тобто, будівля має цегляні зовнішні та внутрішні стіни, перекриття, монолітні колони на які спираються металеві ферми, просторова конструкція покриття та плита покриття.

Безкаркасна – інша частина будівлі, тобто прибудови мають цегляні стіни з обпиранням на них дерев'яних перекриттів та покриттів.

Будівля має підвальний поверх в межах основної будівлі з відмітками - 4,260 м, -3,410 м та -2,360 м.

Конструкція покриття основної будівлі двоскатна в осях 2-5 та конструкція покриття у прибудов в осях 1-2, 5-6 та 2-5/Н-П односкатна.

Покрівля над основною будівлею театру та її прибудовами виконані з дерев'яною кроквяної системи та неорганізованим водовідведенням.

### **Фундаменти**

Фундаменти під основною будівлею змішані, тобто під цегляними стінами виконаний стрічковий фундамент з цегляної кладки шириною 380 мм, а під колони – монолітні, стаканного типу з ребрами, розмірами в плані 1,5х1,5 м (Рис. 3.3, Фото 3.3). Під прибудовами влаштовані стрічкові фундаменти з цегляної кладки шириною 640, 510 та 380 мм.

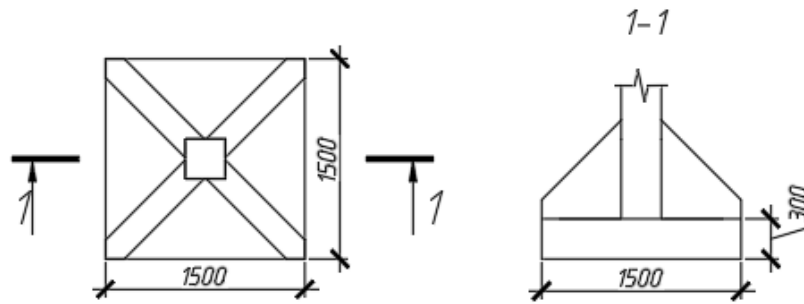


Рис. 3.3. Монолітний фундамент стаканного типу



Фото 3.3. Частини фундаментів стаканного типу в підвальному поверсі

По периметру будівлі влаштоване вимощення з покриттям із бетону з ухилом 3 %. Склад вимощення: бетон – 30 мм, підготовка із щебню – 150 мм, ущільнений ґрунт.

### Колони

Колони – монолітні, 29 шт. з перерізом 250х250 мм. Колони розташовані в основній частині будівлі та замуrowані цегляною кладкою по поверхах. Специфікацію колон див. табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Специфікація монолітних колон

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг.	Примітка
К-1		Колона монолітна 250х250 мм, L= 11890 мм	2		
К-2		Колона монолітна 250х250 мм, L= 12420 мм	12		
К-3		Колона монолітна 250х250 мм, L= 12930 мм	8		
К-4		Колона монолітна 250х250 мм, L= 13400 мм	13		

### Стіни

Зовнішні стіни основної будівлі виконані з повнотілої керамічної цегли шириною 640, 510 та 380 мм, а перегородки з повнотілої керамічної цегли шириною 120 та 380 мм обшиті гіпсокартонними листами.

Що стосується прибудов, то зовнішні стіни виконані з повнотілої керамічної цегли шириною 640, 510 та 380 мм, також внутрішні стіни з повнотілої цегли, але шириною тільки 510 та 380 мм. Перегородки теж з повнотілої керамічної цегли шириною 120 мм обшиті гіпсокартонними листами.

### Плити покриття та перекриття

За даними минулих обстежень було з'ясовано, що всі залізобетонні перекриття мають висоту рівну 350 мм.

Перекриття над глядацьким залом виконано у формі просторової залізобетонної конструкції, що складається з монолітних залізобетонних ферм з прольотом 21,6 м і ребристою монолітною залізобетонною несучою плити, ребра якої направлені вгору і з'єднані з нижніми поясами ферм. Ферми спираються на монолітні залізобетонні колони, а відстань між фермами становить 3,5 м.

Також присутні дерев'яні перекриття над сценою в осях 2-5/К-Н та в двоповерховій прибудові в осях 2-5/Н-П.

Щодо плит покриття, з результатів обстеження було виявлено ребристу монолітну залізобетонну плиту покриття з напрямком ребер вгору в осях 2-5/В-В (Рис. 3.4) та просторову монолітну залізобетонну конструкцію в осях 2-5/Д-К (Рис. 3.5).

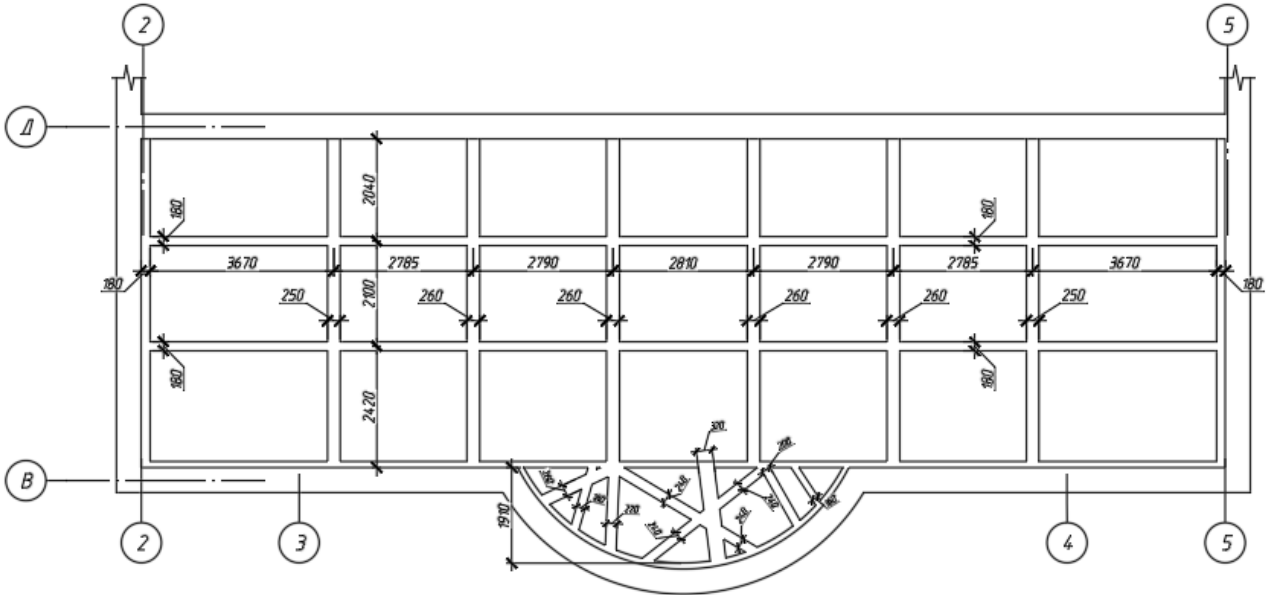


Рис. 3.4. Схема залізобетонної монолітно-ребристої плити перекриття в осях 2-5/В-Д

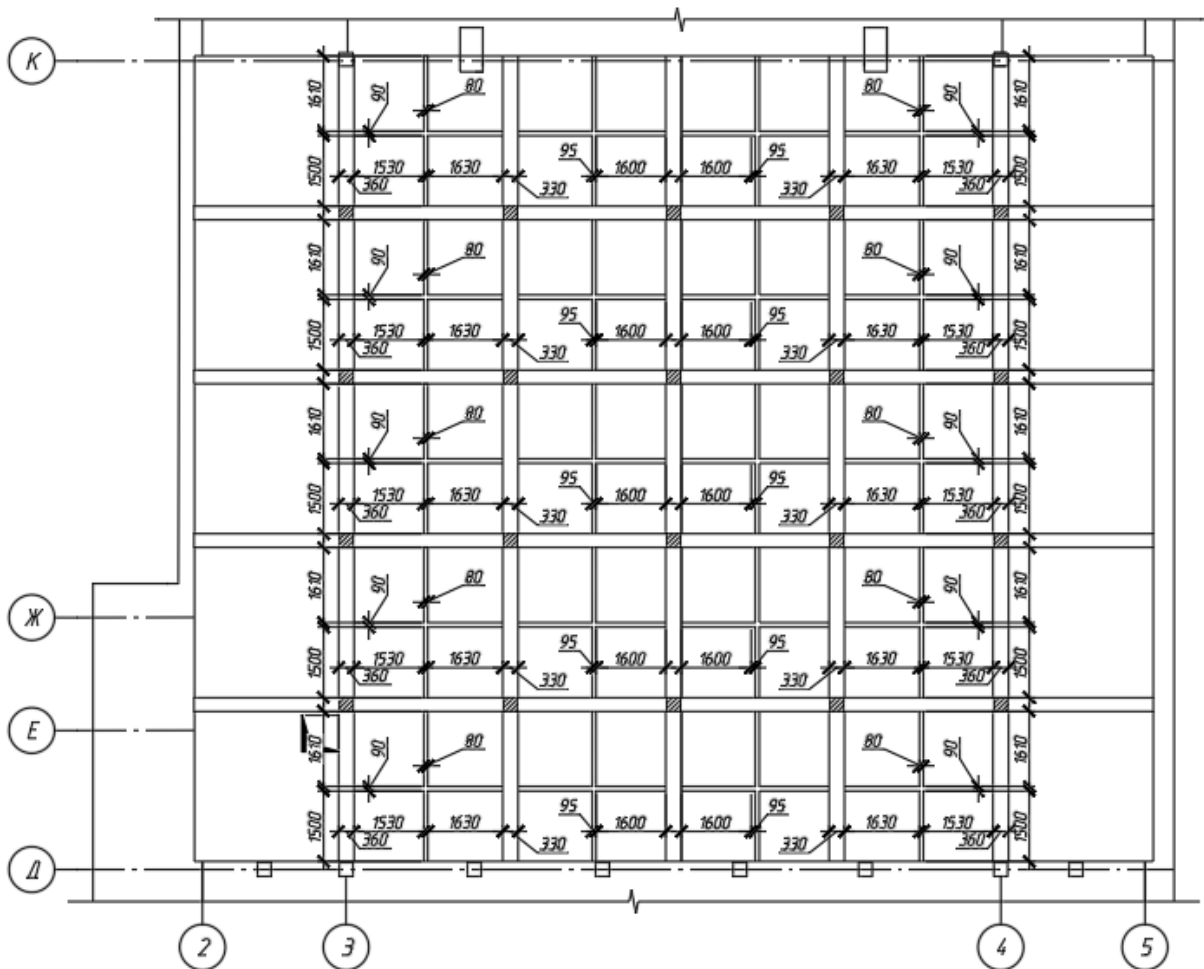


Рис. 3.5. Схема залізобетонної монолітно-ребристої плити перекриття в осях 2-5/Д-К

## **Віконні прорізи**

При останньому обстеженні, візуально було виявлено, що всі вікна в досліджуваній будівлі двокамерні металопластикові вікна.

## **Дверні прорізи**

Зовнішні двері наявні дерев'яні двостулкові на головному вході, по осі А та металеві одностулкові в інших місцях. Внутрішні двері, де тамбури – металопластикові, в інших місцях дерев'яні.

## **Підлоги**

Візуальним обстеженням було виявлено, що підлоги в підвалі та прибудовах виконані з цементно-піщаної стяжки. Приміщення зали та допоміжні в межах основної будівлі виконані з дощатого покриття підлоги. В залах відпочинку та коридорах – паркет. В усіх санвузлах будівлі виконана підлога з керамічної плитки.

## **Конструкція покриття**

Конструкції покриття в будівлі театру має різне конструктивне вирішення за призначенням та типом експлуатації.

Покриття в основній будівлі розділені на три типи, згідно розподілення її на частини в межах вісей 2-5/А-Н.

Тобто, в осях А-Д була дерев'яна кроквяна система. Наразі вона підсилена металевими підтримуючою системою.

Над залом для глядачів (в осях Д-К) конструкцією покриття виступають монолітні залізобетонні ферми трикутного обрису довжиною 21,5 м, що нижнім поясом влаштовані в просторову монолітну залізобетонну конструкцію та опираються на монолітні залізобетонні колони.

Конструкцією покриття над сценою між осями К-Н являє собою металеві ферми трикутного обрису (Рис. 3.6) довжиною 21,5 м, які з'єднані хрестовими в'язями та спираються на монолітні залізобетонні колони

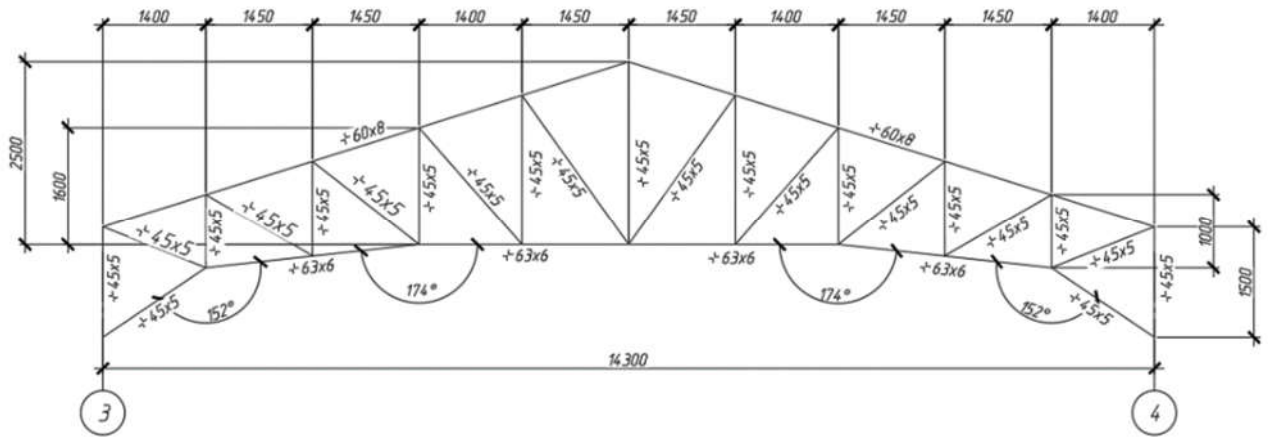


Рис. 3.6. Металева ферма над сценою

Прибудови до основної будівлі мають дерев'яну кроквяну систему в якості конструкції покриття.

### Покрівля

Склад покрівлі різний, тому був поділений на типи (див. табл. 3.3). Прибудови та частина основної будівлі в осях 2-5/А-В мають склад покрівлі типу І. Основна частина будівлі в осях 2-5/Д-К має ІІ тип покрівлі. Покрівля над сценою – ІІІ тип.

Таблиця 3.3 – Склад покрівлі

Тип	Склад	Товщина шару, мм
І	- Металочерепиця	0,6
	- Покрівельна оцинкована сталь	0,7
	- Дерев'яна обрешітка 50x50 мм	50
	- Крокви 100x200 мм	200
ІІ	- Металочерепиця	0,6
	- Покрівельна оцинкована сталь	0,7
	- Дерев'яна обрешітка 50x50 мм	50
	- Прогони із дерев'яних колод Ø 200 мм	200
	- Просторова монолітна залізобетонна конструкція	-

Тип	Склад	Товщина шару, мм
III	- Металочерепиця	0,6
	- Покрівельна оцинкована сталь	0,7
	- Дерев'яна обрешітка 50x50 мм	50
	- Мінераловатний утеплювач	100
	- Дерев'яна обрешітка 50x50 мм	50
	- Прогони із дерев'яних брусів 150x150 мм	150
	- Підшивна дошка	25

### **Зовнішнє та внутрішнє опорядження**

#### *Зовнішнє опорядження*

Зовнішнє опорядження виконано в двох варіантах. Перший – опорядження «Сайдинг» по цегляній кладці з мінераловатним утеплювачем товщиною 50 мм. Другий - декоративна штукатурка по цегляній кладці, без утеплення

#### *Внутрішнє опорядження*

Стосовно внутрішнього опорядження, то в підвальних приміщеннях виконано звичайне оштукатурення, а в інших приміщеннях виконано оштукатурення шпаклівкою по гіпсокартонним листам.

### **3.3. Експериментальне дослідження нетипового суміщеного покриття залу театру**

Під час проведення капітального ремонту будівлі театру для дітей та юнацтва по вул. Покровська, 6 у м. Суми було прийнято рішення про проведення додаткового обстеження технічного стану перекриття над залом для глядачів в осях 2-5/Д-К.

Результати перевірочних розрахунків, виконані в процесі обстеження перекриття над залом для глядачів в осях 2-5 і Д-К, показали, що подальша нормальна експлуатація перекриття можлива при виконанні робіт з посилення ряду елементів у кроквяних фермах, сполучних прогонів і усунення виявлених в них дефектів та пошкоджень.

Науково-виробниче підприємство «Будівельна наука» виконало обстеження, однак для прийняття позитивного рішення були потрібні додаткові експериментальні дані, враховуючи:

- відсутність проектної та виконавчої документації;
- відсутність розрахункових даних минулих років, що дають можливість визначити несучу здатність нетипового суміщеного покриття;
- тривалий термін експлуатації нетипового суміщеного покриття;
- наявність прихованих дефектів та пошкоджень нетипового суміщеного покриття,
- необхідно провести випробування плити покриття статичною навантаженням для підтвердження її несучої здатності.

Необхідно провести випробування нетипового суміщеного покриття статичним навантаженням для підтвердження його несучої здатності.

Для вирішення питань стало зрозуміла необхідність проведення випробування перекриття статичним навантаженням для підтвердження його несучої здатності з метою продовження нормальної служби під експлуатаційним навантаженням.

Враховуючи, що перекриття над залом для глядачів після випробування має бути передано в експлуатацію, випробування не повинно погіршувати його стан. Це означає, що в процесі застосування та витримування навантаження в

перекритті не повинні розвиватися залишкові деформації і, тим більше, порушуватися суцільність елементів конструкцій, яка в звичайних умовах експлуатації не могла б з'явитися.

Перед початком проведення експериментальних випробувань в ПК ЛИРА САПР було проведено розрахунок нетипового суміщеного покриття з метою визначення випробувального навантаження. Розрахунки та схема приведено в РОЗДІЛІ 4. Розрахункова схема приведена на рис. 3.7

Підготовчі роботи:

- До випробування переkritтя дозволяється приступати після закінчення робіт з посилення та відновлення елементів кроквяних ферм, сполучних прогонів та при наборі 100% міцності ремонтно-відновлювальної суміші CD22, застосованої для посилення та відновлення конструкцій переkritтя.

- Після закінчення відновлювальних робіт усі конструкції забарвлюються у білий колір.

- Випробування переkritтя дозволяється проводити лише за позитивної температури.

- Перед початком випробування переkritтя повинні бути змонтовані навантажувальні пристрої (шість підвісок-платформ) та підготовлені навантаження для них (мішки з піском). У плиті переkritтя просвердлюється отвір діаметром 20 мм, через який пропускається тяг діаметром 14 мм, що закріплюється за переkritтя. До нижнього кінця тяга кріпиться платформа (піддон) для розміщення вантажів. Платформа закріплена до ваги на висоті 50см від рівня підлоги зали.

- Випробування переkritтя проводиться загальним навантаженням 10,2т, розподіленим рівномірно на шість підвісок-платформ.

- Вибрана схема розподілу навантажень забезпечує у переkritті появу необхідних деформацій (прогинів), достатніх виявлення характеру поведінки переkritтя під навантаженням.

- Ґрунтуючись на прийнятому випробувальному навантаженні (10,2 т), визначаються відповідні цьому навантаженню значення переміщень (табл. 3.4).

Безпечним навантаженням для перекриття є характеристичне навантаження, яке в даний час включає вагу власної конструкції, даху та утеплювача, розташованого на монолітній залізобетонній плиті.

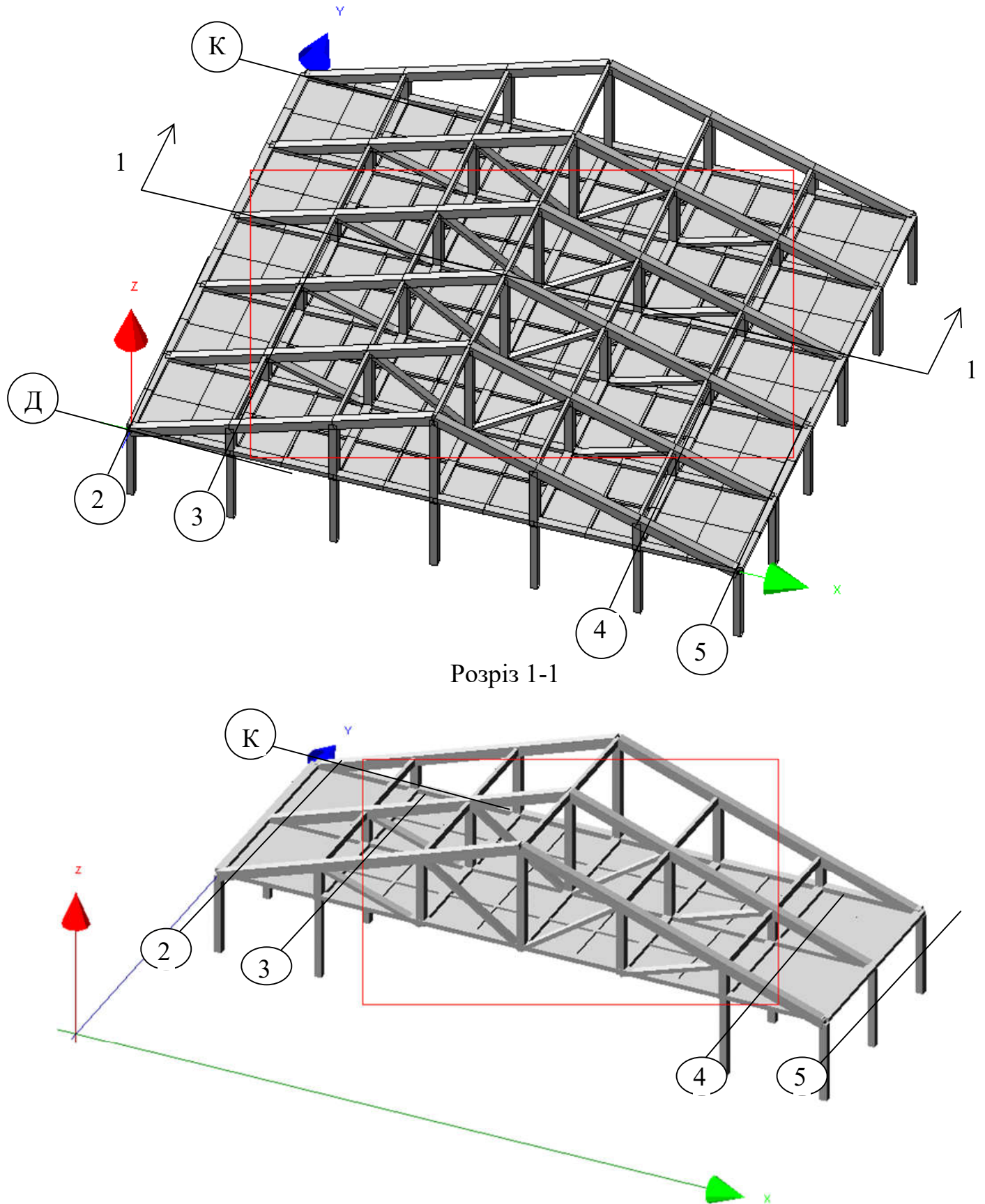


Рис. 3.7. Розрахункова схема монолітного перекриття з фермами у 3D

Виконувався розрахунок перекриття на випробувальне навантаження з визначенням очікуваних прогинів перекриття в центрі плити на кожному ступені навантаження (табл. 3.4).

Таблиця 3.4 – Розрахункові прогини кроквяних ферм на кожному ступені навантаження

Ступінь навантаження	Навантаження, кг	Прогини, мм			Δ для ферми 4, мм
		Ферма Ф3	Ферма Ф4	Ферма Ф5	
	0	5,16	5,16	4,64	0
1	1020	5,22	5,23	4,69	0,07
2	2040	5,27	5,29	4,74	0,13
3	3060	5,32	5,35	4,80	0,19
4	4080	5,38	5,41	4,85	0,25
5	5100	5,43	5,48	4,90	0,32
6	6120	5,48	5,54	4,95	0,38
7	7140	5,54	5,60	5,00	0,44
8	8160	5,59	5,67	5,06	0,51
9	9180	5,64	5,73	5,11	0,57
10	10200	5,70	5,79	5,16	0,63

Найбільші розрахункові прогини на кожному ступені навантаження виявляються у фермі 4. Отримані розрахункові прогини у фермі 4 на кожному ступені навантаження приймаються як контрольні для порівняння з ними фактичних прогинів перекриття при навантаженні його випробувальним навантаженням

Нормативне навантаження для горищного перекриття відповідно до [5] дорівнює 0,5 кПа (50 кг/м<sup>2</sup>). Для цього навантаження були розраховані очікувані переміщення центру плити, і максимальні розрахункові прогини від нормативного навантаження склали 0,32 мм. Згідно з [5], допустимі вертикальні прогини для перекриттів з прольотом 24 м складають 1/250L. Оскільки проліт

становить 21 м, межа прогину дорівнює 0,0864 м (86,4 мм), що значно перевищувало розрахункові значення прогинів від нормативного навантаження.

Під час натурального експерименту потрібно було навантажити перекриття вагою 16 т та виміряти відповідні прогини в центрі плити. Для цього в бетоні були просвердлені отвори діаметром 20 мм (Фото 3.4), через які були пропущені сталеві тяжі діаметром 12 мм для підвіски вантажів (Фото 3.5). Всього було встановлено 8 підвісок-платформ (Фото 3.6), на які розміщувалися вантажі з силікатної цегли вагою до 2,0 т (20 кН).



*Фото 3.4. Просвердлені отвори в перекритті*



*Фото 3.5. Сталеві тяжі для підвіски вантажів*



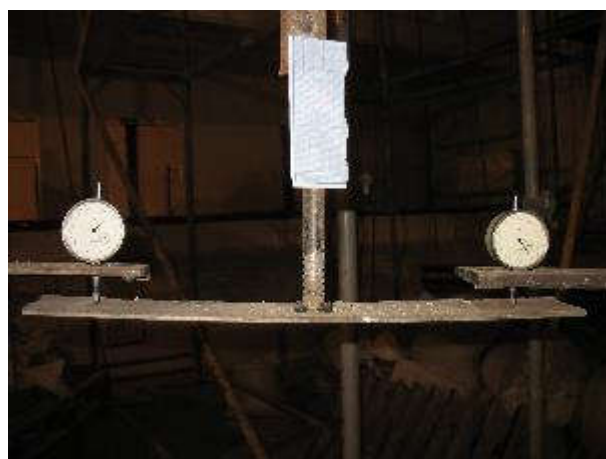
*Фото 3.6. Влаштовані підвіски-платформи*

Навантаження проводилося поступово, по 200 кг за один раз, всього було виконано 10 етапів. Після кожного етапу вимірювалися прогини, які збільшувалися приблизно на 0,03 мм на кожному етапі. Для точності вимірювання прогинів використовувався лазерний інтерферометр фірми Паккард, що дозволяє безконтактно вимірювати переміщення з точністю

0,01 мкм ( $1 \cdot 10^{-5}$  мм). У центрі плити був закріплений жорсткий стрижень у вигляді металевої труби діаметром 50 мм, нижній кінець якої знаходився на висоті 15 м від підлоги. До нижнього кінця стрижня була приварена горизонтальна пластина, до якої кріпився датчик інтерферометра. Датчик переміщався разом із покриттям, і його переміщення вимірювали приладом, розташованим над штативом під датчиком. Лазерний промінь націлювався на датчик, а при переміщенні датчика відбувалася інтерференція променів. Після обробки даних комп'ютером отримували інформацію про переміщення, тобто про прогин покриття.

Візуальне спостереження за технічним станом навантаження перекриття необхідно для реєстрації всіх змін, що відбуваються в конструкціях перекриття в ході випробування. Після застосування кожного ступеня навантаження проводиться огляд конструкцій перекриття для виявлення можливих пошкоджень, що з'являються.

Позначки на поверхні елементів ферм, прогонів, плити перекриття здійснюють фарбою (тонкою рисою) поряд з кожною тріщиною, обводять контури сколів та інших ушкоджень. Ушкодження зазначаються у журналі випробування перекриття, викреслюються з дотриманням масштабу. Пошкоджені місця у елементах конструкцій перекриття фотографуються.



*Фото 3.7. Визначення прогинів за допомогою лазерного інтерферометра*

Отримані значення прогинів, розраховані з використанням модуля деформацій  $5,25 \cdot 10^6$  МПа та виміряні в експерименті, показали, що коефіцієнт

варіації становив 0,032 це означає, що похибка експерименту не перевищує 3,2 %. Це є добрим результатом для натурних випробувань. Під час зняття випробувального навантаження також проводилися вимірювання прогинів.

Порівняння прогинів під навантаженням та після зняття навантаження показали, що на кожному етапі перекриття діяло пружно, оскільки прогини після зняття навантаження поверталися до початкового положення.

Випробуванням охоплені всі елементи кроквяних ферм, плити перекриття, сполучні прогони кроквяних ферм.

Вибрана схема завантаження перекриття забезпечувала появу в елементах кроквяних ферм, плити перекриття необхідної напруги, деформацій, достатніх для визначення прогинів перекриття під навантаженням.

Навантаження до перекриття прикладалося послідовно ступенями (10-ти ступенів). Кожен ступінь навантаження дорівнював 10% від максимального навантаження (10200кг) і становить 10,2т.

Після кожного ступеня навантаження перекриття витримувалося під навантаженням 30 хвилин до згасання деформацій, потім навантаження збільшувалася на один ступінь.

Послідовне збільшення навантаження та витримка перекриття після кожного ступеня навантаження дали можливість отримати правильну картину залежності деформацій та переміщень перекриття при різних величинах випробувального навантаження.

У процесі випробування перекриття вівся журнал, куди заносили значення приладів, особливості проведення перекриття під навантаженням. Огляд конструкцій перекриття проводився щоразу після збільшення навантаження на один щабель. При наближенні навантаження до нормативної особлива увага приділялася виявленню тріщин у конструкціях перекриття. Результати приведено у таблицях ДОДАТКУ А.

Після досягнення нормативного навантаження випробуване перекриття витримувалося під цим навантаженням протягом 12 годин, щоб процеси деформацій і переміщень стабілізувалися і можна було простежити поведінку перекриття при навантаженнях, рівних експлуатаційним. Потім перекриття, що

випробовується, розвантажували подвоєними за величиною ступенями навантаження з витримкою 30 хвилин після кожного розвантаження (див журнал).

### *Висновки статичного випробування*

Результати випробування перекриття показали, що перекриття витримало випробувальне навантаження, що дорівнює нормативному навантаженню на горищному перекритті (50 кг/м<sup>2</sup>). На кожному ступені навантаження фактичні прогини в центрі плити перекриття були меншими за розрахункові.

При максимальному навантаженні 10,2 т фактичний прогин перекриття становив 0,27 мм (при розрахунковому 0,63 мм) і залишався незмінним протягом наступних дванадцяти годин при максимальному навантаженні (див. журнал).

Поведінка перекриття під час випробування підтвердила отримані розрахунком результати: перекриття має достатню міцність та жорсткість, працює в межах пружності, не має тенденцій до пластичних деформацій. Порівняння прогинів при навантаженні та розвантаженні показали, що на кожному ступені перекриття працювало пружно, тобто значення прогину в центрі перекриття після зняття навантаження повернулося в початкове положення (див. журнал).

Під час огляду в конструкціях перекриття після застосування кожного ступеня навантаження тріщин та інших пошкоджень виявлено не було.

### **3.4. Результати обстеження**

В ході обстеження було виявлено дефекти, які зазначені в ДОДАТКУ В.

Схеми із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень наведені в ДОДАТКУ Б.

Фотографії дефектів та пошкоджень зображено в ДОДАТКУ Г.

Під час обстеження технічного стану будівельних конструкцій будівлі у рівні були виконані вибіркові випробування міцності бетону залізобетонних ферм та перекриття над глядацькою залогою та фойє.

Міцність бетону залізобетонних конструкцій, визначалася неруйнівним методом пружного відскоку молотком Шмідта Technotest AT 241/E за величиною непрямой характеристики із застосуванням градуовальної залежності "Величина відскоку – міцність". Приймалися найбільш ймовірні значення міцності бетону на стиск в залежності від середнього значення величини пружного відскоку. Фактичні класи бетону в випробуваних залізобетонних конструкцій відповідають кубиковій міцності і отримані за результатами розрахунків.

Збірні ферми перекриття над глядацьким залом армовані Ø12, Ø25 та Ø25 круглого перерізу. Бетон прийнято класу C8/10.

Міцність випробуваних залізобетонних конструкцій попередньо достатня для сприйняття навантажень, які регламентуються нормами.

Випробування міцності бетону проводилися на десяти ділянках кожної з конструкцій. Орієнтовна міцність бетону монолітних залізобетонних конструкцій оцінювалася в місцях випробування, наведені в ДОДАТКУ Д

В процесі виконання робіт з обстеження будівельних конструкцій будівлі були виконані огляд конструкцій та контрольні виміри наступних параметрів:

- геометричних характеристик елементів конструкцій;
- лінійних і кутових розмірів;
- виявлення дефектів та пошкоджень будівельних конструкцій або їх частин.

Технічний стан окремих будівельних конструкцій та категорії пошкоджень конструкцій та інженерних мереж наведено в ДОДАТКУ Г.

Несучу здатність конструкцій будівлі на момент обстеження можна вважати забезпеченою.

Загальні рекомендації щодо відновлення експлуатаційної придатності окремих будівельних конструкцій наведені в таблиці ДОДАТКУ В.

## **РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ НЕТИПОВОГО ПРОСТОРОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ ГЛЯДАЦЬКОЇ ЗАЛИ БУДІВЛІ**

### **4.1. Опис предмету дослідження**

Предметом дослідження є просторова монолітна залізобетонна конструкція, що знаходиться в осях 2-5/Д-К. Вона поєднує в собі ребристу плиту перекриття з ребрами, орієнтованими вгору, та монолітні залізобетонні ферми. При цьому нижній пояс ферм виконує функцію ребра плити. Дослідження спрямоване на аналіз конструктивних особливостей цієї системи, її просторову жорсткість, несучу здатність, а також взаємодію між плитою перекриття та фермами для забезпечення оптимальної роботи конструкції в умовах різних навантажень.

Шість монолітних залізобетонних ферм трикутного контуру висотою 3,75 м розташовані вздовж буквених осей і спираються на монолітні залізобетонні колони. Кожна ферма спирається на чотири колони, розташовані вздовж осей 2 і 3, 4 і 5. Крок ферм - 3,5 м. Пристінні ферми, розташовані вздовж осей В та Е, виконані без низхідних розкосів. Між собою ферми пов'язані монолітними залізобетонними прогонами, що з'єднують ферми в вузлах гребневих і в середині прольотів верхніх поясів ферм. На прогони спирається система дерев'яних крокв.

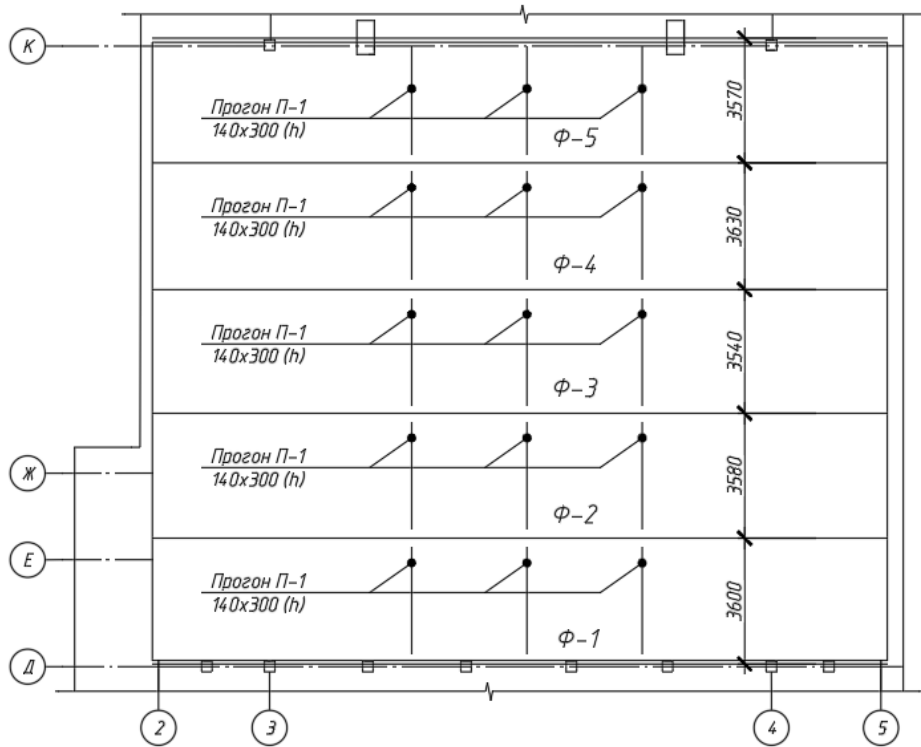


Рис. 4.1. Схема розташування залізобетонних монолітних ферм покриття в осях 2-5/Д-К

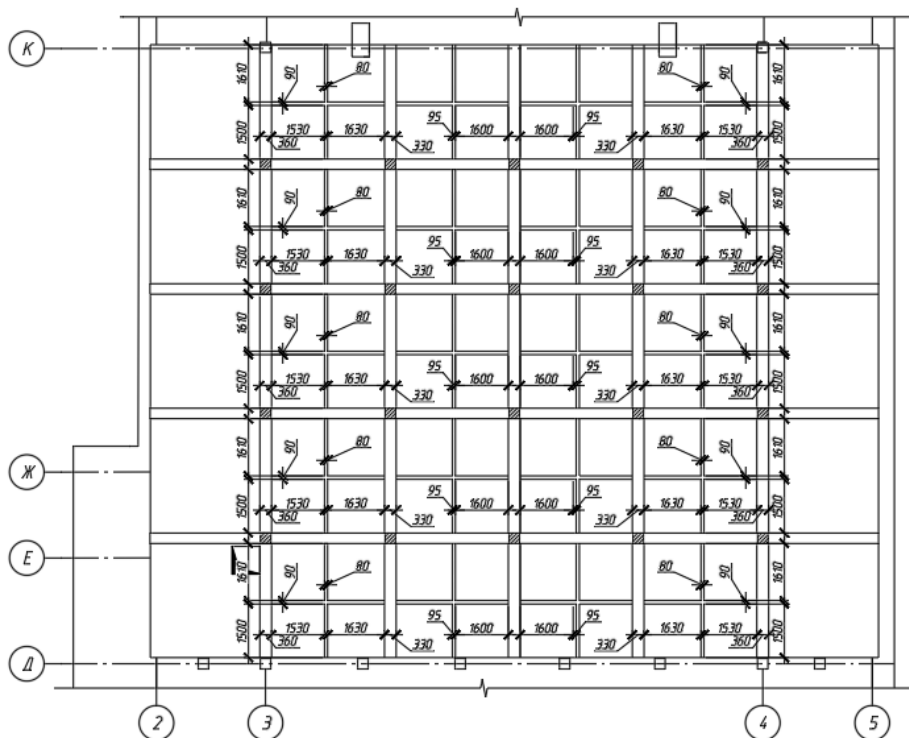


Рис. 4.2. Схема залізобетонної монолітно-ребристої плити перекриття в осях 2-5/Д-К

Монолітна залізобетонна ребриста плита покриття включає до свого складу нижні пояси кроквяних ферм, що працюють з плитою разом. Головні ребра плити розташовані між нижніми поясами ферм перпендикулярно до поясів. Крок головних ребер плити 3,5 м. Між головними ребрами плити розташовані перпендикулярно другорядні ребра, що утворюють осередки 1,75 x 1,75 м.

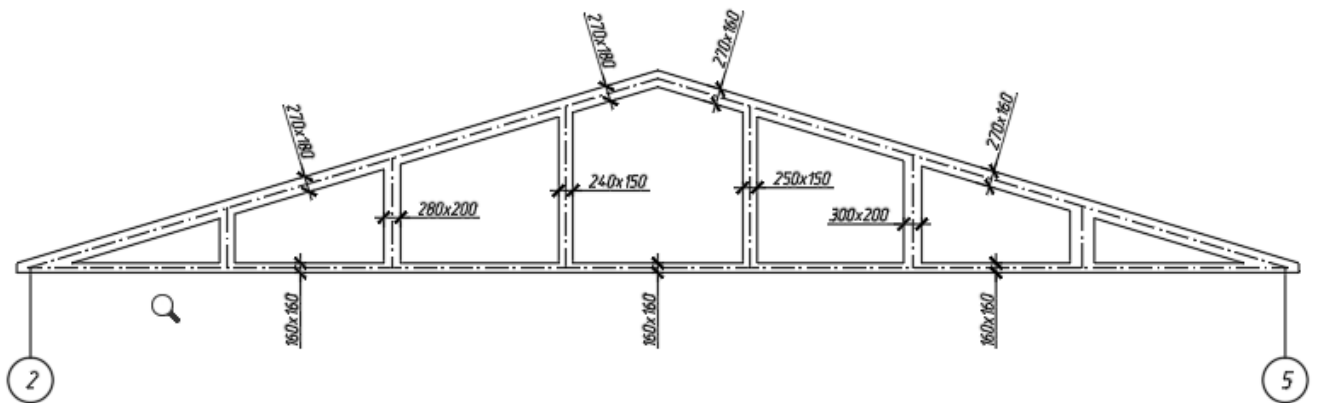


Рис. 4.3. Схема ферми Ф-1 із зазначенням фактичних перерізів елементів

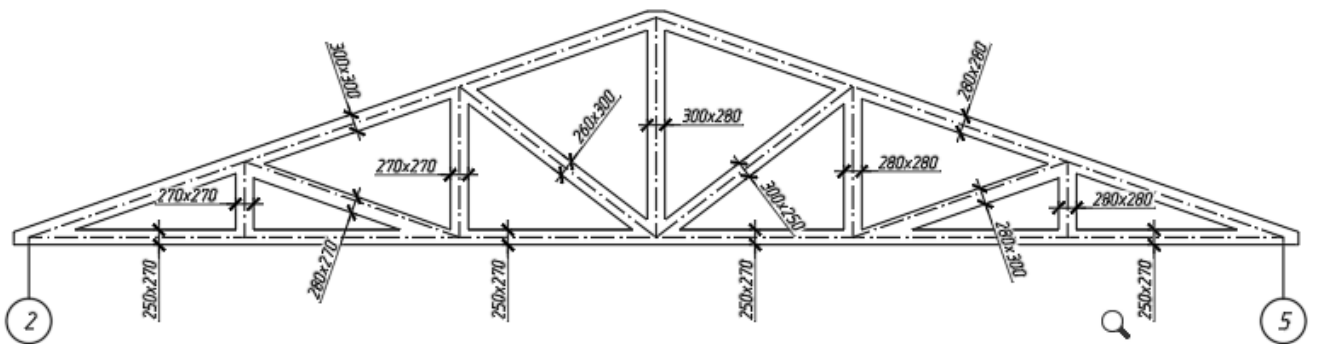


Рис. 4.4. Схема ферми Ф-2 із зазначенням фактичних перерізів елементів

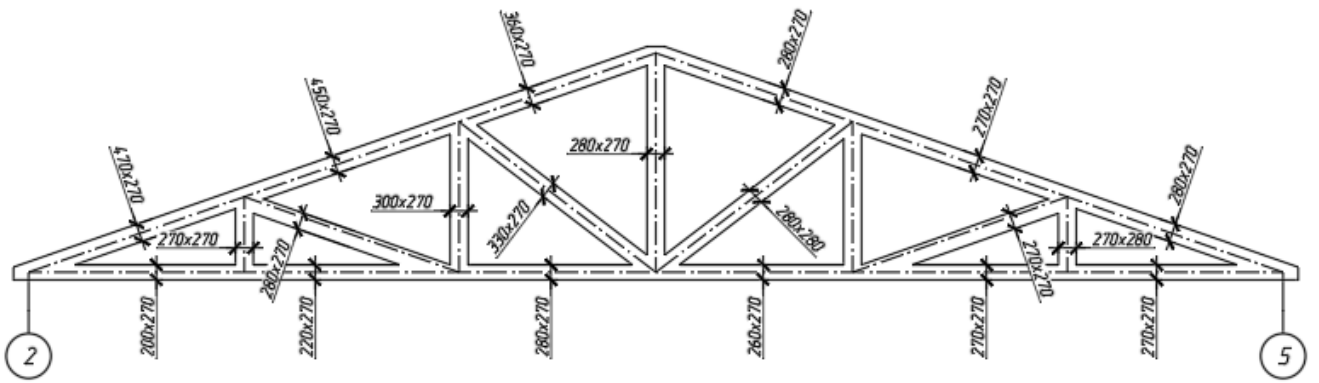


Рис. 4.5. Схема ферми Ф-3 із зазначенням фактичних перерізів елементів

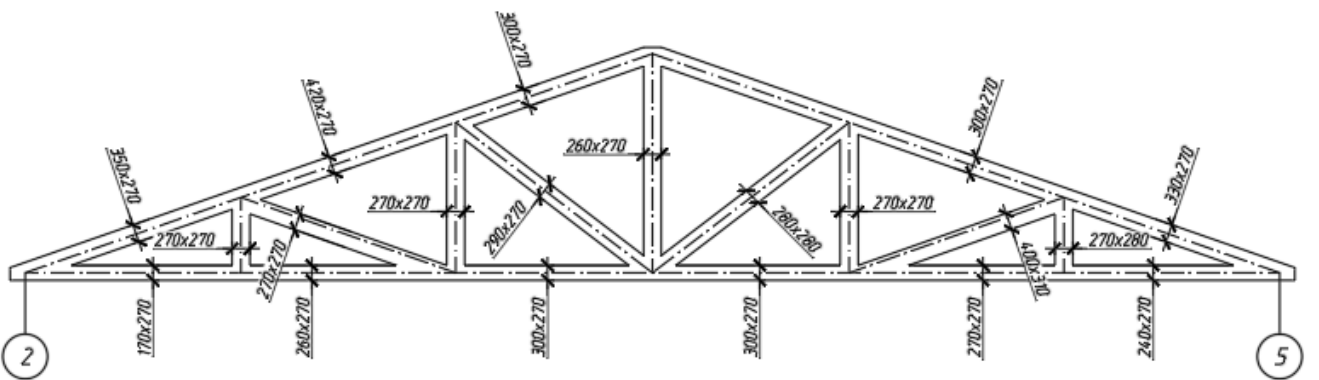


Рис. 4.6. Схема ферми Ф-4 із зазначенням фактичних перерізів елементів

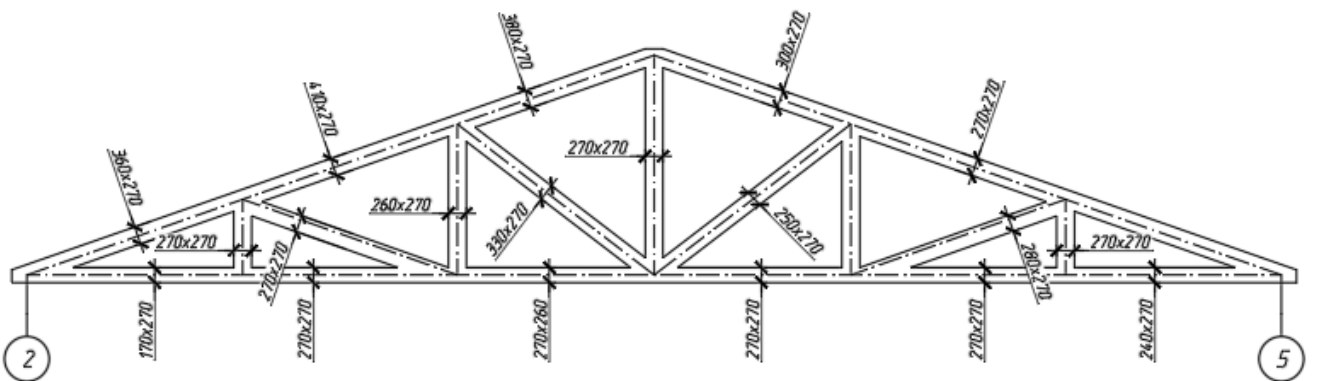


Рис. 4.7. Схема ферми Ф-5 із зазначенням фактичних перерізів елементів

Для комфортного створення розрахункової схеми було уніфіковано перерізи даної конструкції надані в табл. 4.1, а конструктивна схема в проекції зображена на рис. 4.8.

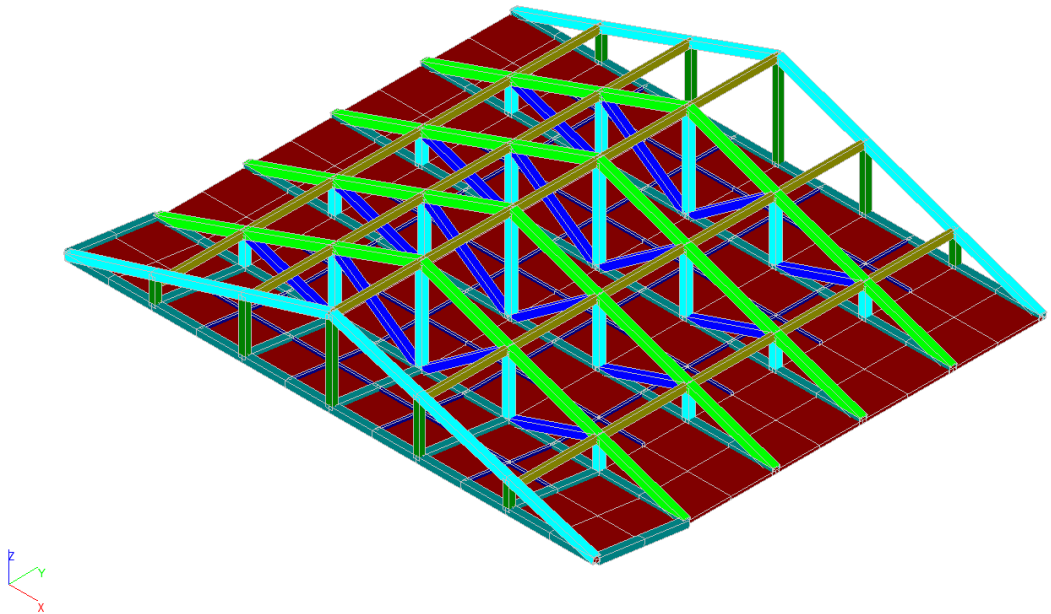











Рис. 4.8. Конструктивна схема просторової конструкції в проекції

Таблиця 4.1 – Габарити перерізів просторової монолітної залізобетонної конструкції

№ перерізу	Колір на схемі	Н, мм	В, мм
1		300	270
2		270	270
3		260	260
4		300	300
5		120	-
6		270	140
7		250	250
8		270	250
9		200	90

## 4.2. Розрахунок просторової монолітної залізобетонної конструкції

Основною метою дослідження являє перевірити несучу здатність просторової монолітної конструкції над глядацьким залом основної будівлі.

Збір навантаження на просторову монолітну залізобетонну конструкцію від конструкцій покрівлі наведено в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Навантаження на покриття

Склад покриття та вид навантаження	Нормативне значення, кг/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності, $\gamma_f$	Розрахункове значення, кг/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
1. Металочерепиця	5	1,05	5,25
2. Покрівельне залізо	4,5	1,05	4,72
3. Обрешітка	15	1,3	19,5
<b>Всього:</b>	<b>24,5</b>	–	<b>29,47</b>

Розрахунок несучої здатності будівельних конструкцій необхідно виконувати з урахуванням існуючих навантажень. Снігове та вітрове навантаження прийнято відповідно до [5].

При виконанні розрахунків враховувались наступні вихідні дані:

1. Характеристичне значення ваги снігового покриву – 1670 Па;
2. Характеристичне значення вітрового напору – 420 Па;
3. Клас відповідальності будівлі – СС3;
4. Клас відповідальності конструкцій – А.

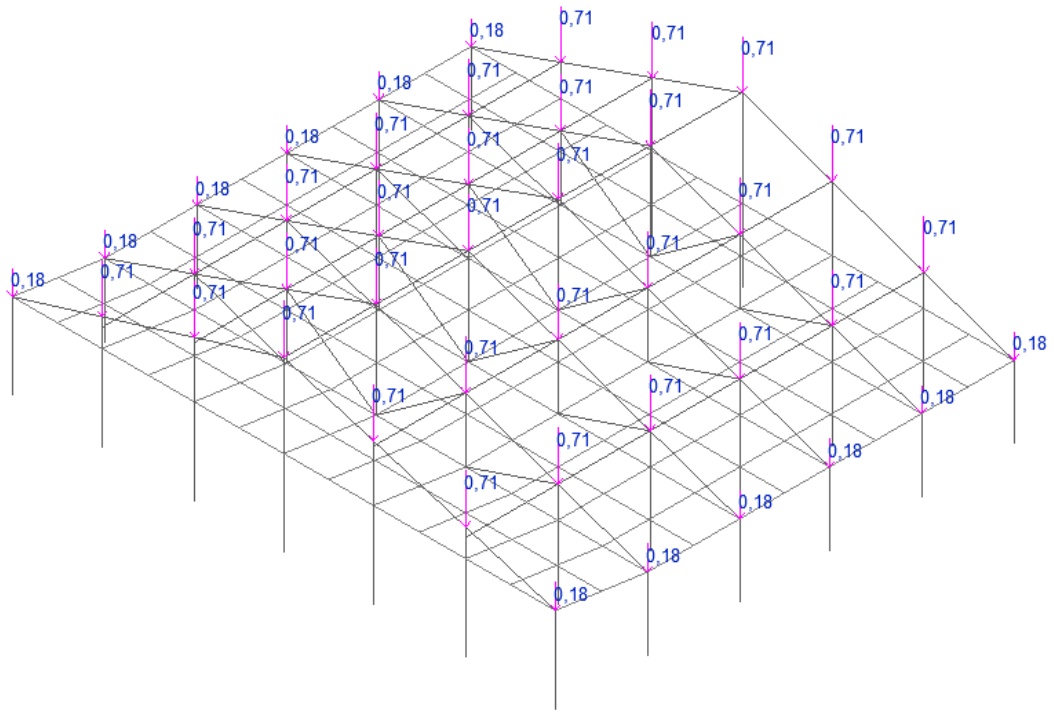


Рис. 4.9. Схема навантаження від кроквяної системи та покрівлі, тс

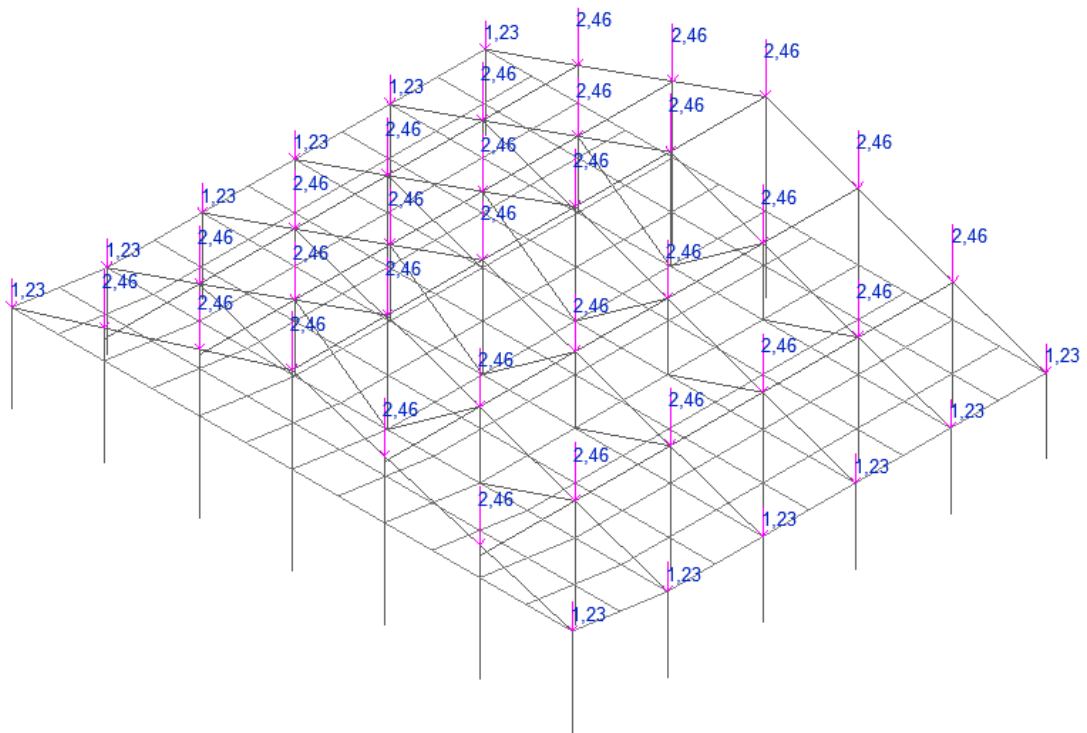


Рис. 4.10. Схема снігового навантаження, тс

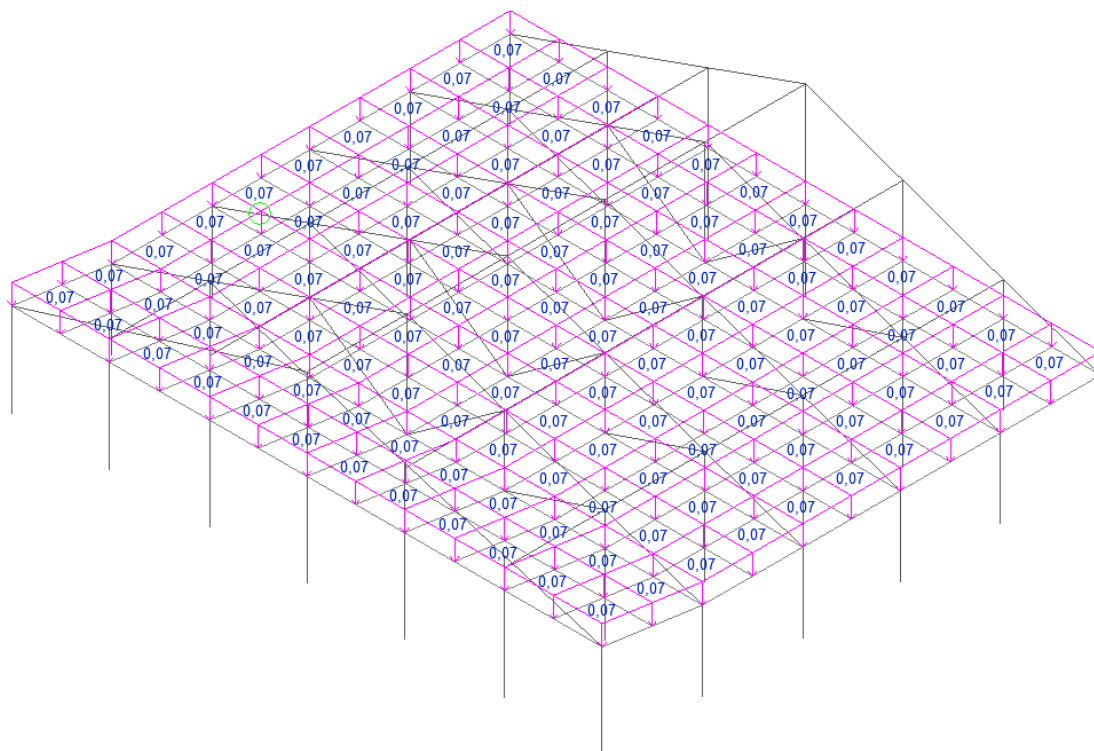


Рис. 4.11. Схема корисного навантаження на перекриття, тс

При розрахунку покриття в осях 2-5/Д-К прийняті наступні розрахункові сполучення навантажень:

№	Навантаження	Примітка
1	Власна вага	L1
2	Вага покрівлі та кроквяної системи	L2
3	Сніг	L3
4	Корисне навантаження	L4

№	Комбінації навантажень	Примітка
1	L1+L2+L4	
2	L1+L2+L3+L4	

Розрахункові сполучення зусиль і переміщень

№	Назва	Тип завантаження	Вид навантаження	Коеф. надійності	Частка тривалості
1	Власна вага	Постійні навантаження	Вага бетонних (густина більша за $1.6\text{т/м}^3$ ), залізобетонних, кам'яних, дерев'яних конструкцій	1,1	1
2	Вага покрівлі та кроквяної системи	Постійні навантаження	Вага бетонних конструкцій (густина дорівнює або менша за $1.6\text{т/м}^3$ ), ізоляційні та інші шари, виконані у заводських умовах	1,2	1
3	Сніг	Короткочасні навантаження	Повні снігові навантаження	2,32	0,5
4	Корисне навантаження	Короткочасні навантаження	Повні навантаження на покриття житлових, громадських та промислових будівель з нормативним значенням меншим за 2.0 кПа	1,3	0,5

## Прийняті жорсткості перерізів для розрахунку

Одиниці виміру:

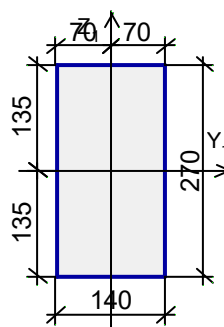
- Лінійні розміри: м
- Розміри перерізів: мм
- Сили: Т

Товщина пластин представлена в одиницях виміру лінійних розмірів.

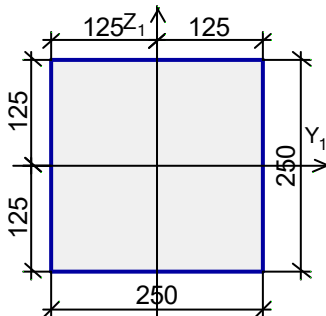
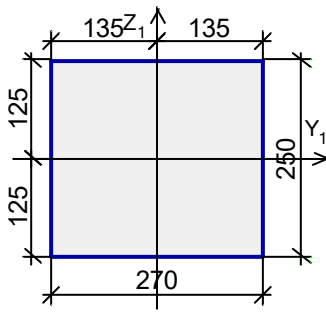
Таблиця 4.3 – Прийняті жорсткості перерізів для розрахунку

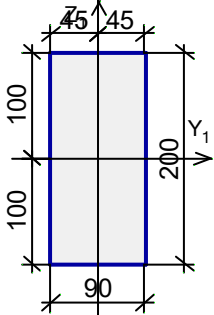
Жорсткості		
Тип	Жорсткість	Зображення
1	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 156880,72 \text{ Т}</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 1176,61 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 953,05 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 54818,17 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 54859,14 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 725,77 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 5 \text{ см}</math></p>	
2	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 141192,64 \text{ Т}</math></p>	

<b>Жорсткості</b>		
Тип	Жорсткість	Зображення
	<p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 857,75 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 857,75 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 49362,84 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 49362,84 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 590,98 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 4,5 \text{ см}</math></p>	
3	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 130927,61 \text{ Т}</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 737,56 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 737,56 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 45774,05 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 45774,05 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 508,17 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 4,33 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 4,33 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 4,33 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 4,33 \text{ см}</math></p>	
4	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 174311,92 \text{ Т}</math></p>	

<b>Жорсткості</b>		
Тип	Жорсткість	Зображення
	<p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 1307,34 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 1307,34 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 60941,78 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 60941,78 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 900,75 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 5 \text{ см}</math></p>	
5	<p>Жорсткості пластин</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Товщина <math>h = 0,12 \text{ м}</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p>	
6	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 73211 \text{ Т}</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 444,76 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 119,58 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 25153,83 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 25548,91 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 131,34 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 2,33 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 2,33 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 4,5 \text{ см}</math></p>	

## Жорсткості

Тип	Жорсткість	Зображення
7	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 121049,94 \text{ Т}</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 630,47 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 630,47 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 42320,68 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 42320,68 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 434,39 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 4,17 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 4,17 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 4,17 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 4,17 \text{ см}</math></p>	
8	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 130733,94 \text{ Т}</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 680,91 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 794,21 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 45705,59 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 45701,22 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 505,22 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 4,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 4,17 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 4,17 \text{ см}</math></p>	

Жорсткості		
Тип	Жорсткість	Зображення
9	<p>Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз</p> <p>Модуль пружності <math>E = 1936799,03 \text{ Т/м}^2</math></p> <p>Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math></p> <p>Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math></p> <p>Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p> <p>Поздовжня жорсткість <math>EF = 34862,38 \text{ Т}</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 116,21 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 23,53 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 11854,58 \text{ Т}</math></p> <p>Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 12160,36 \text{ Т}</math></p> <p>Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 27,34 \text{ Т*м}^2</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 1,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 1,5 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 3,33 \text{ см}</math></p> <p>Ядрова відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 3,33 \text{ см}</math></p>	

Перевірка прийнятих перерізів, що приведені в табл. 4.3 проводилась в ПК SCAD Office.

Розрахунок проводився за 1 та 2 групою граничних станів. В результаті розрахунку було отримано коефіцієнти використання перерізу, які свідчать про те, що елементи працездатні та працюють з певним запасом міцності. Результати можна подивитися на рис. 4.12-4.18.

Теоретичні прогини нетипового просторового покриття показано на рис. 4.19-4.20. Як бачимо, максимальні прогини отримала середня частина конструкції. На графіку (Рис. 4.19) показано розподіл переміщень характерних точок вздовж повздожньої та поперечної сторони. Відповідно до [10] максимальний прогин для покриттів і перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті 24, м складає  $l/250 = 21,6/250 = 0,0864 \text{ м} = 86,4 \text{ мм}$ .

**Результати розрахунку конструкцій покриття та горизонтального перекриття в осях 2-5/Д-К (коефіцієнт використання перерізу)**

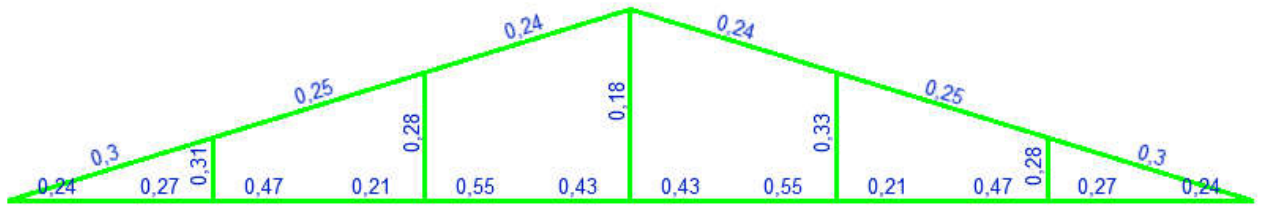


Рис. 4.12. Ферма Ф-1

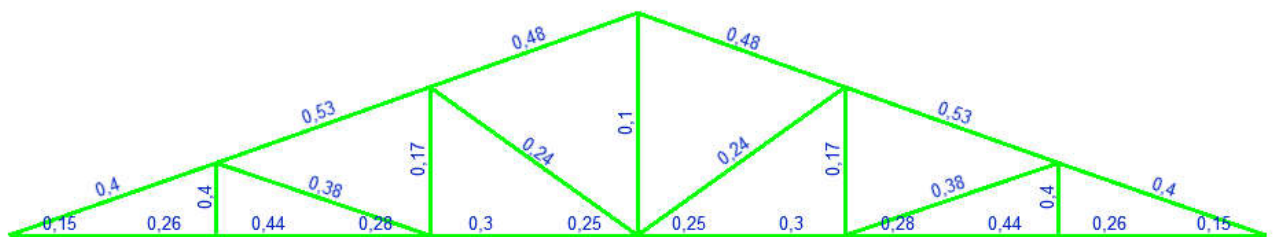


Рис. 4.13. Ферма Ф-2

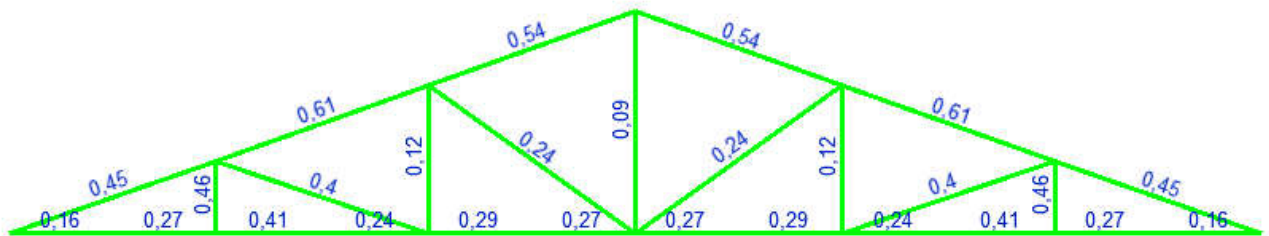


Рис. 4.14. Ферма Ф-3

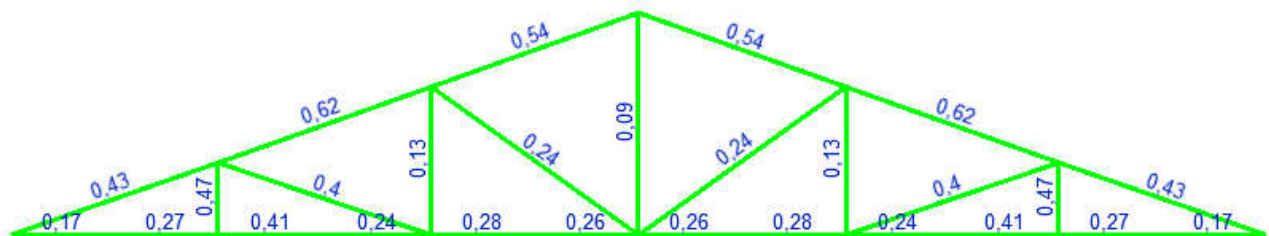


Рис. 4.15. Ферма Ф-4



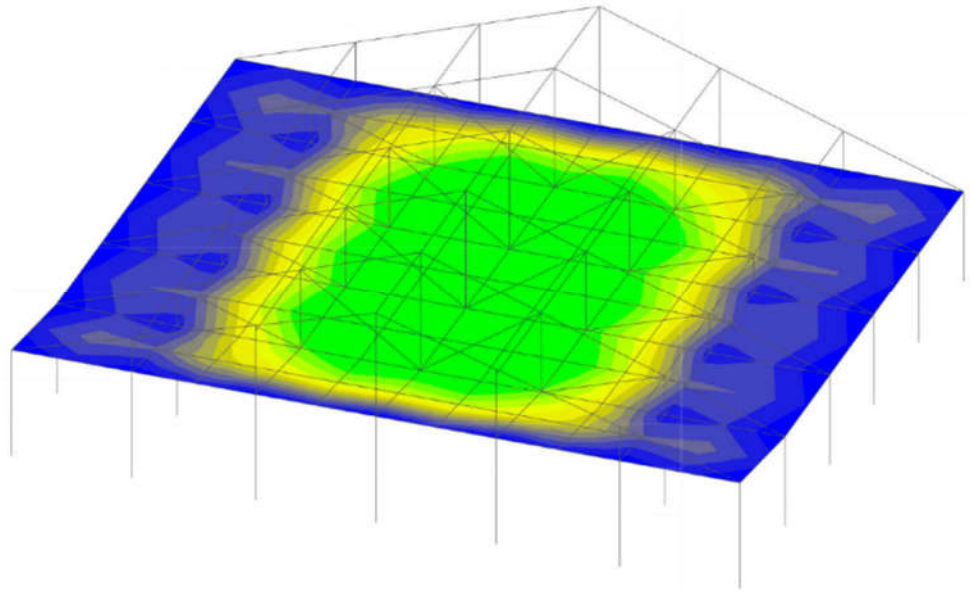


Рис. 4.19. Схема прогинів просторової конструкція покриття

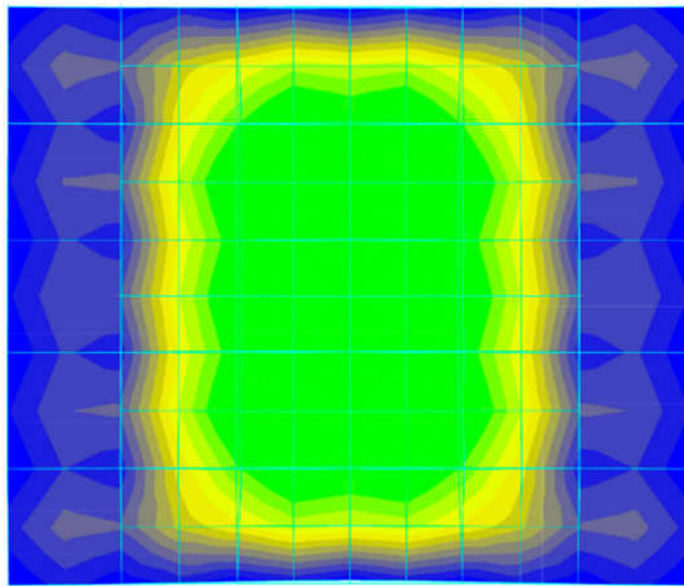









Рис. 4.20. Схема прогинів просторової конструкція покриття (вид згори)

Таблиця 4.3 – Величини прогинів просторової конструкція покриття

Колір на схемі							
Прогин, мм	4,65	3,21	2,64	2,07	1,49	1,21	0,35

## ВИСНОВОК

Будівля театру для дітей та юнацтва відноситься до ССЗ, тому відповідно [4] повинна обстежуватися раз в три роки, це пов'язано з тим що будівля є історичною пам'яткою і збереження цілісності несучих елементів є найважливішою задачею.

Проведене технічне обстеження будівлі театру дало можливість отримати: креслення існуючого на даний час об'ємно-планувального рішення будівлі, проаналізувати технічний стан несучих та огорожуючих конструкцій, визначити наявні дефекти та провести інструментальні дослідження неруйнівними методами з метою визначення фактичної міцності матеріалів несучих конструкцій.

Особлива увага була спрямована на комплексне дослідження технічного стану нетипового просторового покриття глядацької зали будівлі театру як конструкції, що має підвищений клас відповідальності.

Для оцінки працездатності нетипового покриття будівлі було проведено комплексне дослідження, що включало в себе натурне випробування нетипового покриття та математичне моделювання його розрахункової схеми в ПК ЛІРА-САПР.

Аналізу підлягали прогини конструкції на кожному ітераційному кроці навантаження та зусилля в елементах, з наступним порівнянням результатів між собою. Відхилення результатів теоретичного розрахунку та експериментального дослідження не перевищували 20-25%, що вважається достовірним результатом.

Натурне випробування нетипового покриття показало, що прогини конструкції знаходяться в межах гранично допустимих значень, зусилля в елементах не перевищують межу міцності, сама конструкція здатна витримувати експлуатаційне навантаження.

## Список використаної літератури

1. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд;
2. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість;
3. ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд;
4. ДСТУ 9273:2024 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість;
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування;
6. Методичні вказівки до виконання випускної магістерської кваліфікаційної роботи в галузі знань: 19 «Архітектура і будівництво» спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»;
7. Методи дослідження та випробування будівельних матеріалів і конструкцій / Й. Й. Лучко. Львів, 2020. 495 с.
8. <https://cdn.snau.edu.ua/moodle/course/view.php?id=4912>. Лекційний матеріал з дисципліни «Обстеження та технічна експертиза будівель та споруд»;
9. <https://cdn.snau.edu.ua/moodle/course/view.php?id=2734>. Лекційний матеріал з дисципліни «Випробування конструкцій будівель та споруд»;
10. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування.

Журнал статичного випробування монолітного залізобетонного  
перекриття над залом для глядачів в осях 2-5/Д-К

**ЖУРНАЛ СТАТИЧНОГО ВИПРОБУВАННЯ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ НАД ЗАЛОМ  
ДЛЯ ГЛЯДАЧІВ В ОСЯХ 2-5/Д-К**

Навантаження													
Дата	Час (години : хвилини)	№ ступені	Навантаження, кг							Показання приладів, мм		Фактичний прогин $\Delta_{cp}$ , мм	Розрахунковий прогин
			1 плаг-форма	2 плаг-форма	3 плаг-форма	4 плаг-форма	5 плаг-форма	6 плаг-форма	Загальна вага	1 індикатор	2 індикатор		
19.09.11	16-00								0,00	2,97	3,04	0	0
19.09.11	16-30	<b>1</b>	170	170	170	170	170	170	1020	2,95	3,01	0,025	0,07
19.09.11	17-00	<b>2</b>	340	340	340	340	340	340	2040	2,91	2,97	0,065	0,13
19.09.11	17-30	<b>3</b>	510	510	510	510	510	510	3060	2,89	2,94	0,09	0,19
19.09.11	18-00	<b>4</b>	680	680	680	680	680	680	4080	2,84	2,89	0,14	0,25
19.09.11	18-30	<b>5</b>	850	850	850	850	850	850	5100	2,81	2,86	0,17	0,32
19.09.11	19-00	<b>6</b>	1020	1020	1020	1020	1020	1020	6120	2,79	2,85	0,185	0,38
19.09.11	19-30	<b>7</b>	1190	1190	1190	1190	1190	1190	7140	2,78	2,84	0,195	0,44
19.09.11	20-00	<b>8</b>	1360	1360	1360	1360	1360	1360	8160	2,77	2,83	0,205	0,51
19.09.11	20-30	<b>9</b>	1530	1530	1530	1530	1530	1530	9180	2,75	2,81	0,225	0,57
19.09.11	21-00	<b>10</b>	1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,73	2,79	0,245	0,63
19.09.11	21-30		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,71	2,78	0,26	0,63
19.09.11	22-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63

(продовження)

**ЖУРНАЛ СТАТИЧНОГО ВИПРОБУВАННЯ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ НАД ЗАЛОМ  
ДЛЯ ГЛЯДАЧІВ В ОСЯХ 2-5/Д-К**

Навантаження													
Дата	Час (години : хвилини)	№ ступені	Навантаження, кг							Показання приладів, мм		Фактичний прогин $\Delta_{ср}$ , мм	Розрахунковий прогин
			1 плаг-форма	2 плаг-форма	3 плаг-форма	4 плаг-форма	5 плаг-форма	6 плаг-форма	Загальна вага	1 індикатор	2 індикатор		
19.09.11	23-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	00-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	1-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	2-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	3-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	4-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	5-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	6-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	7-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	8160	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	8-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	9180	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	9-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63

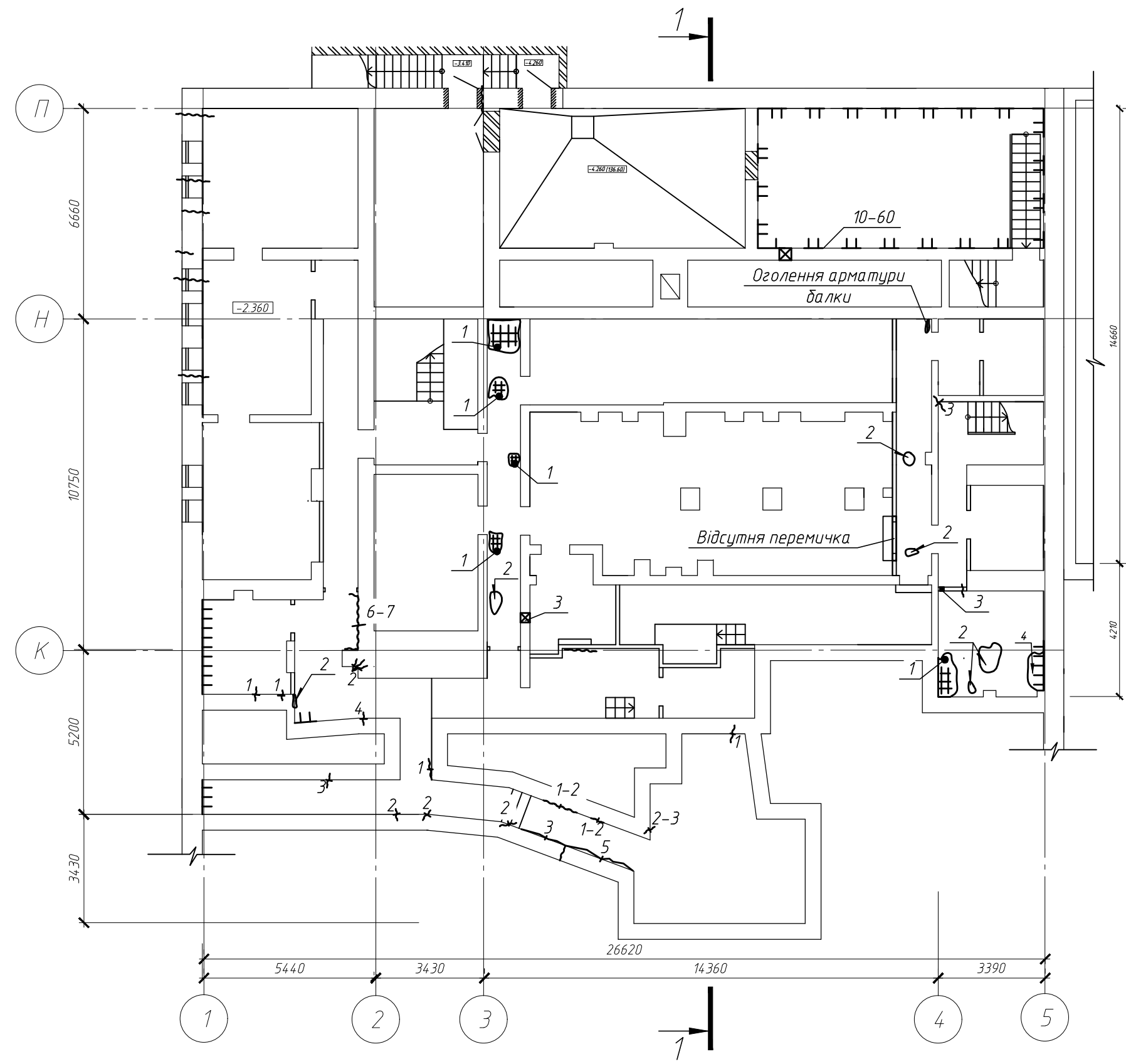
(продовження)

**ЖУРНАЛ СТАТИЧНОГО ВИПРОБУВАННЯ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ НАД ЗАЛОМ  
ДЛЯ ГЛЯДАЧІВ В ОСЯХ 2-5/Д-К**

<b>Розвантаження</b>													
Дата	Час (години : хвилини)	№ ступені	Навантаження, кг							Показання приладів, мм		Фактичний прогин $\Delta_{\text{ср}}$ , мм	Розрахунковий прогин
			1 плаг- форма	2 плаг- форма	3 плаг- форма	4 плаг- форма	5 плаг- форма	6 плаг- форма	Загальна вага	1 індикатор	2 індикатор		
20.09.11	9-00		1700	1700	1700	1700	1700	1700	10200	2,70	2,77	0,27	0,63
20.09.11	9-30	<b>1</b>	1360	1360	1360	1360	1360	1360	8160	2,74	2,81	0,23	0,51
20.09.11	10-00	<b>2</b>	1020	1020	1020	1020	1020	1020	6120	2,79	2,86	0,18	0,38
20.09.11	10-30	<b>3</b>	680	680	680	680	680	680	4080	2,86	2,93	0,11	0,25
20.09.11	11-00	<b>4</b>	340	340	340	340	340	340	2040	2,92	2,99	0,05	0,13
20.09.11	11-30	<b>5</b>	0	0	0	0	0	0	0	2,96	3,04	0,005	0

Схеми із зазначенням місць розташування дефектів та  
пошкоджень

# План підвалу із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень



## Умовні позначення дефектів та пошкоджень

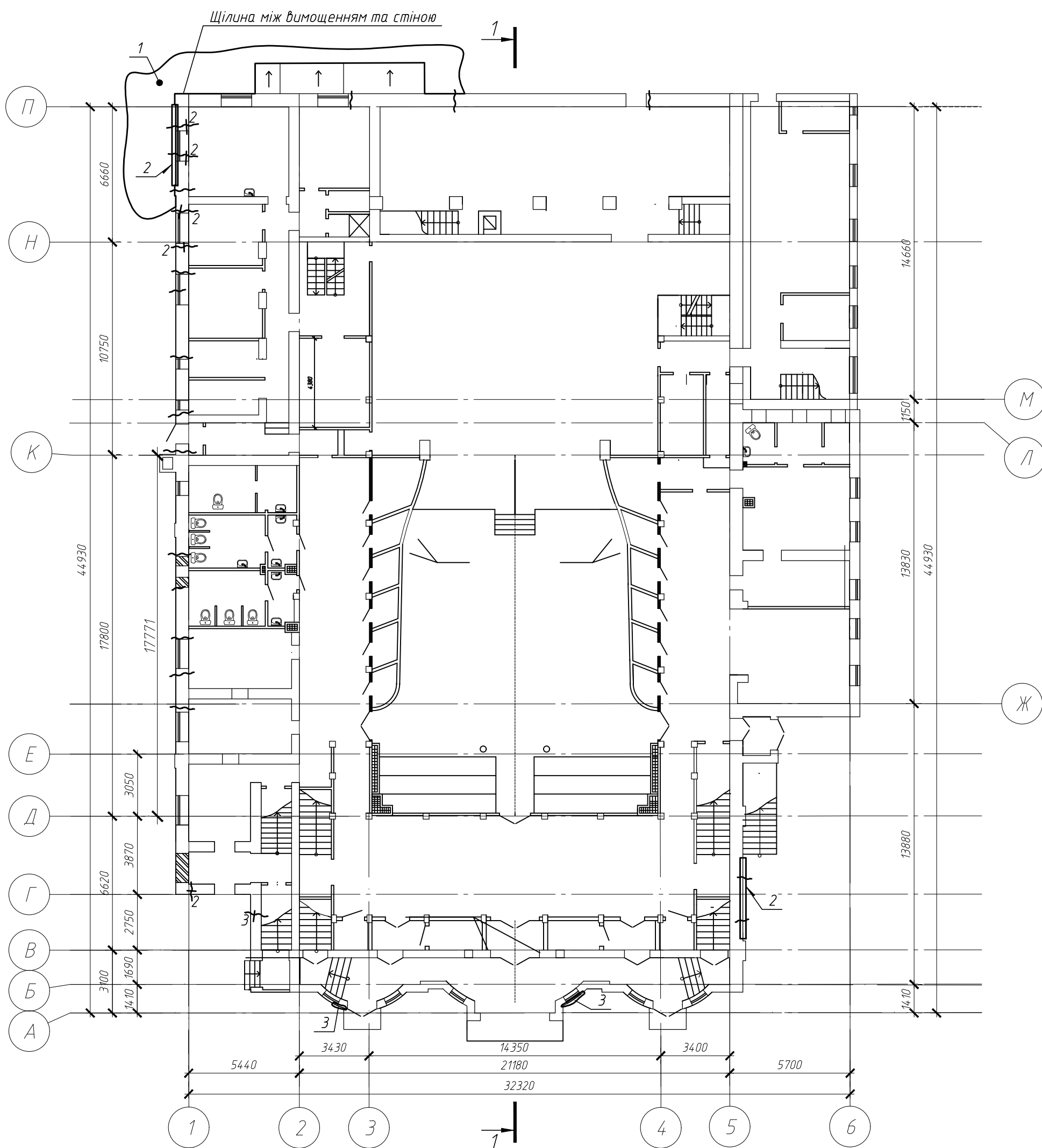
- 1 Відшарування захисного шару бетону, з оголенням та корозією арматури
- 2 Відшарування штукатурного шару
- 3 Необрамлений отвір під комунікації
- 4 Замокання стелі
- Замокання стіни
- Витрювання цегляної кладки, на глибину Δ= XX мм.
- Тріщина в цегляній стіні шириною розкриття xx (мм), неозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
- Оголення та поверхнева корозія арматури, через недостатній захисний шар бетону

Повсюдно наявна пластова корозія всіх металевих елементів

Погоджено:

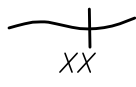
Формат А3 Копіював  
 Інв. № ор Підп. та дата  
 Зам. інв. №


План першого поверху із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень

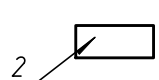



Умовні позначення дефектів та пошкоджень

Повсюдно наявне вздуття фарби зовнішньої стіни

- 

Тріщина в цегляній стіні шириною розкриття xx (мм), неозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
- 

Сколи вимощення
- 

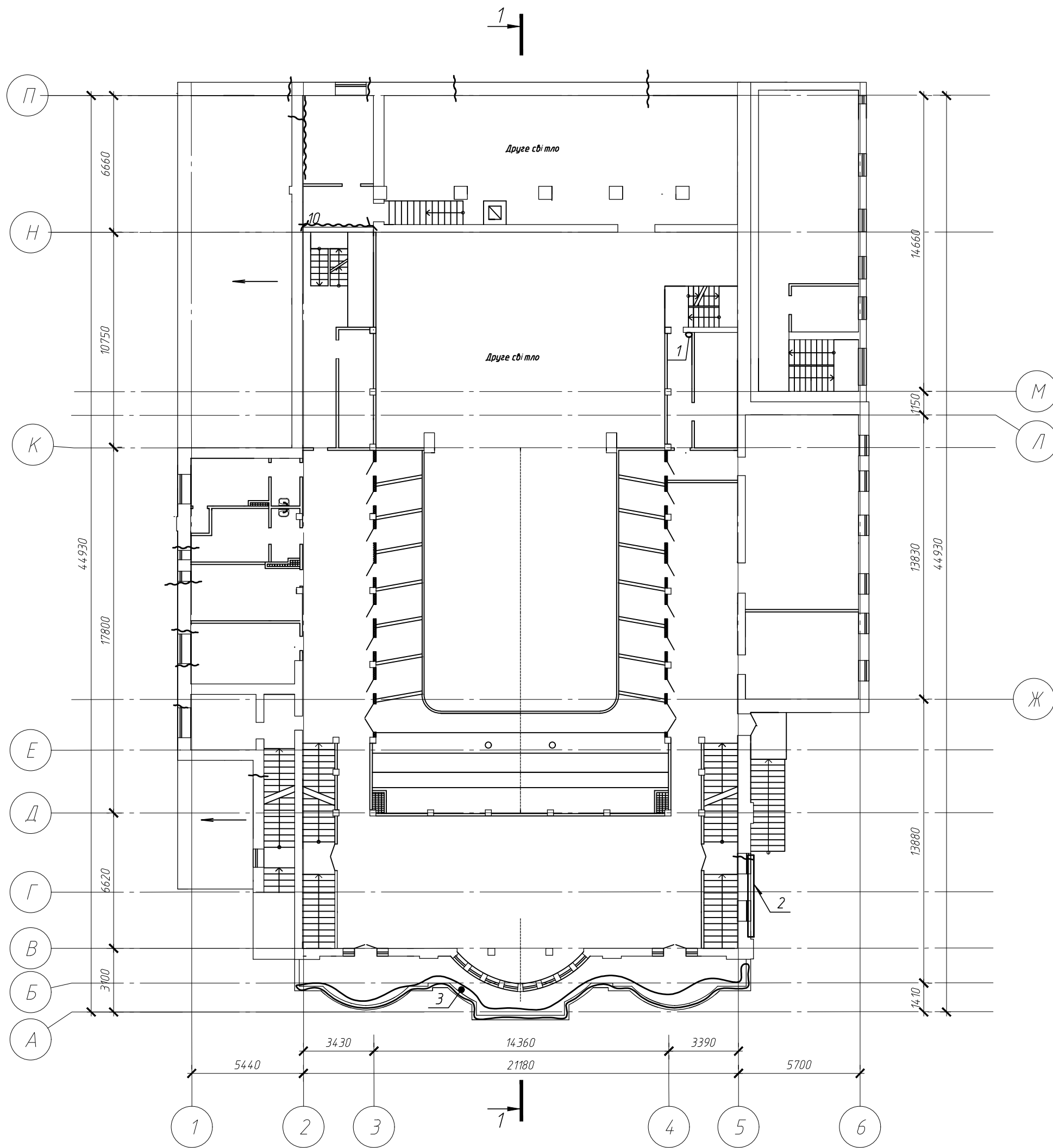
Зона сітки дрібних тріщин
- 

Висоли на поверхні

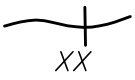
Погоджено:


Формат А3 Копіював  
Інв. № ор Підп. та дата Зам. інв. №

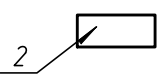
План другого поверху із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень




Умовні позначення дефектів та пошкоджень

- 

Тріщина в цегляній стіні шириною розкриття  $xx$  (мм),  
непозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
- 

Відшарування штукатурного шару
- 

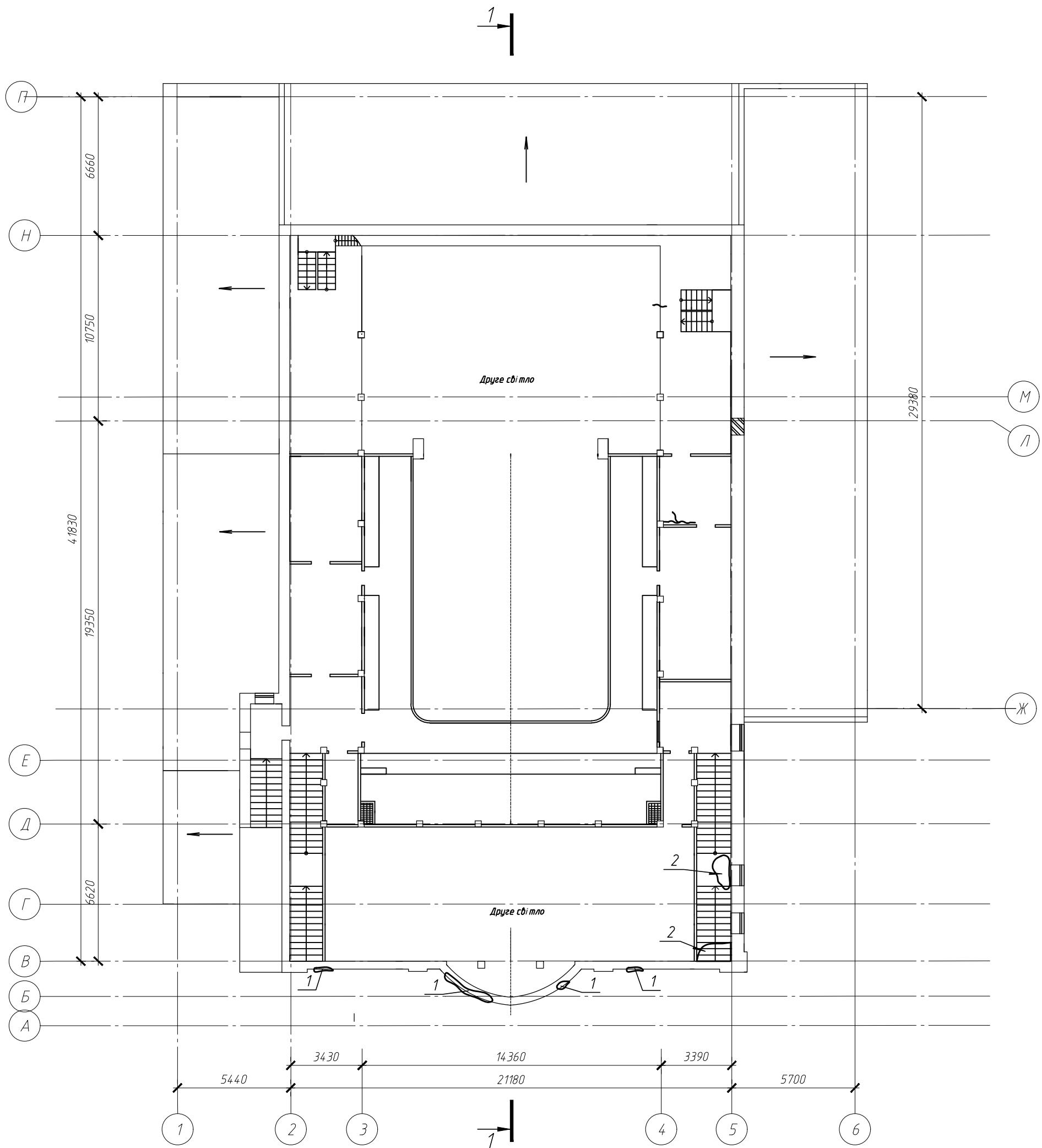
Зона сітки дрібних тріщин
- 

Тріщини в штукатурці

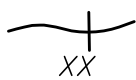
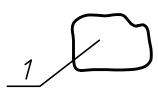

Погоджено:

Формат А3 Копіював  
Інв. № ор Підп. та дата  
Зам. інв. №

# План третього поверху із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень



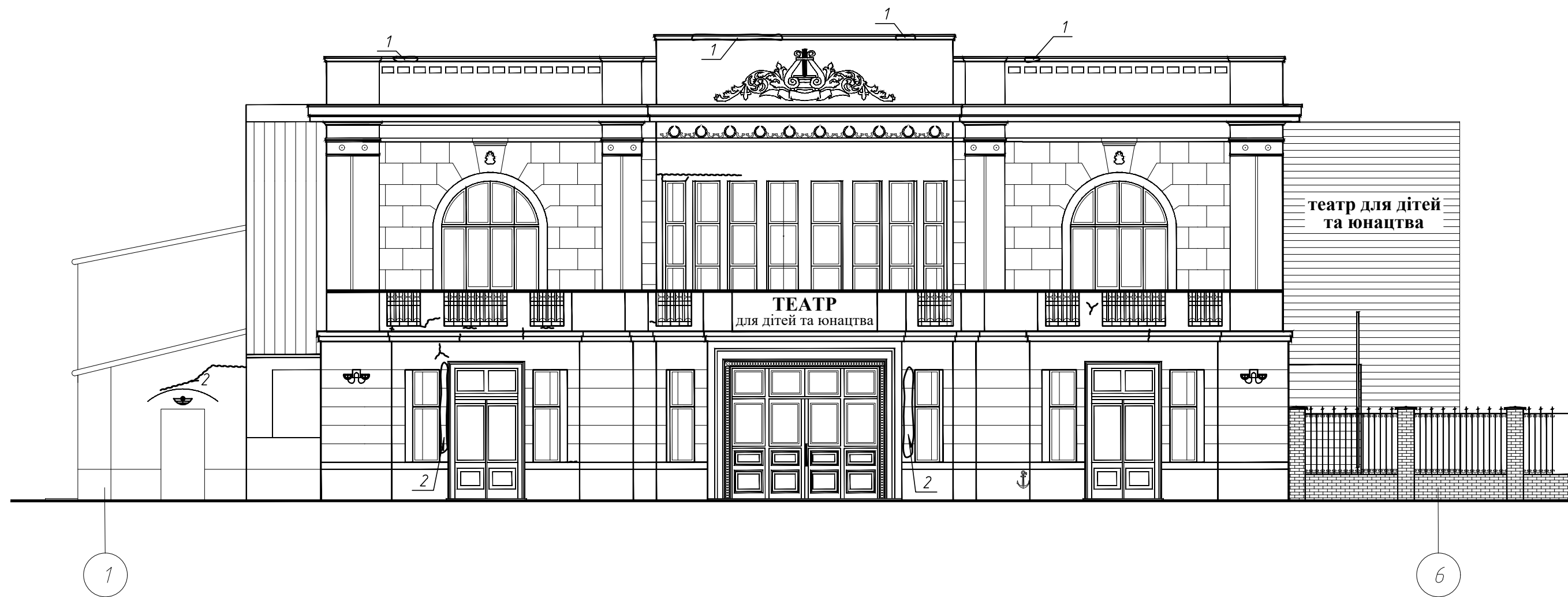
## Умовні позначення дефектів та пошкоджень

-  Тріщина в конструкціях шириною розкриття xx (мм),  
непозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
-  Відшарування штукатурного шару
-  Замокання стелі

Погоджено:

Формат А3 Копіював  
Інв. № ор Підп. та дата  
Зам. інв. №

Фасад 1-6 із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень



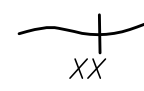


театр для дітей та юнацтва

ТЕАТР  
для дітей та юнацтва

Погоджено:

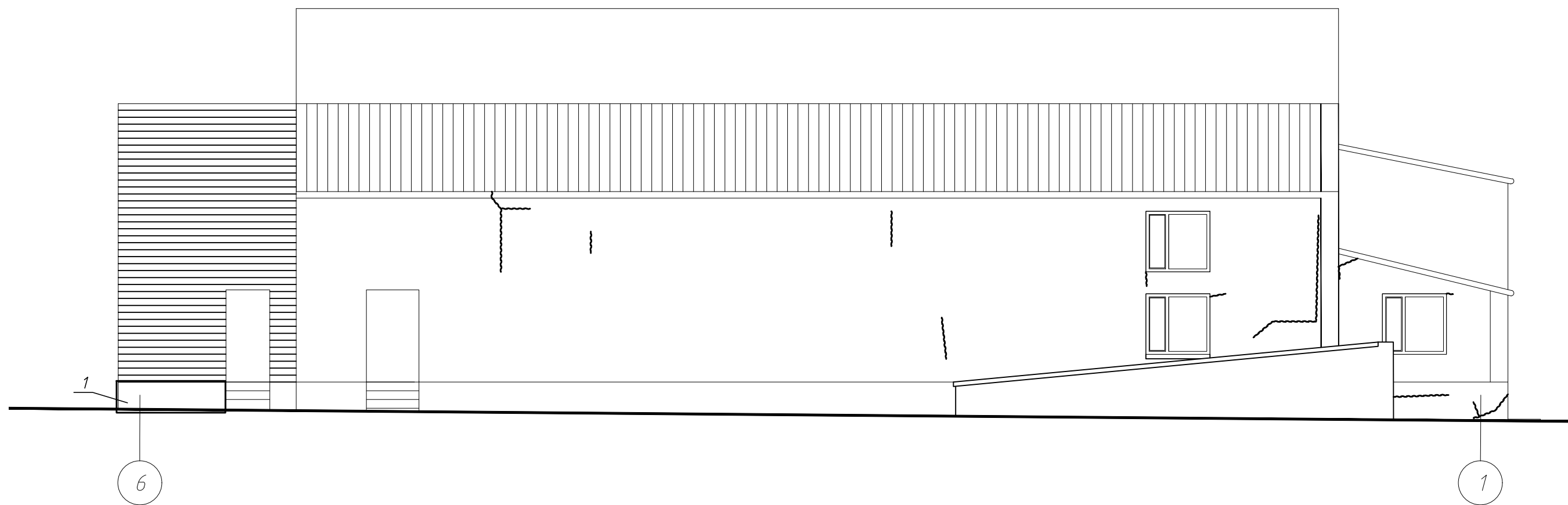
Формат А3 Копіював  
Інв. № ор Підп. та дата Зам. інв. №

Умовні позначення дефектів та пошкоджень

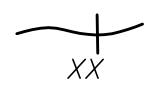
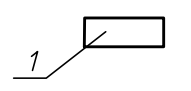
-  Тріщина в цегляній стіні шириною розкриття xx (мм), неозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
-  Відшарування штукатурного шару
-  Висоли на поверхні

Повсюдне вздуття фарби

Фасад 6-1 із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень

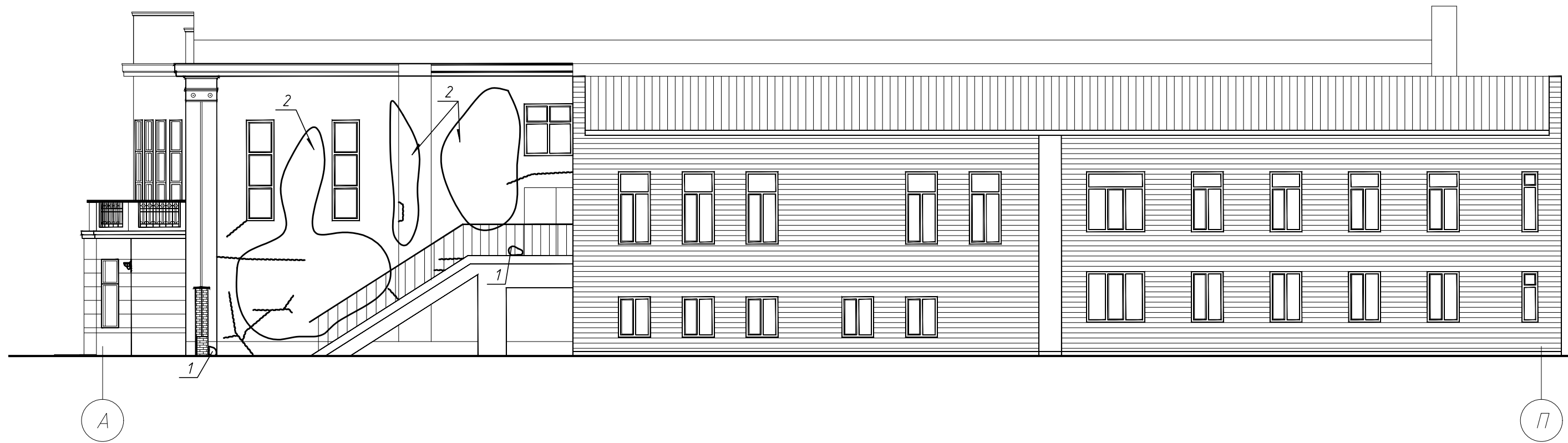


Умовні позначення дефектів та пошкоджень

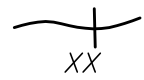


- 
 Тріщина в цегляній стіні шириною розкриття xx (мм),  
непозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
- 
 Відшарування оздоблення цоколя

Погоджено:	
Зам. інв. №	
Підп. та дата	
Формат А3	Копіював
Інв. № ор	

Фасад А-П із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень



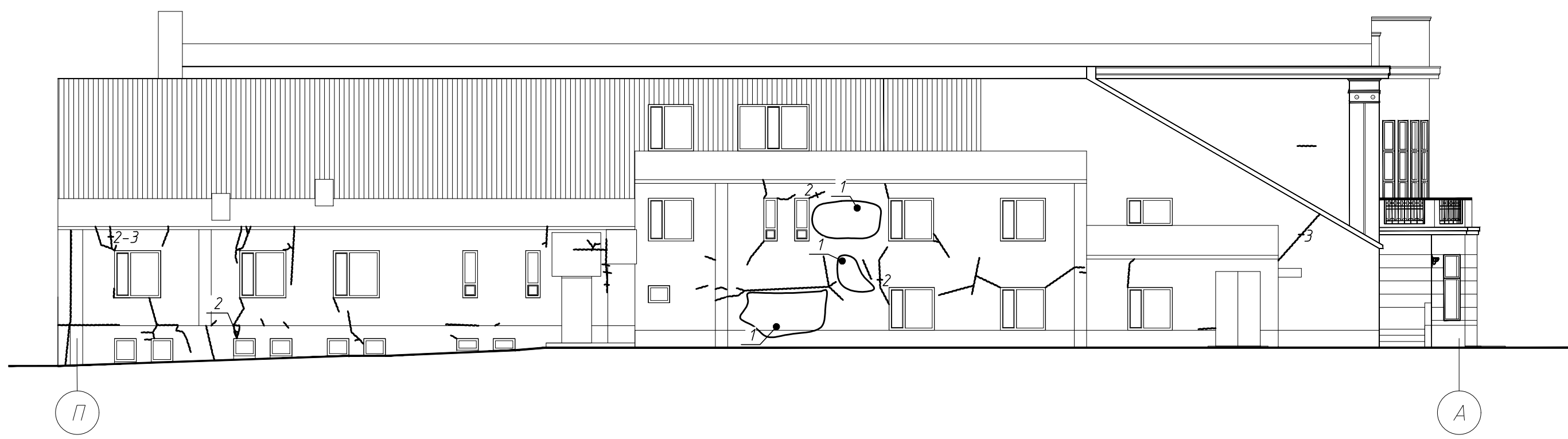
Умовні позначення дефектів та пошкоджень

- 
 Тріщина в цегляній стіні шириною розкриття xx (мм),  
непозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
- 
 Відшарування штукатурного шару
- 
 Зона сітки дрібних тріщин

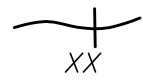


Погоджено:

Формат	А3	Копіював
Інв. № ор	Підп. та дата	Зам. інв. №

### Фасад П-А із зазначенням місць розташування дефектів та пошкоджень



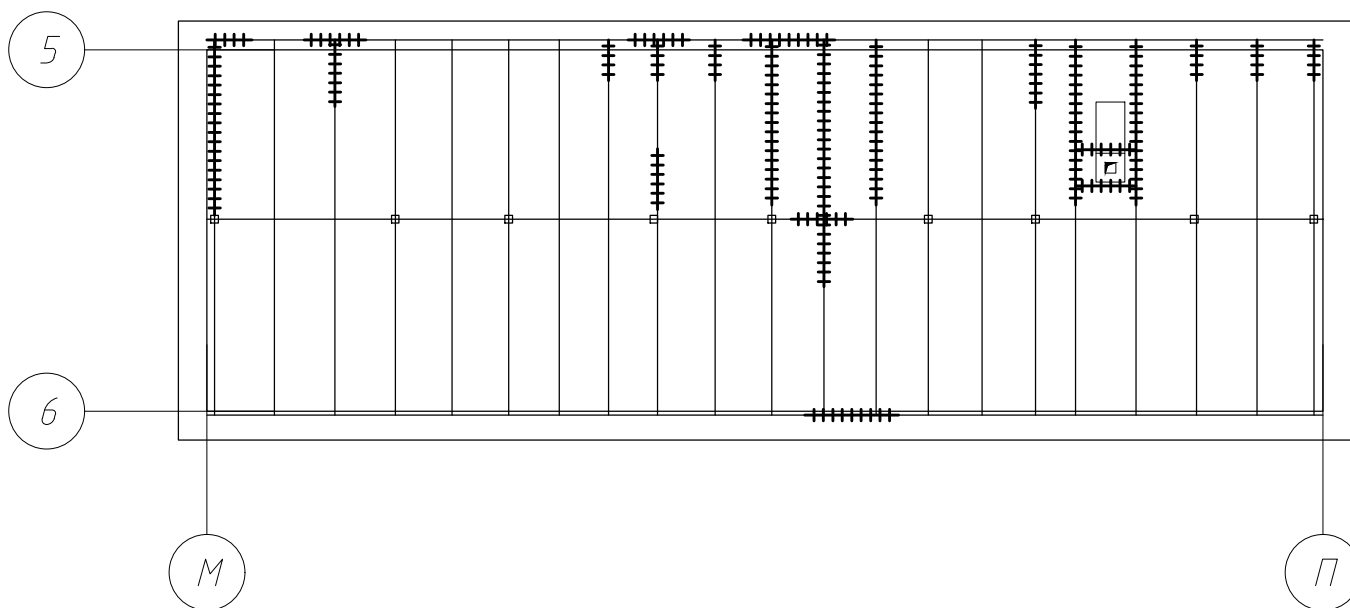
#### Умовні позначення дефектів та пошкоджень

- 
 Тріщина в цегляній стіні шириною розкриття xx (мм),  
непозначені тріщини шириною розкриття до 1 мм.
- 
 Зона сітки дрібних тріщин
- 
 Відшарування штукатурного шару

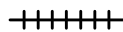
Погоджено:

Формат	А3	Копіював	
Інв. № ор	Підп. та дата	Зам. інв. №	

Схема розташування елементів кроквяної системи  
прибудови в осях 5-6/М-П  
із зазначенням дефектів та пошкоджень



Умовні позначення  
дефектів та пошкоджень



Замочування елементів кроквяної системи з  
подальшим біологічним ураженням деревини

Обстеженням відмічено :

- порушена технологія влаштування покрівлі, що призвела до постійного зволоження та загнивання обрешітки;
- повсюдні отвори в покрівельних листах "ондулін";

Погоджено:

Зам. інв. №

Підп. та дата

Інв. № ор

Формат А4 Копіяваб

**Відомості дефектів та пошкоджень об'єкта**

## ВІДОМОСТІ ДЕФЕКТІВ ТА ПОШКОДЖЕНЬ ОБ'ЄКТА

№ п/п	Тип та характеристика дефекту та пошкодження	Розташування дефекту	Параметри дефекту та пошкодження, № фото	Загальні рекомендації щодо відновлення експлуатаційної придатності
<i>1. Вимощення (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – В)</i>				
1.1.	Тріщини у вимощенні	По осі 1 та П	Фото 1	Відновити вимощення по периметру будівлі.
1.2.	Зазори між стіною та вимощенням	По контуру будівлі	Фото 21	
1.3.	Незначні руйнування та просідання	По периметру будівлі	Фото 2	
<i>2. Фундаменти (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – А)</i>				
2.1.	Вторинними дефектами, що характеризують фундаменти є наявність тріщин осадового характеру в зовнішніх стінах	-	-	-
<i>3. Стіни (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – А)</i>				
3.1.	Локальне руйнування внутрішньої цегляної стіни	Підвал в осях К/1-2	На глибину 0,5 см Фото 3	Пошкоджені ділянки цегляної кладки стіни затерти цементно-піщаним розчином марки М100.
3.2.	Тріщини в зовнішніх та внутрішніх стінах	Повсюдно	Шириною розкриття до 3 мм Фото 4-6	Тріщини у стінах заповнити методом ін'єктування з використанням суміші СХ5 згідно технології фірми Ceresit (або альтернативними полімерцементними сумішами). Встановити довготривале спостереження за можливим подальшим розкриттям тріщин шляхом встановлення гіпсових маяків на тріщини. У разі подальшого
3.3.	Тріщини у внутрішніх стінах	В підвалі, в осях Е-Н/1-3	Шириною розкриття до 7 мм Фото 7, 8	

<i>№ п/п</i>	<i>Тип та характеристика дефекту та пошкодження</i>	<i>Розташування дефекту</i>	<i>Параметри дефекту та пошкодження, № фото</i>	<i>Загальні рекомендації щодо відновлення експлуатаційної придатності</i>
				їх розкриття виконати підсилення фундаментів
3.4.	Сліди зволоження на поверхні внутрішніх стін	В підвалі, в осях Н-П/3-5	Фото 9	Виконати заходи по недопущенню подальшого зволоження стін
3.5.	Вивітрювання розчину зі швів цегляної кладки	В підвалі в осях Н-П/3-5	На глибину до 6 см Фото 10	Шви розшити, очистити від бруду та пилу і заповнити цементно-піщаним розчином марки М100. Виконати штукатурення стіни.
3.6.	Відсутня перемичка в дверному прорізі	В підвалі в осях К-Н/3-4	Фото 22	Влаштувати перемичку.
3.7.	Приведений опір теплопередачі зовнішніх стін не відповідає сучасним вимогам енергоефективності			Провести теромодернізацію будівлі
<i>4. Перекриття (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – А)</i>				
4.1.	Відшарування захисного шару бетону з оголенням та поверхневою та пластовою корозією арматури	Підвалі, в осях К-Н/3-4	Фото 11, 12	Відновити захисний шар бетону залізобетонних конструкцій (видалити деструктивний захисний шар бетону, що втратив щеплення з арматурою. Очистити арматуру від продуктів корозії, очистити відновлювану поверхню від бруду та пилу. Для антикорозійного захисту сталеві арматури, а також в якості адгезійного шару використати суміш CD 30 згідно технології фірми Ceresit). Відновити захисний шар бетону ремонтно-відновлювальної сумішшю

<i>№ п/п</i>	<i>Тип та характеристика дефекту та пошкодження</i>	<i>Розташування дефекту</i>	<i>Параметри дефекту та пошкодження, № фото</i>	<i>Загальні рекомендації щодо відновлення експлуатаційної придатності</i>
				CD 22 згідно технології фірми Ceresit (або використати аналоги)
4.2.	Поверхнева та пластова корозія металевих елементів покриття над підвалом	Повсюдно	Фото 13, 14	Металеві балки очистити від продуктів корозії. Виконати антикорозійну обробку балок.
4.3.	Приведений опір теплопередачі покриття не відповідає сучасним вимогам енергоефективності			Провести теромодернізацію будівлі
<i>5. Покриття (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – А)</i>				
5.1.	Замокання прогону покриття	В осях Д-К/2-5	Фото 15	Виконати ремонт покрівлі
5.2.	Загнивання кроквяних ніг	В осях Б-Д/2-5	Фото 24	
5.3.	Зламана кроквяна нога	В осях Б-Д/4-5	Фото 23	Виконати ремонт покрівлі
<i>6. Покрівля (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – Б)</i>				
6.1.	Локальне протікання покрівлі	В осях Д-К/2-5	Фото 15	Виконати ремонт покрівлі
<i>7. Сходи (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – Б)</i>				
7.1.	Дефектів та пошкоджень не виявлено	-	-	-
<i>8. Перегородки (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – Б)</i>				
8.1.	Вертикальні тріщини в місці примикання перегородки до стіни	Другий поверх в осях П-Н/2-3	Фото 16	

<i>№ п/п</i>	<i>Тип та характеристика дефекту та пошкодження</i>	<i>Розташування дефекту</i>	<i>Параметри дефекту та пошкодження, № фото</i>	<i>Загальні рекомендації щодо відновлення експлуатаційної придатності</i>
8.2.	Тріщини та зазори в місцях стикування перегородок з перекриттям		Фото 17	Тріщини розшити, очистити від бруду та пилу. Тріщини зачеканити полімер цементним розчином М100. Виконати опорядження.
<i>9. Підлоги (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – В)</i>				
9.1.	Суттєвих дефектів та пошкоджень не виявлено	-	-	-
<i>10. Оздоблення (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – В)</i>				
10.1.	Замокання оздоблення стелі	Третій поверх в осях В-Д/4-5	Фото 18	Виконати ремонт оздоблення фасадів
10.2.	Висоли на поверхні оздоблення фасадів	В осях 2-5 по осі А	Фото 19	
10.3.	Відшарування оздоблення фасаду в карнизній частині		Фото 20	
<i>11. Віконні та дверні блоки (категорія відповідно ДБН В.1.2-14:2018 – Б)</i>				
11.1.	Дефектів та пошкоджень не виявлено	-	-	-
<i>12. Внутрішні мережі</i>				
12.1	Суттєвих дефектів та пошкоджень не виявлено	-	-	Провести ревізію водонесучих комунікацій.

Фотографії дефектів та пошкоджень



Фото 1.

Тріщини у вимощенні біля стін на перехресті осей П/1.



Фото 2.

Незначні руйнування та просідання вимощення в осях В-Ж/5-6.



Фото 3.

Руйнування цегляної кладки на глибину 1 см внутрішньої стіни підвального приміщення в осях К/1-2.



Фото 4.

Тріщини шириною розкриття до 2 мм в зовнішній стіні по осі 1 в осях П-Н.



Фото 5.

Сітка тріщин шириною розкриття до 1 мм по осі 5 в осях В-Г.



Фото 6.

Тріщини в зовнішній стіні шириною розкриття до 3 мм по осі 1 в осях П-Н



Фото 7.

Тріщини шириною розкриття до 7 мм в внутрішній стіні підвального приміщення в осях К-Е/3-4.



Фото 8.

Тріщини в внутрішній стіні шириною розкриття до 7 мм по осі К в осях 1-2.



Фото 9.

Підвальне приміщення в осях К-Н/1-2. Сліди зволоження на поверхні стін та поверхнева корозія металевих балок перекриття.



Фото 10.

Вивітрювання розчину зі швів цегляної кладки стіни підвалу на глибину до 6 см в осях К-Н/3-5.



Фото 11.

Відшарування захисного шару бетону плити перекриття з оголенням, поверхневою та пластовою корозією арматури в підвальному приміщенні в осях Н/3-4.



Фото 12.

Відшарування захисного шару бетону плити перекриття з оголенням, поверхневою та пластовою корозією арматури в підвальному приміщенні в осях Н-К/3-4.



Фото 13.

Пластова корозія металевої перемички над дверним прорізом в підвальному приміщенні в осях К-Е/3-4.

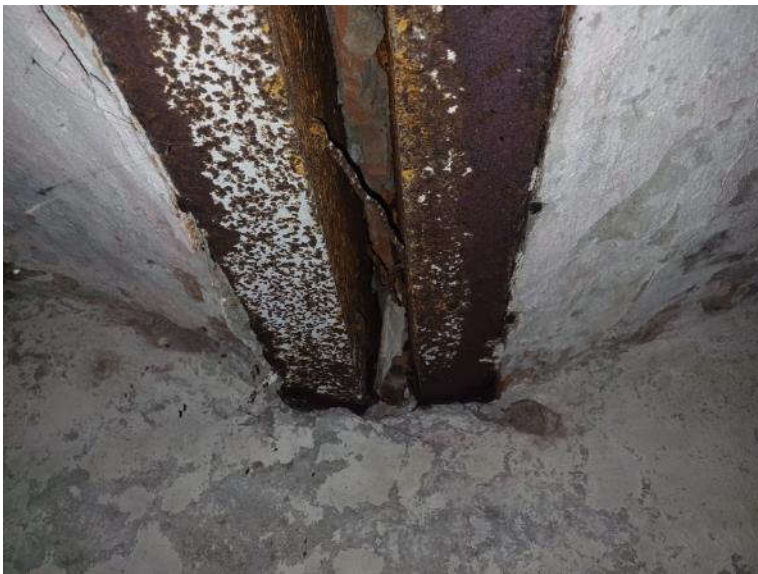


Фото 14.

Пластова корозія металевих елементів сводів в підвальному приміщенні в осях К-Е/3-4.



Фото 15.

Замокання прогону покриття в осях Д-К/2-5.



Фото 16.

Вертикальні тріщини в місці примикання перегородки до стіни на другому поверсі в осях К-Н/2-3.



Фото 17.

Тріщини в місцях стикування перегородки з перекриттям на другому поверсі в осях К-Н/2-3.



Фото 18.

Замокання оздоблення стелі на третьому поверсі в осях В-Д/4-5



Фото 19.

Висоли на поверхні оздоблення фасаду по осі А в осях 2-5.



Фото 20.

Відшарування оздоблення фасаду в карнизній частині по осі А в осях 2-5.



Фото 21.

Зазори між вимощенням та стіною по осі 1 в осях А-П.



Фото 22.

Відсутня перемичка над дверним прорізом в стіні підвалу в осях К-Н/3-4.



Фото 23.

Зламана кроква в осях Б-Д/4-5.



Фото 24.

Загнивання крокви в осях Б-Д/4-5.

Результати технічного обстеження

## РЕЗУЛЬТАТИ ТЕХНІЧНОГО ОБСТЕЖЕННЯ

№	Найменування конструкції, елементу, обладнання	Коротка характеристика конструкції, елементів, обладнання	Оцінка технічного стану	
			Категорія	Стан
<i>Основні будівельні конструкції</i>				
1.	Фундаменти під зовнішніми стінами	Стрічкові	III	<i>не придатний до нормальної експлуатації</i>
2.	Фундаменти під внутрішніми стінами та колонами	Стрічкові, стовбчасті	II	задовільний
3.	Стіни	Цегляні товщиною 250, 380, 510 і 640 мм	III	<i>не придатний до нормальної експлуатації</i>
4.	Перегородки	Цегляні товщиною 120 мм	II	задовільний
5.	Перекриття	Монолітне залізобетонне, дерев'яне	II	задовільний
6.	Покриття	Монолітні залізобетонні трикутні ферми, металеві трикутні ферми	II	задовільний
7.	Покрівля	Покрівельне залізо по дерев'яній обрешітці	III	<i>не придатний до нормальної експлуатації</i>
8.	Вікна, двері	Металопластикові, дерев'яні	II	задовільний
9.	Підлоги	Дошати, лінолеум, керамічна плитка	II	задовільний
10.	Опорядження	Керамічна плитка, пофарбування	II	задовільний
<i>Інженерні системи</i>				
11.	Внутрішні мережі		II	задовільний

Результати визначення міцності бетону конструкцій

## РЕЗУЛЬТАТИ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ КОНСТРУКЦІЙ

Точка № 1 – Сійка ферми								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	24	14,84		4,46				
2	24	14,84		4,46				
3	23	13,68		0,90				
4	20	10,46		5,16				
5	22	12,56		0,03				
6	20	10,46	<b>12,73</b>	5,16	<b>3,58</b>	<b>1,89</b>	<b>0,15</b>	<b>9,62</b>
7	21	11,48		1,55				
8	20	10,46		5,16				
9	23	13,68		0,90				
10	24	14,84		4,46				
Точка № 2 – Балка								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	18	8,54		1,02				
2	16	6,81		7,49				
3	18	8,54		1,02				
4	18	8,54		1,02				
5	21	11,48		3,74				
6	22	12,56	<b>9,55</b>	9,04	<b>3,32</b>	<b>1,82</b>	<b>0,19</b>	<b>6,56</b>
7	18	8,54		1,02				
8	18	8,54		1,02				
9	21	11,48		3,74				
10	20	10,46		0,82				

Точка № 3 – Верхній пояс								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	26	17,30		0,92				
2	26	17,30		0,92				
3	28	19,95		2,85				
4	22	12,56		32,55				
5	30	22,78		20,39				
6	28	19,95	<b>18,26</b>	2,85	<b>13,95</b>	<b>3,73</b>	<b>0,20</b>	<b>12,14</b>
7	21	11,48		45,95				
8	27	18,61		0,12				
9	29	21,34		9,49				
10	29	21,34		9,49				
Точка № 4 - Стійка								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	24	14,84		2,34				
2	24	14,84		2,34				
3	25	16,05		7,51				
4	20	10,46		8,14				
5	24	14,84		2,34				
6	20	10,46	<b>13,31</b>	8,14	<b>5,22</b>	<b>2,28</b>	<b>0,17</b>	<b>9,56</b>
7	21	11,48		3,34				
8	20	10,46		8,14				
9	24	14,84		2,34				
10	24	14,84		2,34				

**Точка № 5 – Стійка**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	24	14,84		1,98				
2	24	14,84		1,98				
3	25	16,05		6,86				
4	20	10,46		8,85				
5	24	14,84		1,98				
6	20	10,46	<b>13,43</b>	8,85	<b>5,78</b>	<b>2,40</b>	<b>0,18</b>	<b>9,49</b>
7	21	11,48		3,79				
8	20	10,46		8,85				
9	25	16,05		6,86				
10	24	14,84		1,98				

**Точка № 6 – Розкіс**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	20	10,46		26,82				
2	26	17,30		2,79				
3	22	12,56		9,48				
4	20	10,46		26,82				
5	30	22,78		51,01				
6	26	17,30	<b>15,64</b>	2,79	<b>14,01</b>	<b>3,74</b>	<b>0,24</b>	<b>9,50</b>
7	26	17,30		2,79				
8	26	17,30		2,79				
9	24	14,84		0,63				
10	25	16,05		0,17				

Точка № 7 – Балка								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	20	14,96		34,41				
2	26	22,74		3,67				
3	22	17,41		11,61				
4	20	14,96		34,41				
5	30	28,57		60,10				
6	26	22,74	<b>20,82</b>	3,67	<b>17,35</b>	<b>4,17</b>	<b>0,20</b>	<b>13,99</b>
7	26	22,74		3,67				
8	26	22,74		3,67				
9	24	20,01		0,66				
10	25	21,36		0,29				
Точка № 8 - Стійка								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	18	8,54		0,64				
2	18	8,54		0,64				
3	17	7,65		2,84				
4	20	10,46		1,25				
5	18	8,54		0,64				
6	18	8,54	<b>9,34</b>	0,64	<b>2,48</b>	<b>1,57</b>	<b>0,17</b>	<b>6,76</b>
7	22	12,56		10,35				
8	17	7,65		2,84				
9	20	10,46		1,25				
10	20	10,46		1,25				

**Точка № 9 – Ребро плити**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	18	8,54		1,20				
2	17	7,65		3,94				
3	10	2,76		47,27				
4	20	10,46		0,67				
5	22	12,56		8,51				
6	18	8,54	<b>9,64</b>	1,20	<b>13,56</b>	<b>3,68</b>	<b>0,38</b>	<b>3,60</b>
7	24	14,84		27,05				
8	24	14,84		27,05				
9	17	7,65		3,94				
10	18	8,54		1,20				

**Точка № 10 – Полка плити**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	19	13,78		6,75				
2	18	12,64		2,13				
3	14	8,46		7,39				
4	14	8,46		7,39				
5	19	13,78		6,75				
6	16	10,47	<b>11,18</b>	0,50	<b>4,79</b>	<b>2,19</b>	<b>0,20</b>	<b>7,59</b>
7	16	10,47		0,50				
8	18	12,64		2,13				
9	14	8,46		7,39				
10	18	12,64		2,13				

<b>Точка № 11 – Сійка</b>								
<b>№ п/п</b>	<b>Величина відскоку</b>	<b>Тарувальне значення міцності бетону, МПа</b>	<b>Середнє значення міцності бетону, МПа</b>	<b>(Xi-X)2</b>	<b>Дисперсія</b>	<b>Середнє квадрат. відхил.</b>	<b>Коефіцієнт варіації</b>	<b>Нормативне значення міцності бетону, МПа</b>
1	26	17,30		4,13				
2	28	19,95		0,38				
3	30	22,78		11,83				
4	26	17,30		4,13				
5	27	18,61		0,54				
6	29	21,34	<b>19,34</b>	4,01	<b>15,61</b>	<b>3,95</b>	<b>0,20</b>	<b>12,86</b>
7	30	22,78		11,83				
8	20	10,46		78,89				
9	27	18,61		0,54				
10	31	24,26		24,20				
<b>Точка № 12 – Сійка</b>								
<b>№ п/п</b>	<b>Величина відскоку</b>	<b>Тарувальне значення міцності бетону, МПа</b>	<b>Середнє значення міцності бетону, МПа</b>	<b>(Xi-X)2</b>	<b>Дисперсія</b>	<b>Середнє квадрат. відхил.</b>	<b>Коефіцієнт варіації</b>	<b>Нормативне значення міцності бетону, МПа</b>
1	29	21,34		0,45				
2	30	22,78		0,58				
3	32	25,78		14,19				
4	30	22,78		0,58				
5	29	21,34		0,45				
6	20	10,46	<b>22,02</b>	133,63	<b>19,92</b>	<b>4,46</b>	<b>0,20</b>	<b>14,70</b>
7	29	21,34		0,45				
8	32	25,78		14,19				
9	30	22,78		0,58				
10	32	25,78		14,19				

<b>Точка № 13 – Розкіс</b>								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	22	12,56		0,02				
2	20	10,46		3,91				
3	21	11,48		0,90				
4	24	14,84		5,79				
5	20	10,46		3,91				
6	21	11,48	<b>12,43</b>	0,90	<b>5,86</b>	<b>2,42</b>	<b>0,19</b>	<b>8,46</b>
7	24	14,84		5,79				
8	20	10,46		3,91				
9	26	17,30		23,73				
10	20	10,46		3,91				
<b>Точка № 14 – Стійка</b>								
№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	29	21,34		4,91				
2	25	16,05		9,47				
3	30	22,78		13,33				
4	28	19,95		0,68				
5	26	17,30		3,32				
6	27	18,61	<b>19,13</b>	0,27	<b>10,60</b>	<b>3,26</b>	<b>0,17</b>	<b>13,79</b>
7	24	14,84		18,38				
8	30	22,78		13,33				
9	30	22,78		13,33				
10	24	14,84		18,38				

**Точка № 15 – Ребро плити**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	28	25,59		31,73				
2	25	21,36		1,95				
3	21	16,17		14,38				
4	23	18,70		1,60				
5	28	25,59		31,73				
6	22	17,41	<b>19,96</b>	6,48	<b>10,48</b>	<b>3,24</b>	<b>0,16</b>	<b>14,65</b>
7	23	18,70		1,60				
8	23	18,70		1,60				
9	23	18,70		1,60				
10	23	18,70		1,60				

**Точка № 16 – Ребро плити**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	27	24,15		0,15				
2	25	21,36		5,79				
3	25	21,36		5,79				
4	27	24,15		0,15				
5	29	27,07		10,92				
6	28	25,59	<b>23,76</b>	3,35	<b>5,82</b>	<b>2,41</b>	<b>0,10</b>	<b>19,81</b>
7	29	27,07		10,92				
8	26	22,74		1,05				
9	24	20,01		14,10				
10	27	24,15		0,15				

**Точка № 17 – Ребро плити**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	26	17,30		2,29				
2	28	19,95		1,29				
3	31	24,26		29,59				
4	29	21,34		6,37				
5	21	11,48		53,79				
6	24	14,84	<b>18,82</b>	15,83	<b>18,03</b>	<b>4,25</b>	<b>0,23</b>	<b>11,85</b>
7	27	18,61		0,04				
8	32	25,78		48,51				
9	26	17,30		2,29				
10	26	17,30		2,29				

**Точка № 18 – Ребро плити**

№ п/п	Величина відскоку	Тарувальне значення міцності бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону, МПа	(Xi-X)2	Дисперсія	Середнє квадрат. відхил.	Коефіцієнт варіації	Нормативне значення міцності бетону, МПа
1	31	30,11		20,63				
2	35	30,62		25,55				
3	30	22,78		7,79				
4	29	21,34		17,86				
5	29	21,34		17,86				
6	29	21,34	<b>25,57</b>	17,86	<b>17,23</b>	<b>4,15</b>	<b>0,16</b>	<b>18,76</b>
7	31	24,26		1,72				
8	32	25,78		0,05				
9	32	25,78		0,05				
10	36	32,33		45,66				

Розрахунок снігового навантаження

Граничне розрахункове значення навантаження – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.

Граничне розрахункове значення ваги снігового покриву снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою:

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

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням.

$\gamma_{fm} = 1,14$  – для середнього періоду повторюваності 100 років.

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па)

$$S_0 = 167 \text{ кг/м}^2.$$

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt}$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю.

Коефіцієнт  $\mu$  визначається за додатком Ж [5] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, як показано на рис. 1.

При визначенні навантаження біля торця ліхтаря для зони  $B$  значення коефіцієнта  $\mu$  в обох варіантах приймаємо таким, що дорівнює 1,0.

$$\mu_1 = 0,8; \mu_2 = 1 + \frac{0,1a}{b}; \mu_3 = 1 + \frac{0,5a}{b_1}.$$

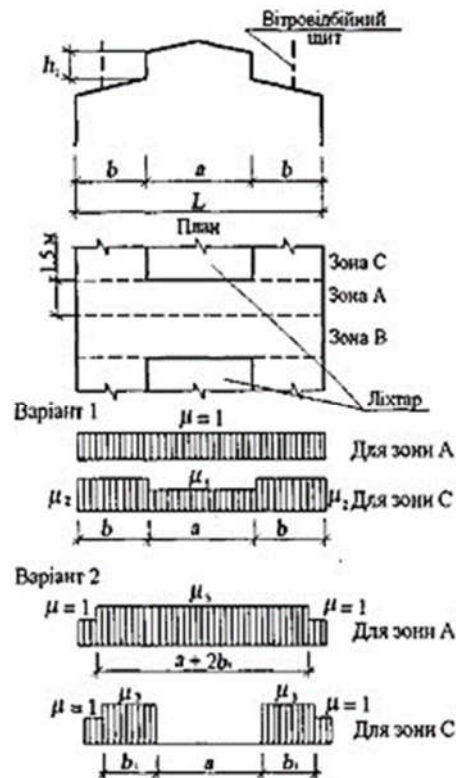


Схема прикладання снігового навантаження на ферму

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі.

$C_e = 1$ , при відсутності даних про режим експлуатації покрівлі.

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

$C_{alt} = 1$ , при висоті розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря менше 0,5 км.

*Визначення експлуатаційного значення ваги снігового покриву*

Експлуатаційне розрахункове значення навантаження – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних з труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустима вібрація та неприпустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

Експлуатаційне розрахункове значення ваги снігового покриву обчислюється за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження.

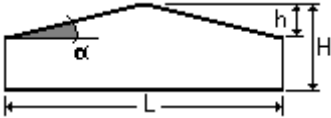
$$\gamma_{fe}=0,49$$

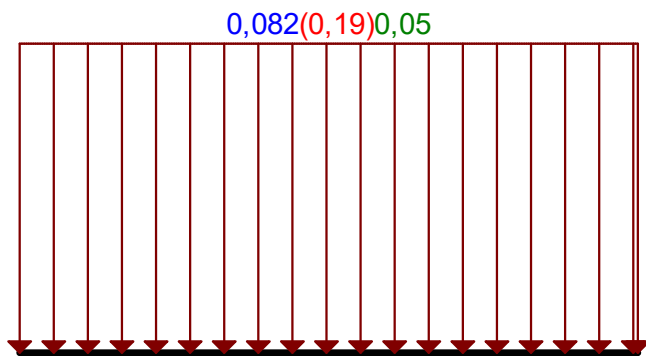
$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па)

$$S_0 = 167 \text{ кг/м}^2.$$

### Розрахунок снігового навантаження

Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
<b>Місцевість</b>		
Характеристичне значення снігового навантаження	0,167	Т/м <sup>2</sup>
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0,138	км
<b>Будівля</b>		
		
Висота будівлі Н	8,6	м
Ширина будівлі В	45	м
h	3,8	м
α	19,468	град
L	21,5	м
Незаглиблена конструкція з підвищеним тепловиділенням	Ні	
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням $\gamma_{fm}$	1,14	
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням $\gamma_{fe}$	0,49	



Одиниці вимірювання :  $\text{T}/\text{m}^2$

— Експлуатаційне значення

— Граничне значення

— Квазістале значення

Розрахунок вітрового навантаження

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. Б.1.

Таблиця Б.1.

T, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

В нашому випадку приймаємо  $\gamma_{fm}=1,14$

$W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску визначається залежно від вітрового району по карті (рис. Б.1) або за додатком Е [5].

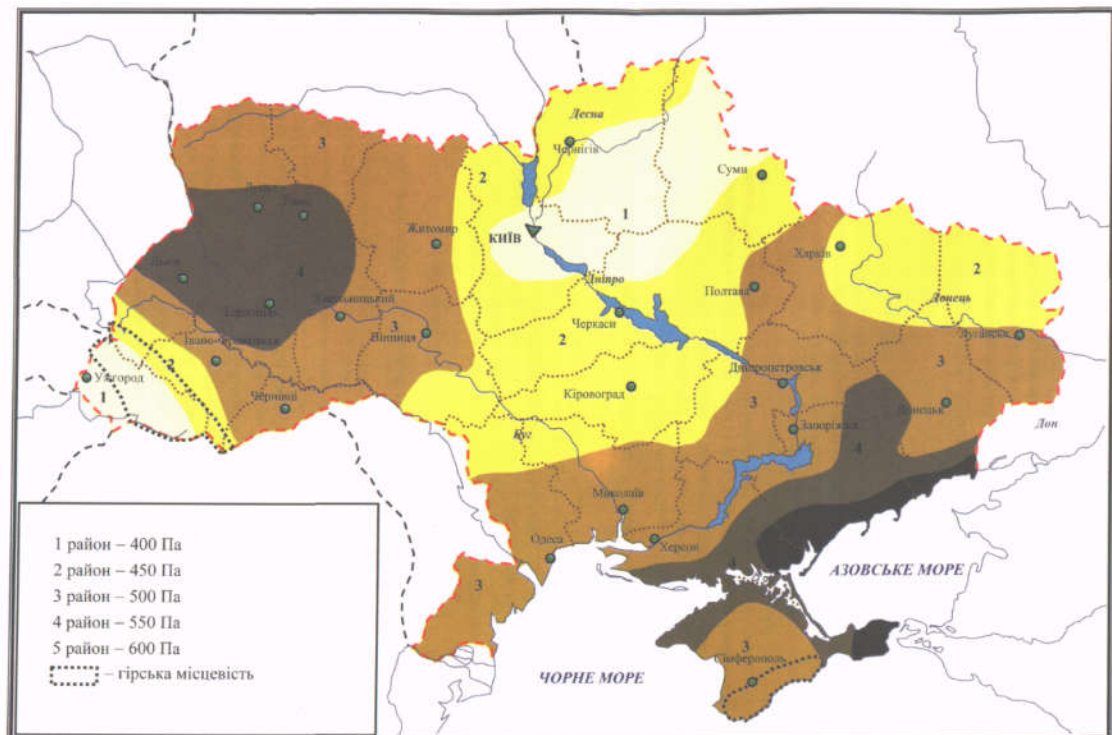


Рисунок Б.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

В нашому випадку  $W_0 = 420$  Па для м. Суми, Сумської обл. згідно додатку Е [5], у розрахунку приймаємо  $42 \text{ кгс/м}^2$ .

$C$  – коефіцієнт, визначений за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де  $C_{aer}$  - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{aer} = 0,48$

$C_h$  - коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_h = 0,69$

$C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за формулою

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}).$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів метеорологічних спостережень за вітром, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення вітрового навантаження обчислюється шляхом статистичного оброблення результатів строкових замірів швидкостей вітру і при цьому приймається  $C_{alt} = 1$ ;

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel} = 1$

$C_{rel}$  - коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel} = 1$

$C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{dir} = 1$

$C_d$  - коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_d = 1$

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

$$C = 0,48 \times 0,69 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 1$$

Приймаємо коефіцієнт  $C = 0,33$ .

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_m = 1,14 \times 42 \times 0,33 = 15,08 \text{ кгс/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C,$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за таблицею Б.2.

Таблиця Б.2.

$\eta$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\gamma_{fe}$	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fe}$  слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення  $\eta$  приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ .

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. Б.1.) або за додатком Е [5].

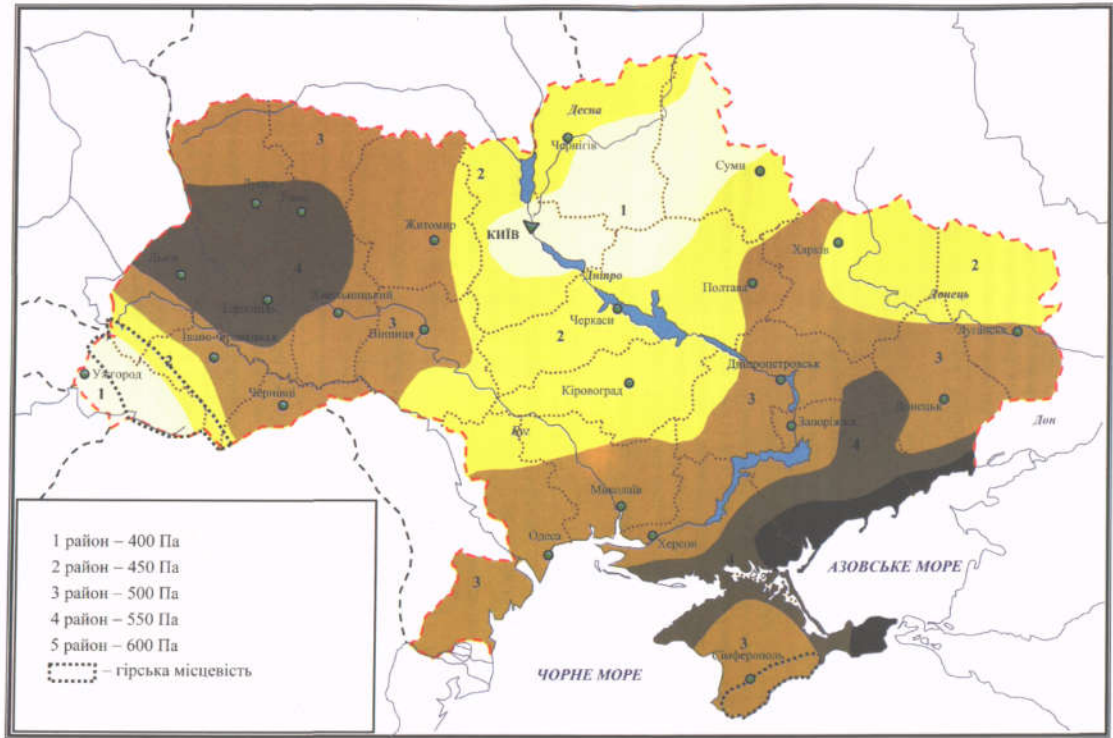


Рисунок Б.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

В нашому випадку  $W_0 = 420$  Па для м. Суми, Сумської обл. згідно додатку Е [5], у розрахунку приймаємо  $42 \text{ кгс/м}^2$ .

$C$  – коефіцієнт, визначений за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де  $C_{aer}$  - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{aer} = 0,48$

$C_h$  - коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_h = 0,69$

$C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за формулою

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}).$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів метеорологічних спостережень за вітром, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення вітрового навантаження обчислюється шляхом статистичного оброблення результатів строкових замірів швидкостей вітру і при цьому приймається  $C_{alt}=1$ ;

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel}=1$

$C_{rel}$  - коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel}=1$

$C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{dir}=1$

$C_d$  - коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13. згідно [5]

Приймаємо коефіцієнт  $C_d=1$

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

$$C = 0,48 \times 0,69 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 1$$

Приймаємо коефіцієнт  $C=0,33$ .

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_e = 0,21 \times 42 \times 0,33 = 2,91 \text{ кгс/м}^2$$

Матеріали конференцій

## **ВИПРОБУВАННЯ ПОКРИТТЯ БУДІВЛІ АКАДЕМІЧНОГО ТЕАТРУ ДЛЯ ДІТЕЙ ТА ЮНАЦТВА В М. СУМИ**

**Трифонов Костянтин Дмитрович,**

Магістр ОПП Будівництво та цивільна інженерія

**Циганенко Людмила Анатоліївна,**

доцент кафедри будівельних конструкцій

**Циганенко Геннадій Михайлович**

викладач кафедри будівельних конструкцій

Національний Аграрний Університет

м. Суми, Україна

[trifonovkostik@gmail.com](mailto:trifonovkostik@gmail.com)

[tsyganenkoLA@ukr.net](mailto:tsyganenkoLA@ukr.net)

**Анотація:** приведено методику проведення натурального випробування нетипового конструктивного рішення перекриття глядацької зали що суміщене з конструкцією покриття.

**Ключові слова:** обстеження, статичне випробування, будівля театру, нетипова конструкція покриття.

Будівля театру для дітей та юнацтва у м. Суми є історичною пам'яткою, до якої висуваються певні умови щодо її експлуатації. В першу чергу це заплановані обстеження несучих елементів будівлі з метою визначення їх технічного стану та працездатності. Враховуючі те, що обстеження - це комплекс технічних і організаційних заходів, спрямованих на оцінку стану будівельних конструкцій, інженерних систем, фундаментів та інших елементів будівлі чи споруди, при обстеженні будівлі було виконано обмірні роботи для детального опису розташування наявних дефектів, проведена оцінка рівня зношеності, відповідність конструкцій нормативним вимогам, а також визначено можливості для реконструкції, ремонту чи демонтажу несучих елементів будівлі.

В зв'язку з тим, що станом на 2024 рік проектна документація цієї будівлі не зберіглася, було виконано випробування міцності матеріалів за допомогою

неруйнівних методів визначення міцності матеріалів, а саме склерометричним методом та ультразвуковим, для майбутніх розрахунків.

За результатами обмірних робіт було складено опис будівлі та її конструктивних елементів:

- будівля має складну форму в плані з розмірами в осях  $44,38 \times 33,58$  м, загальною висотою — 15,9 м;

- висота приміщень коливається від 3,4 м. до 4,8 м;

- висота зали для глядачів дорівнює 8,9 м., а сцени – 9,5 м;

Приміщення зали для глядачів перекрито нетиповим перекриттям, що суміщено з покриттям будівлі. Монолітна ребриста плита перекриття, ребра якої направлені вгору та являють собою нижній пояс монолітних залізобетонних ферм. Ферми прольотом 21,6 м з кроком 3,5 м, спираються на монолітні залізобетонні колони. Для підтвердження несучої здатності нетипового суміщеного покриття було проведено випробування статичним навантаженням. Методика полягала в тому, що суміщене покриття було випробовувано на дію зосередженого навантаження у кількості 8 точок прикладання з формуванням ваги на платформи загальною вагою 16 тонн, через троси ,які пропущені крізь несучу конструкцію. Результатами натурного випробування було отримання прогинів несучої конструкції в її центрі та порівняння з гранично допустимим значенням від експлуатаційного навантаження.

Для створення зосередженого навантаження в бетоні перекриття просвердлили отвори діаметром 20 мм (Рис. 1). Через отвори пропустили сталеві тяжі діаметром 12 мм, які використовувалися для підвіски вантажів. Для навантаження встановили 8 підвісок-платформ, на які розміщували вантажі. Як навантажувальні матеріали використали силікатну цеглу. Максимальна вага кожного вантажу становила 2,0 т (20 кН).

Замірювання прогинів у центрі плити проводили після кожного етапу навантаження. Особлива увага приділялася рівномірності розподілу навантаження на платформи.

Випробування охопили всі ключові елементи конструкції: кроквяні ферми, плити перекриття та сполучні прогони кроквяних ферм.



**Рис. 1. Створення навантаження**  
**Просвердлені отвори в перекритті. Сталеві тяжі для підвіски вантажів**

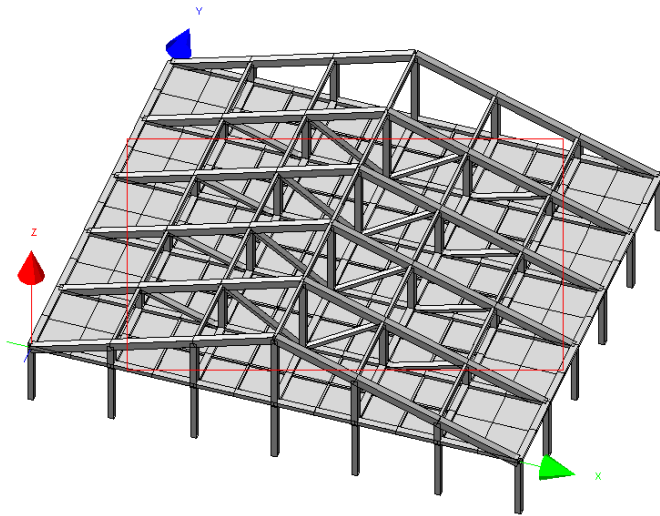
Прогини визначалися двома методами:

- розрахунковим: із використанням модуля деформацій  $5,25 \cdot 10^6$  МПа;
- експериментальним: шляхом натурних вимірювань.

Коефіцієнт варіації між розрахунковими та вимірними значеннями становив 0,032, що відповідає похибці не більше 3,2 %. Такий низький рівень похибки є відмінним результатом для натурних випробувань і свідчить про високу точність експерименту. Після досягнення нормативного навантаження перекриття витримували під статичним навантаженням протягом **12 годин**. Ця пауза дозволила стабілізувати процеси деформацій та переміщень, щоб оцінити поведінку конструкції при експлуатаційних навантаженнях. Розвантаження проводилося поступово, подвоєними ступенями навантаження. Після кожного кроку передбачалася **30-хвилинна витримка**, щоб зафіксувати результати деформацій і відновлення перекриття. Конструкція продемонструвала **стабільну поведінку** при нормативному та експлуатаційному навантаженні. Після розвантаження залишкові деформації були мінімальними, що свідчить про високу несучу здатність конструкції. Таке випробування дозволило оцінити поведінку перекриття під дією характеристичного навантаження та підтвердити його здатність витримувати передбачені експлуатаційні навантаження.

Для оцінки результатів статичних натурних випробувань було проведено математичне моделювання нетипового суміщеного покриття в ПК ЛИРА САПР. Розроблена для дослідження початкова схема в ПК мала жорсткісні характеристики елементів, які були отримані під час проведення натурального

експерименту, прийнято навантаження, що були прикладені на нетипову конструкцію покриття, (Рис. 2).



**Рис. 2. Розрахункова схема суміщеного нетипового покриття в ПК ЛІРА САПР.**

Після створення схеми було виконано розрахунок і проведено аналіз напружено-деформованого стану несучих елементів, а також оцінено відповідність отриманих прогинів нормативним значенням, та значенням, що було отримано під час проведення натурного випробування. Результати розрахунку показали граничний нормативний прогин, який становить 84 мм, максимальний фактичний прогин під статичним навантаженням під час випробувань - 5,79 мм, а розрахунковий прогин - 4,65 мм. Різниця між розрахунковим і фактичним прогинами склала 1,14 мм, що свідчить про достовірність проведених випробувань.

### **Список літератури**

1. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд;
2. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість;
3. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.

# ДОСЛІДЖЕННЯ ПОКРИТТЯ БУДІВЛІ АКАДЕМІЧНОГО ТЕАТРУ ДЛЯ ДІТЕЙ ТА ЮНАЦТВА В М. СУМИ

**Трифонов Костянтин Дмитрович,**

Магістр ОПП Будівництво та цивільна інженерія

**Циганенко Людмила Анатоліївна,**

доцент кафедри будівельних конструкцій

Національний Аграрний Університет

м. Суми, Україна

[trifonovkostik@gmail.com](mailto:trifonovkostik@gmail.com)

[tsyganenkoLA@ukr.net](mailto:tsyganenkoLA@ukr.net)

**Анотація:** приведено опис історичної довідки обстежуваної будівлі та нетипового конструктивного рішення перекриття глядацької зали що суміщене з конструкцією покриття в будівлі академічного театру.

**Ключові слова:** обстеження, будівля театру, нетипова конструкція покриття.

Історично, будівля театру побудована у 1907 році та виконана в стилі «модерн» за проектом відомого архітектора з Харкова Гінзбурга О.М. Історики стверджують, що аналогічна будівля театру є лише у французькому місті Ніцца.

Зовнішній вигляд самої будівлі далеко не єдина його перевага, весь інтер'єр був прорахований до дрібниць, та надавав будівлі художнє враження фото 1.

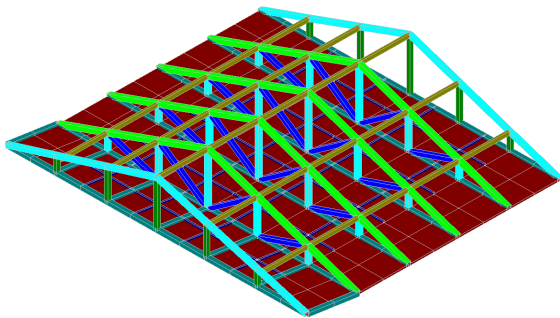
Сама будівля театру складена з декількох частин, що побудовані в різний час. Основна частина будівлі яка включає глядацьку залу, сцену, вестибюль, фойє, зведена в 1909 році. Під час реконструкції 1946-1948 років було прибудовано додаткові адміністративно-побутові та допоміжні приміщення театру.



**Фото 1. Фасад головного входу та внутрішній вигляд зали**

Будівля відноситься до ССЗ класу відповідальності згідно ДСТУ 8855:2019 тому потребує кожні три роки проведення обстеження щодо оцінки технічного стану несучих конструкцій для подальшої їх експлуатації. Для цієї будівлі це дуже актуальне питання, тому що має в якості покриття унікальну систему покрівлі, яке поєднує в собі елементи перекриття та покриття одночасно. Мова йде про перекриття над глядацькою залою розміром 18x21 м, що виконано у вигляді просторової залізобетонної конструкції, що складається з монолітних залізобетонних ферм прольотом 21,5 м і часторебристої монолітної залізобетонної несучої плити з ребрами, спрямованими нагору, зв'язаної з нижніми поясами ферм.

Для оцінки технічного стану цього конструктивного рішення було проведено натурне обстеження його елементів, визначено реальні розміри та перерізи елементів та проведено математичне моделювання в ПК ЛИРА САПР. При створенні розрахункової схеми перекриття було враховано реальну роботу конструкції, існуючі жорсткості елементів, умови його закріплення та діючі навантаження. На рис.1. показано просторову 3D схему конструктивного рішення, в таблиці наведено значення перерізів елементів.



№ перерізу	Колір на схемі	Н, мм	В, мм
1		300	270
2		270	270
3		260	260
4		300	300
5		120	-
6		270	140
7		250	250
8		270	250
9		200	90

**Рис. 1. Конструктивна схема плити покриття та характеристика перерізів**

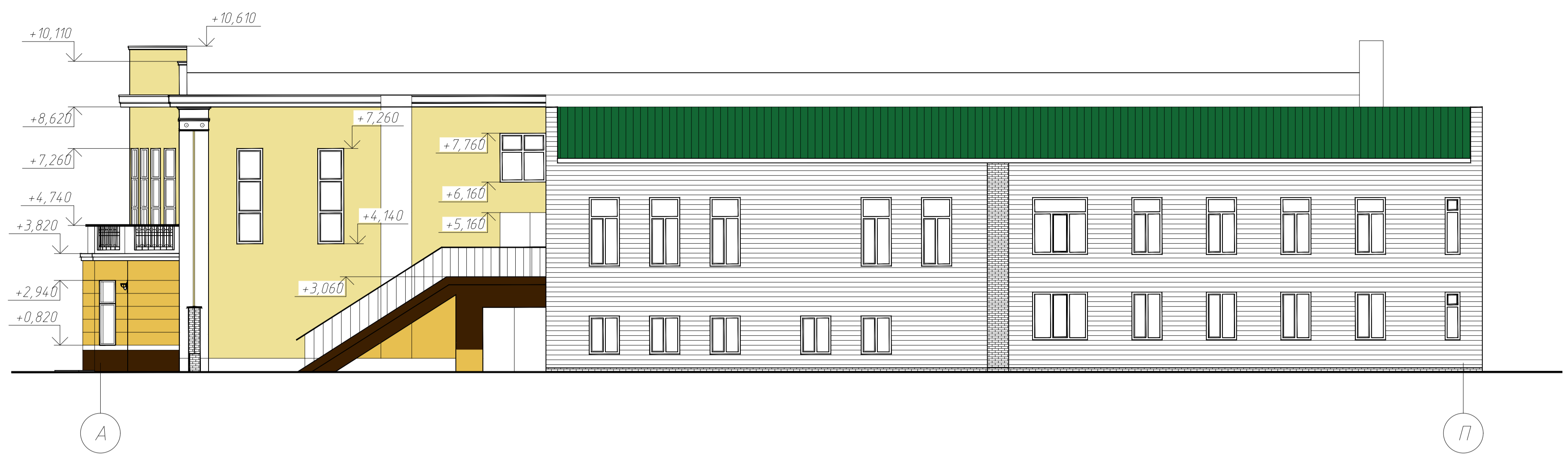
Отримані результати розрахунку, а саме зусилля в елементах, напруження в плитній частині та величини прогинів елементів дозволять провести повірочні розрахунки та дати заключення щодо подальшої можливої експлуатації даного конструктивного рішення наступні 3 роки.

### Список літератури

4. <https://www.liraland.ua/>
5. <https://sumy-tyuz.org/istoriya-budivli/>

Креслення

Фасад А-П



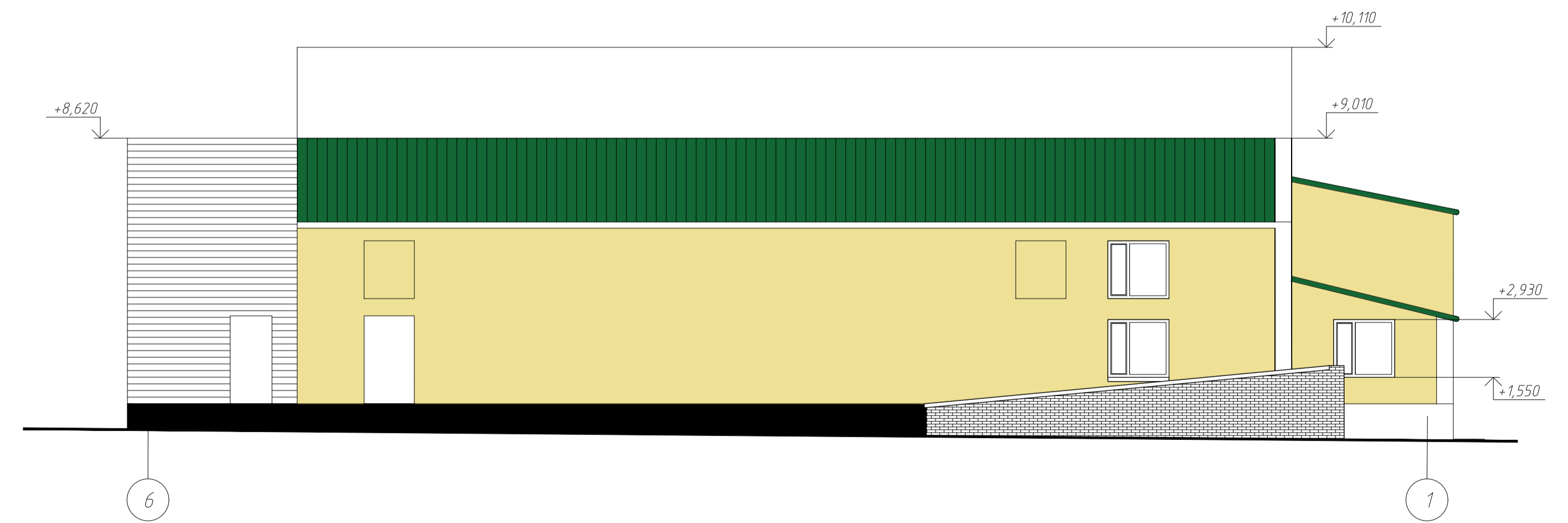
Фасад П-А



Фасад 1-6



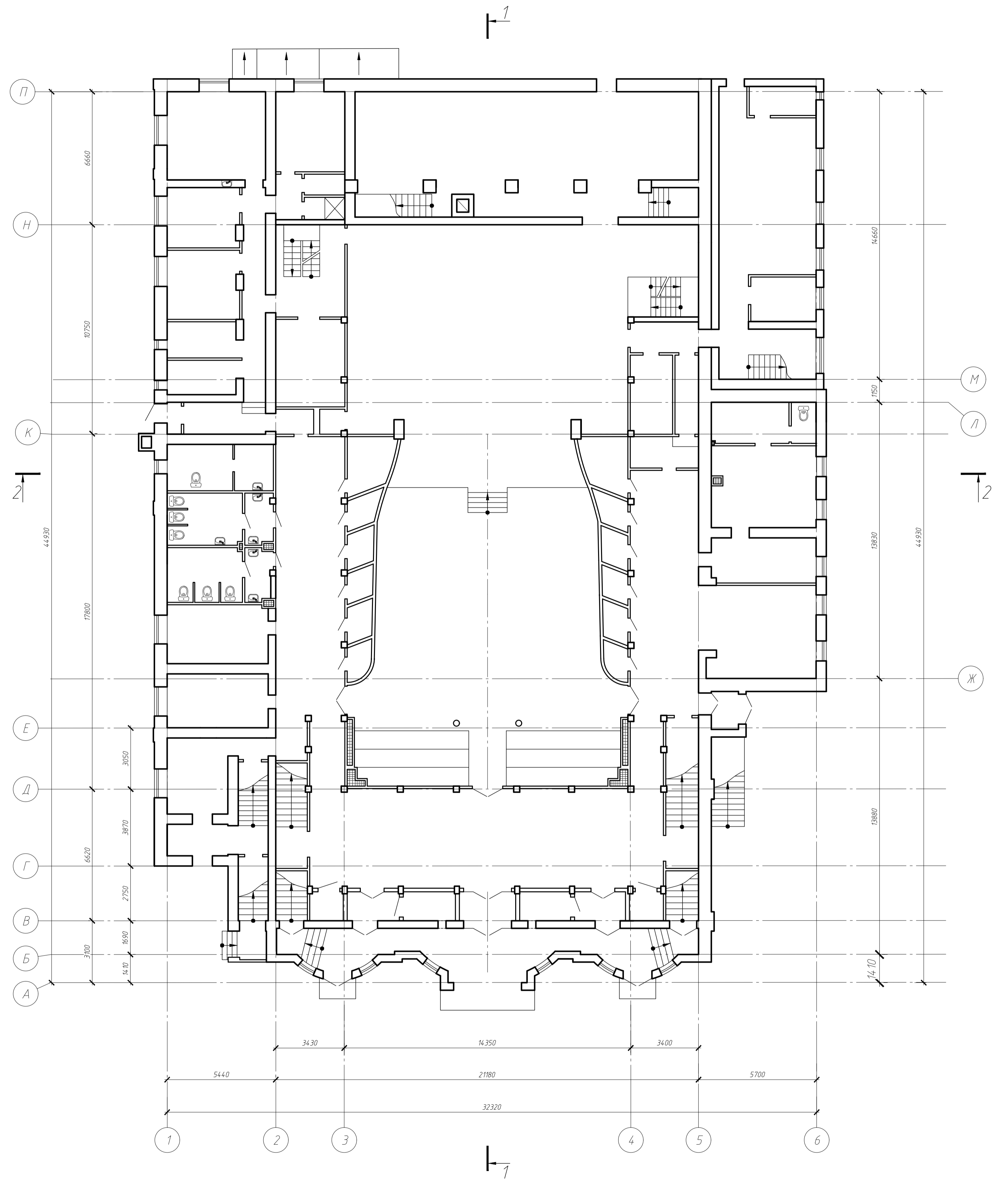
Фасад 6-1



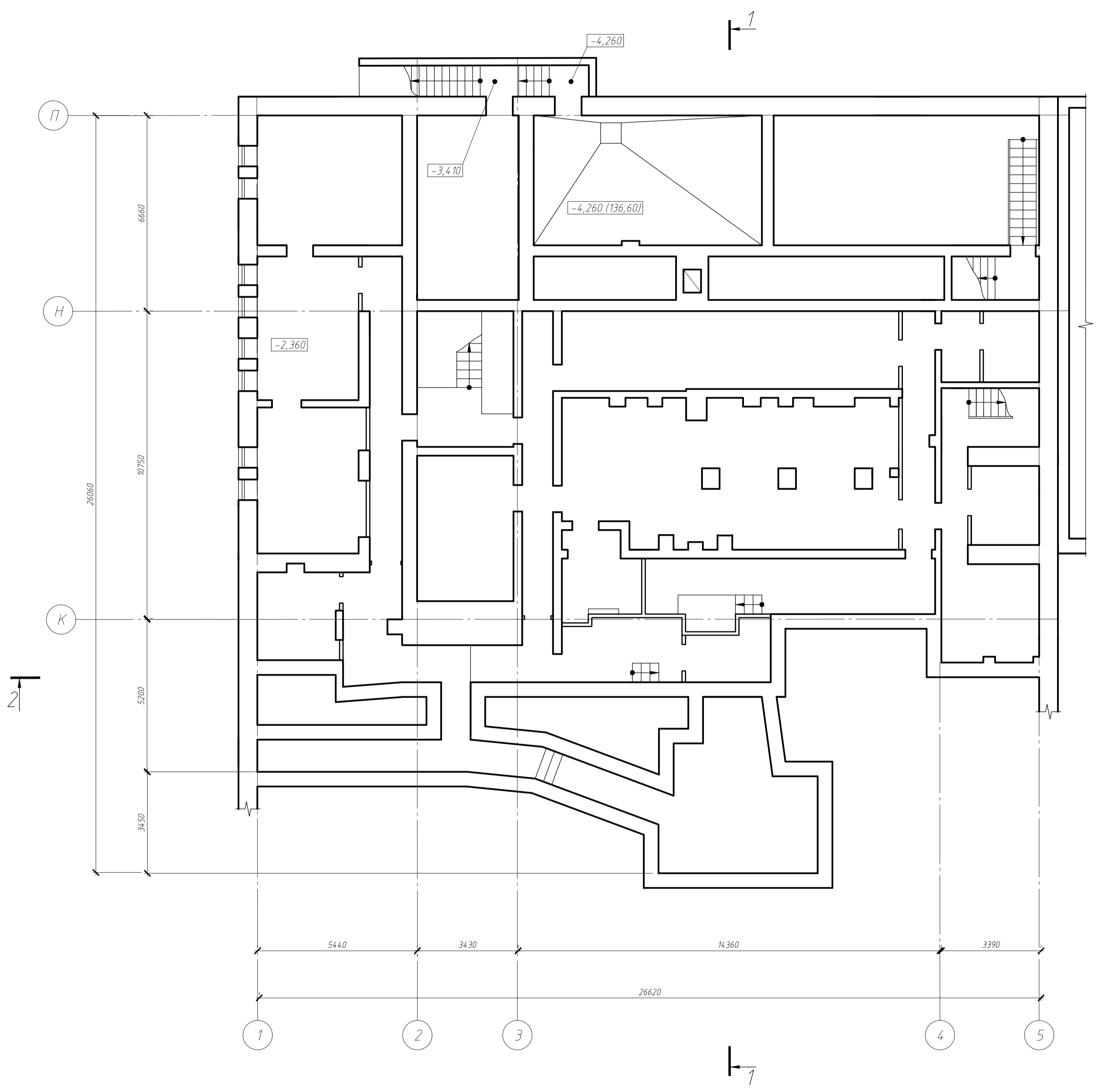
					МР 69.24. БК ДР			
Зм.	Арх.	М. документа	Підпис	Дата	Дослідження покриття будівлі академічного театру для дітей та юнацтва в м. Суми	Стая	Маса	Масштаб
Виконав	Трифанів К.Д.					Н		
Керівник	Циханенко Л.А.				Аркш 1	Аркшів 5		
					Фасад А-П, Фасад П-А, Фасад 1-6, Фасад 6-1		СНАУ гр. БУД 2301-2м	
					Формат А1			

Посаджено  
 Формат А4  
 Коніваб  
 Інв. № ор.  
 Підп. та дата  
 Зам. Інв. №

План першого поверху



План підвалу



МР 69.24. БК ДР					Стая	Маса	Масштаб
Зм.	Арх.	М. документа	Підпис	Дата	Н		
Виконав	Трифонов К.Д.				Аркш 2	Аркш 5	
Керівник	Циханенко Л.А.				СНАУ гр. БУД 2301-2м		
План підвалу, План першого поверху					СНАУ гр. БУД 2301-2м		

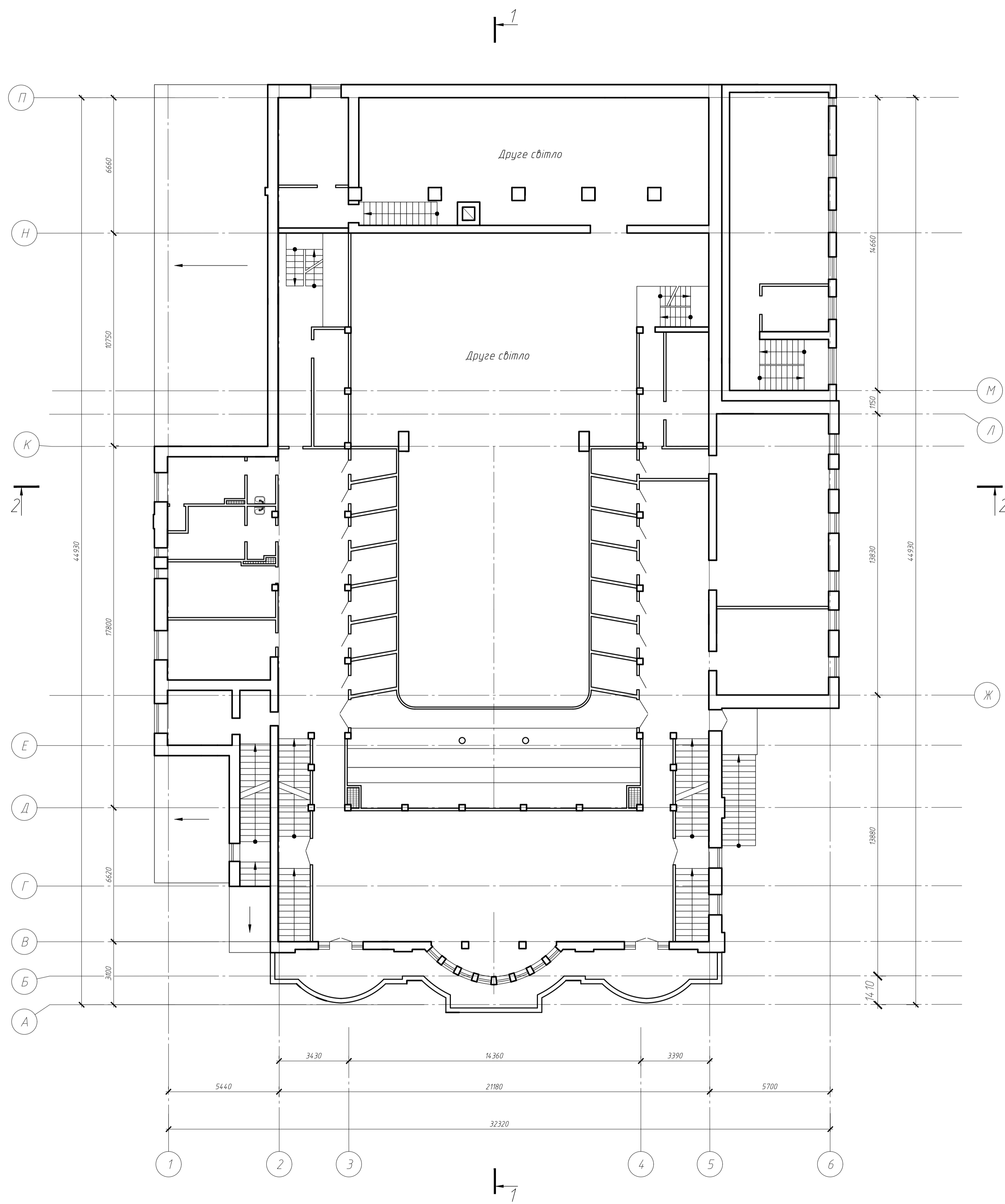
Погоджено

Формат А3 Конкретно

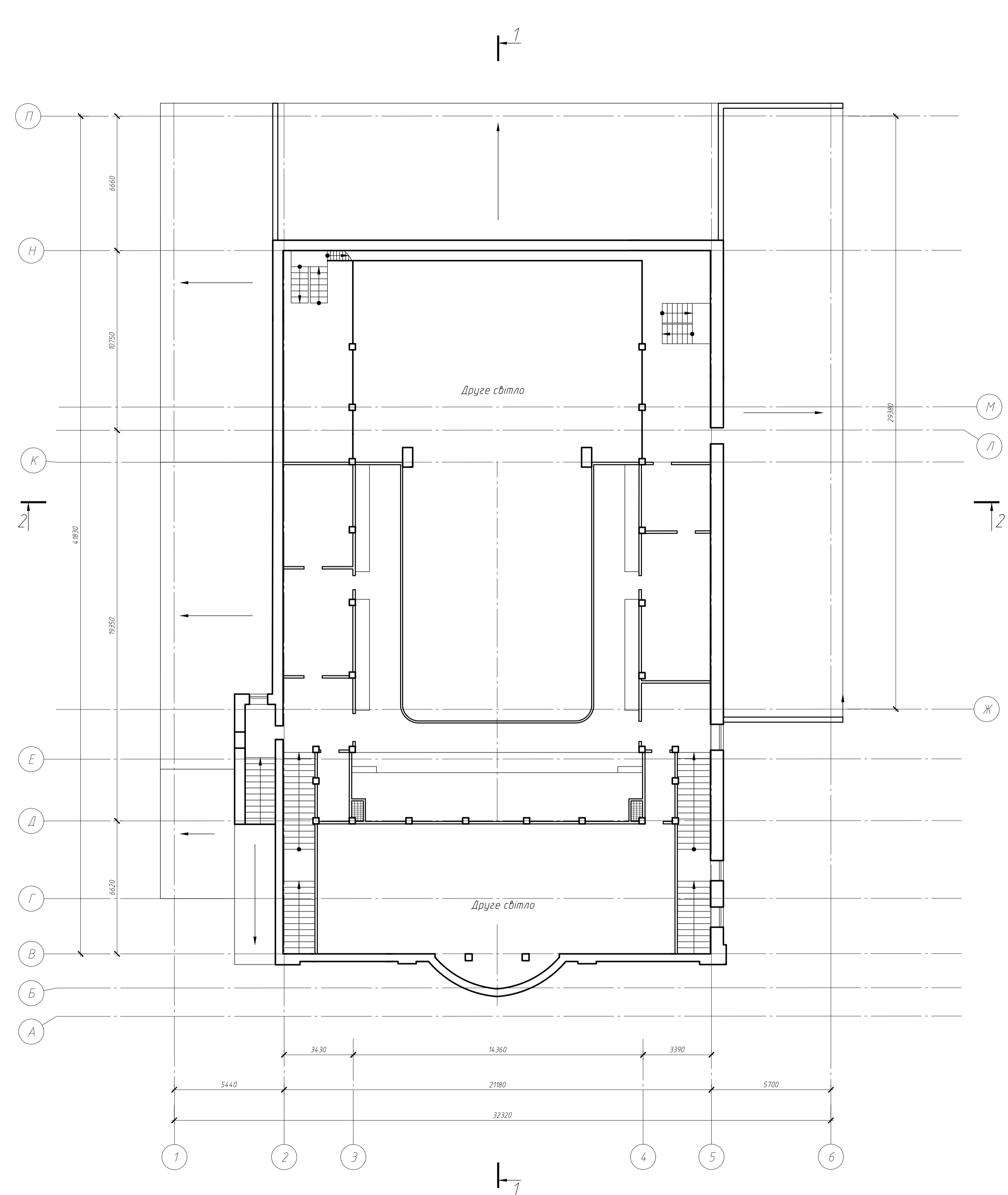
Інв. № ор. План та бітва

Зам. Інв. №

План другого поверху



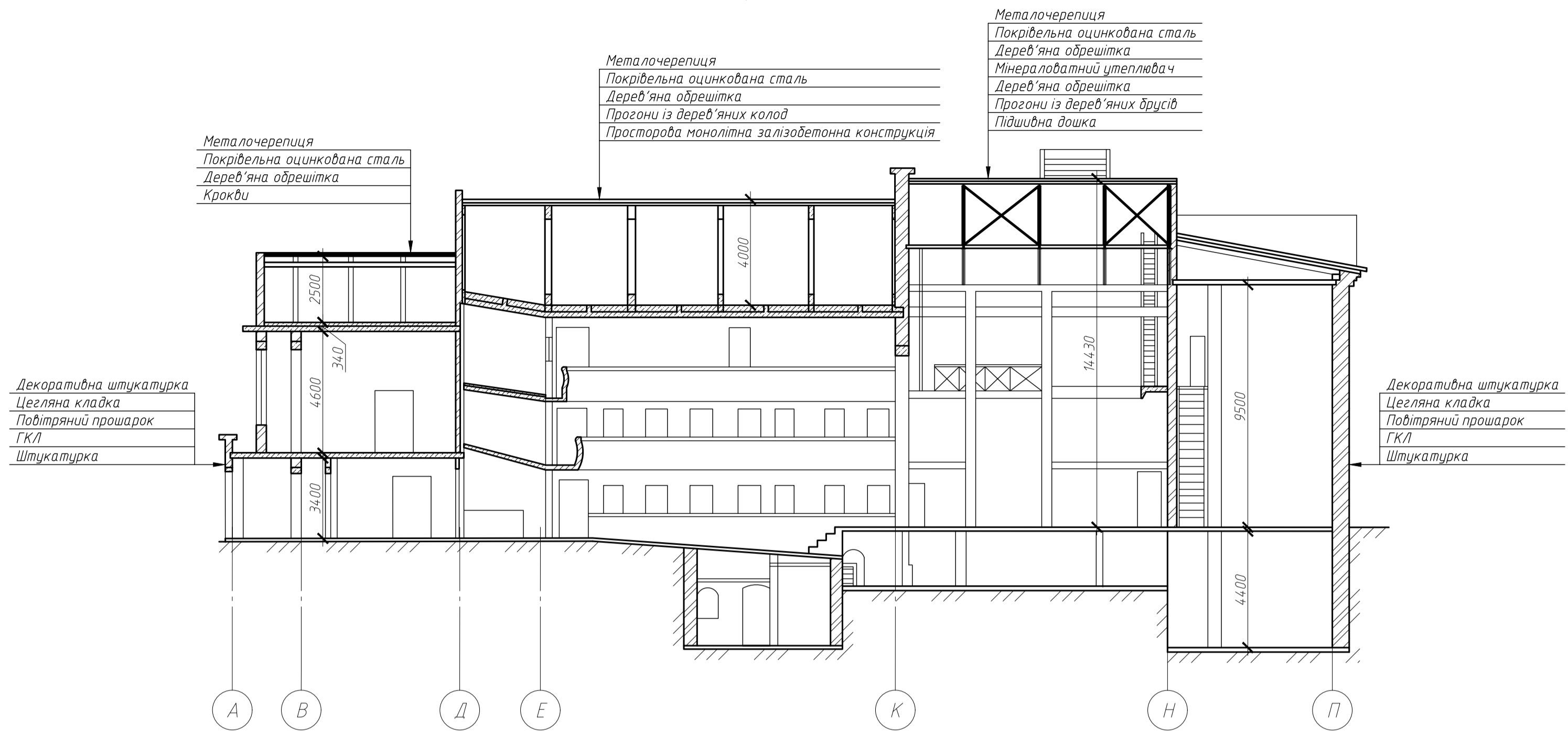
План третього поверху



Погоджено  
 Виконав. А.З. Коняшов  
 Інв. № ор. План та бітва. Зам. Інв. №

МР 69.24. БК ДР				
Зм.	Арх.	М. документа	Підпис	Дата
Виконав.	Трифонов К.Д.			
Керівник	Циханенко Л.А.			
Дослідження покриття будівлі академічного театру для дітей та юнацтва в м. Суми				
Стан	Маса	Масштаб		
Н				
Аркш. 3			Аркш. 5	
План другого поверху. План третього поверху				
СНАУ гр. БУД 2301-2м				
Формат А1				

Розріз 1-1



Розріз 2-2

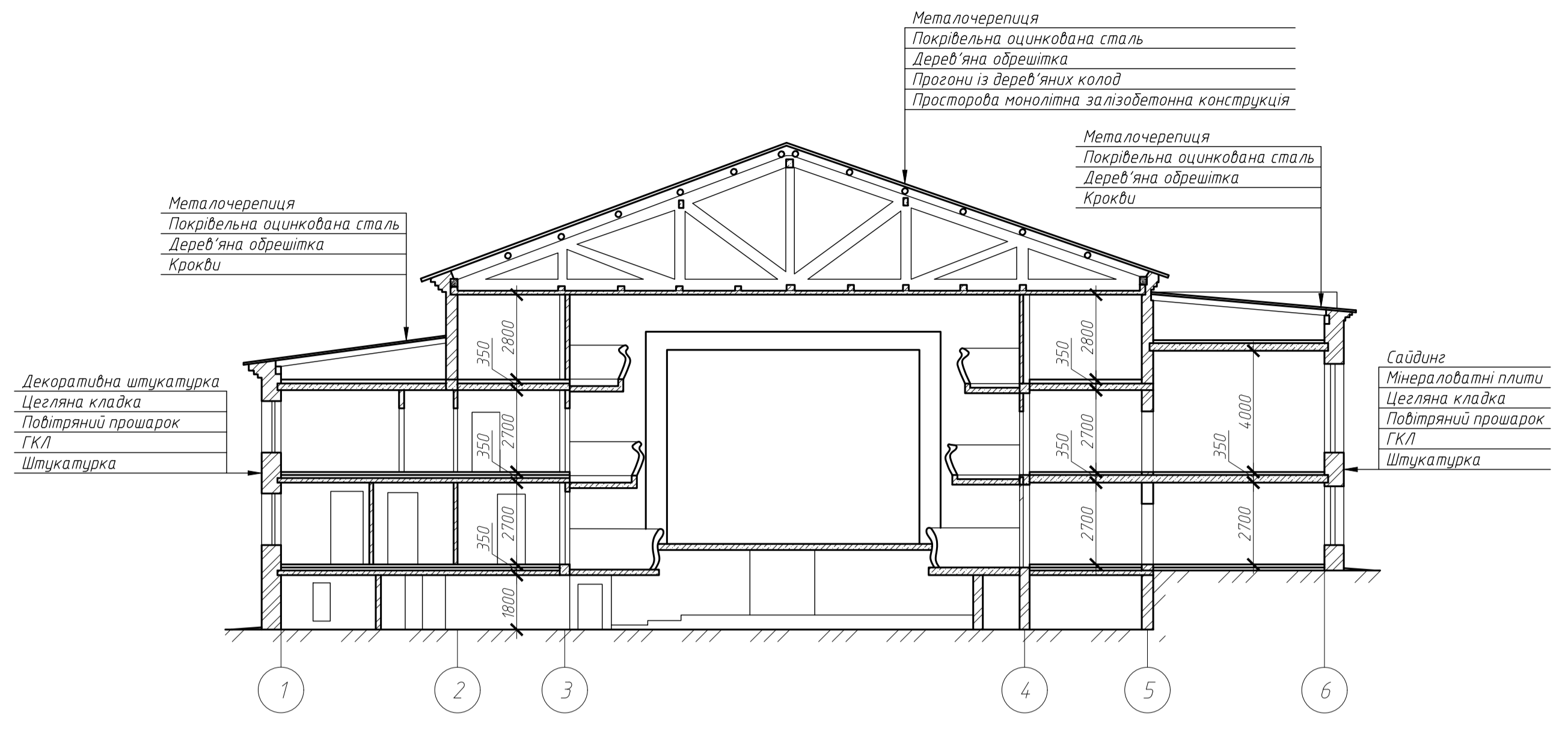


Схема залізобетонної монолітно-ребристої плити перекриття в осях 2-5/В-Д

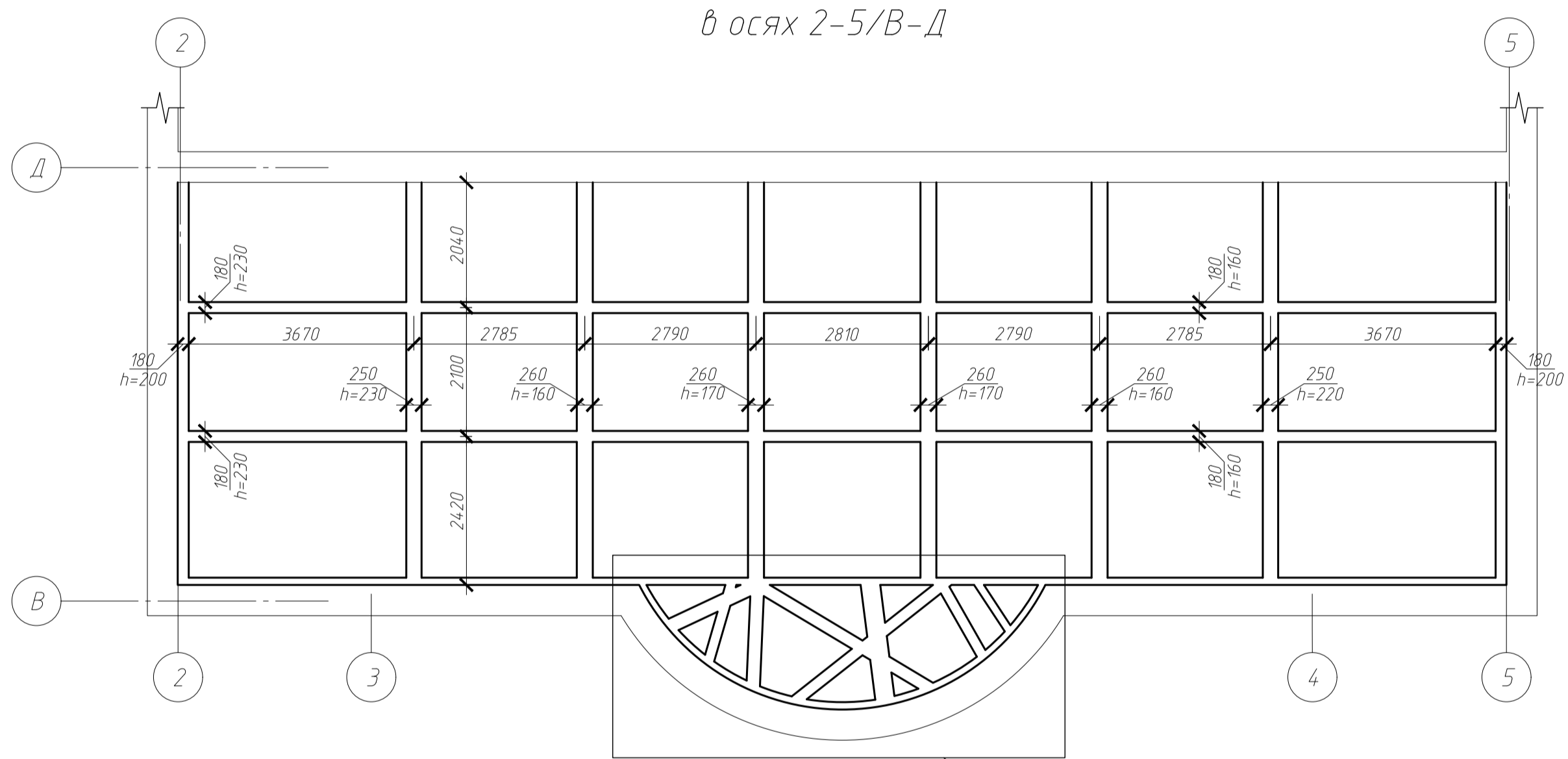


Схема розташування елементів кроквяної системи в осях 2-5/В-Д

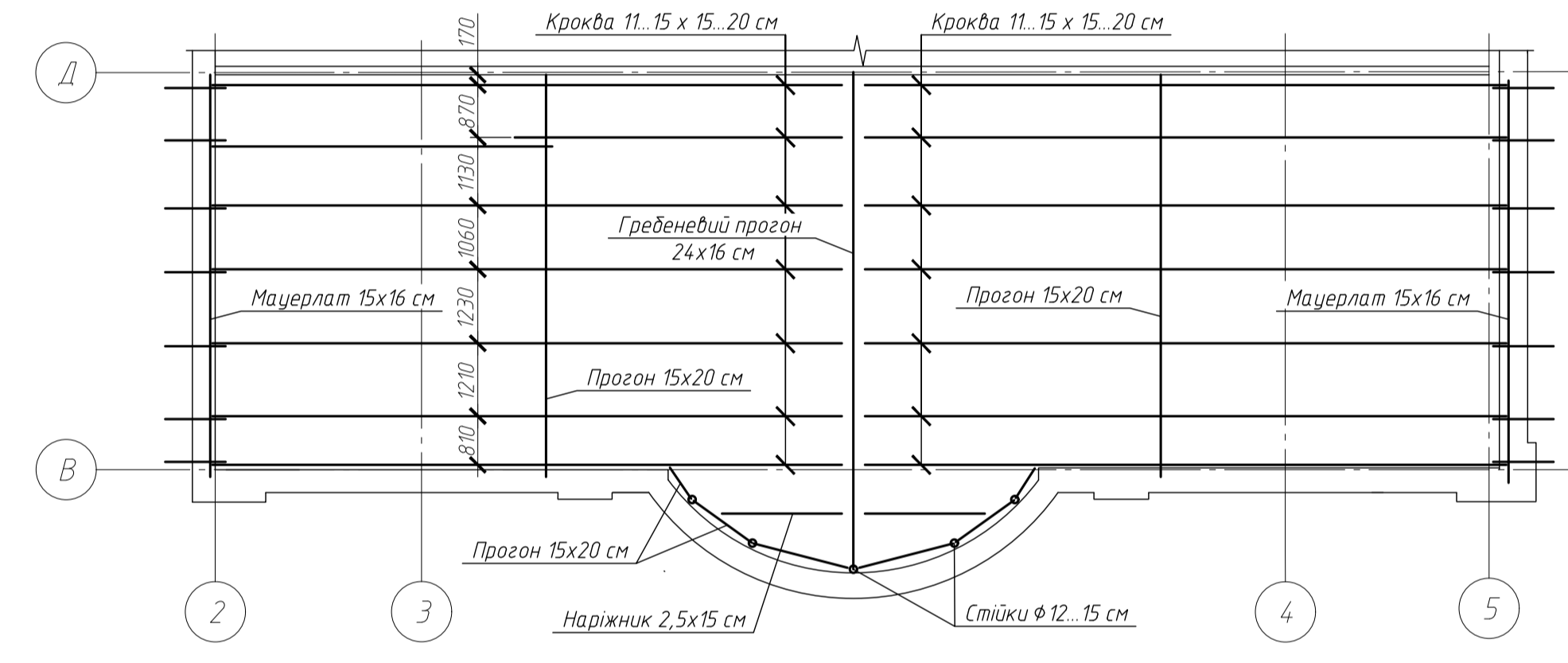
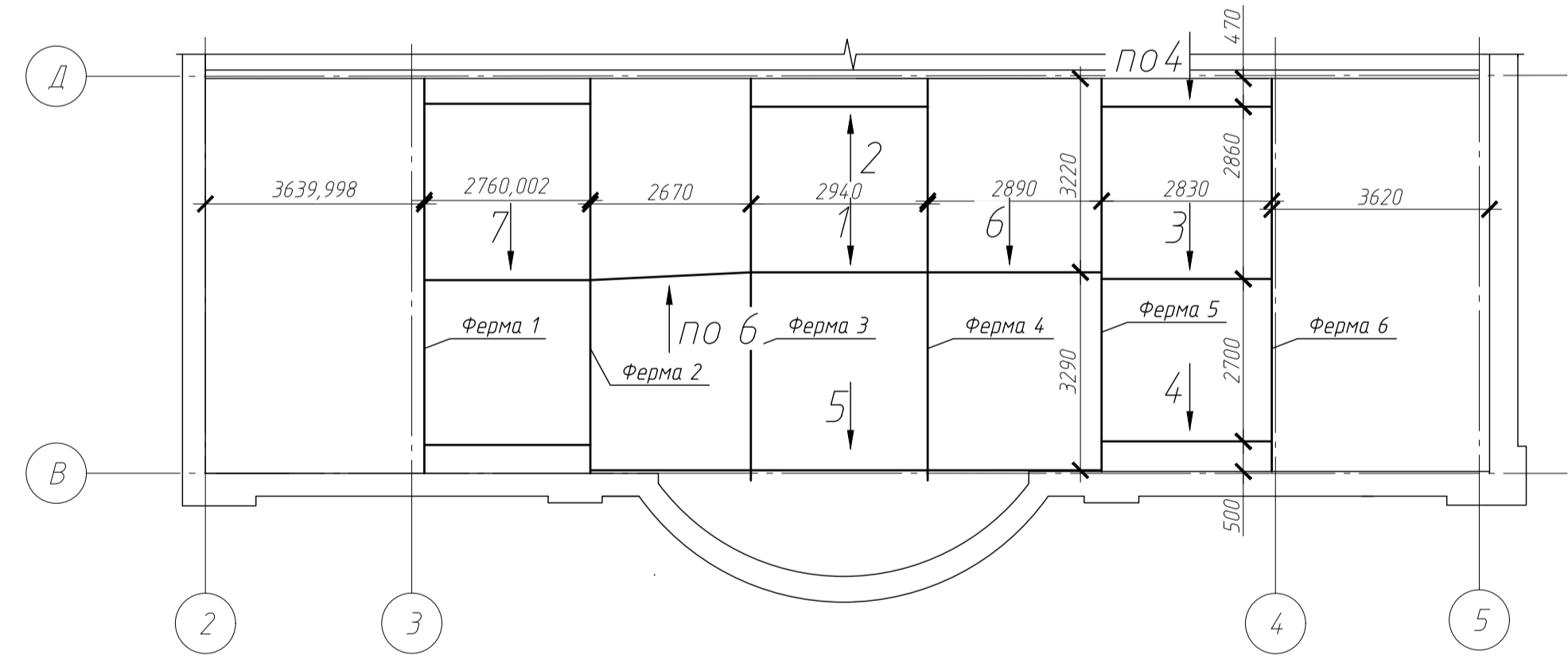
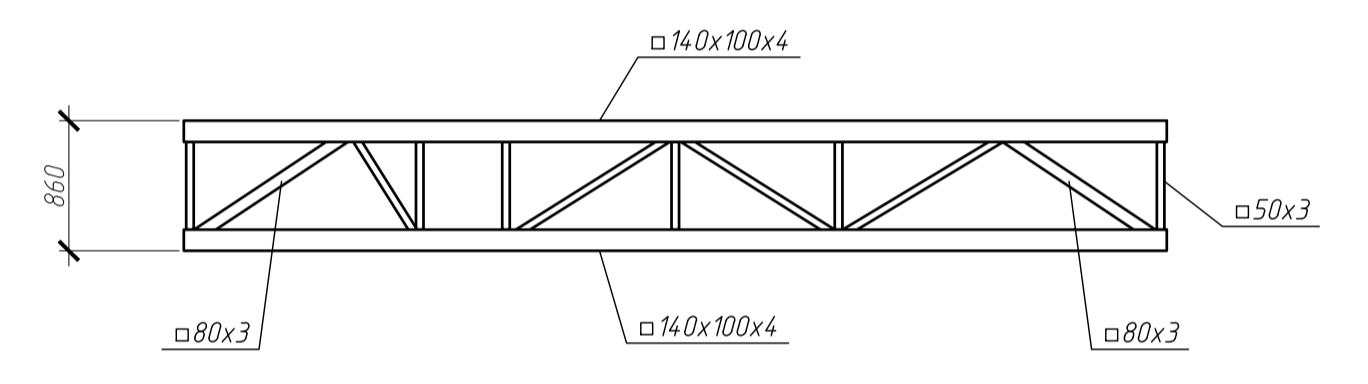


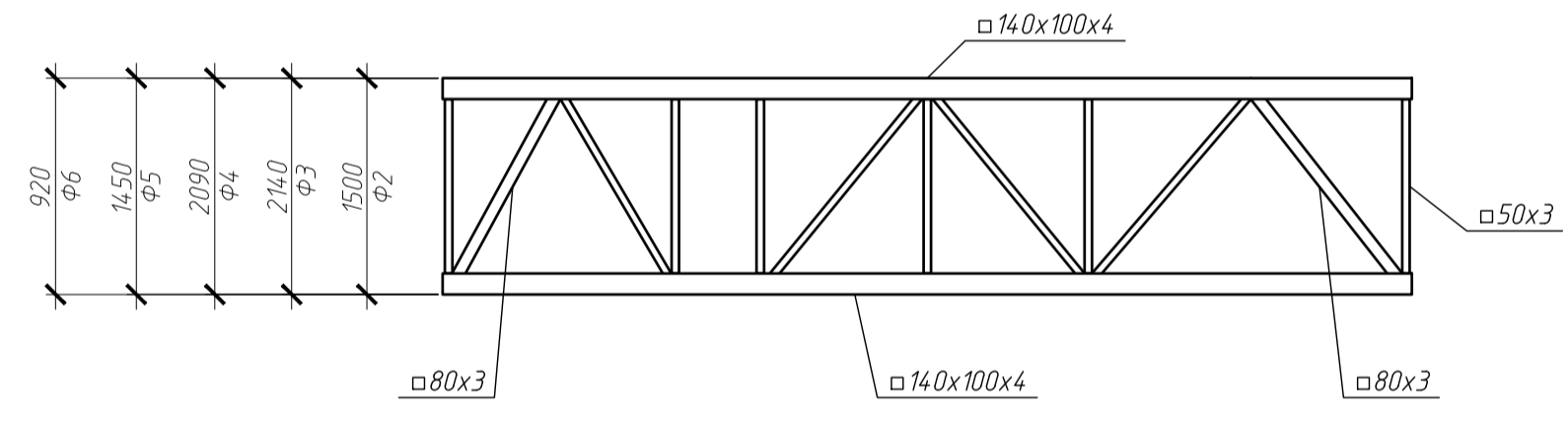
Схема існуючого підсилення елементів кроквяної системи в осях 2-5/В-Д



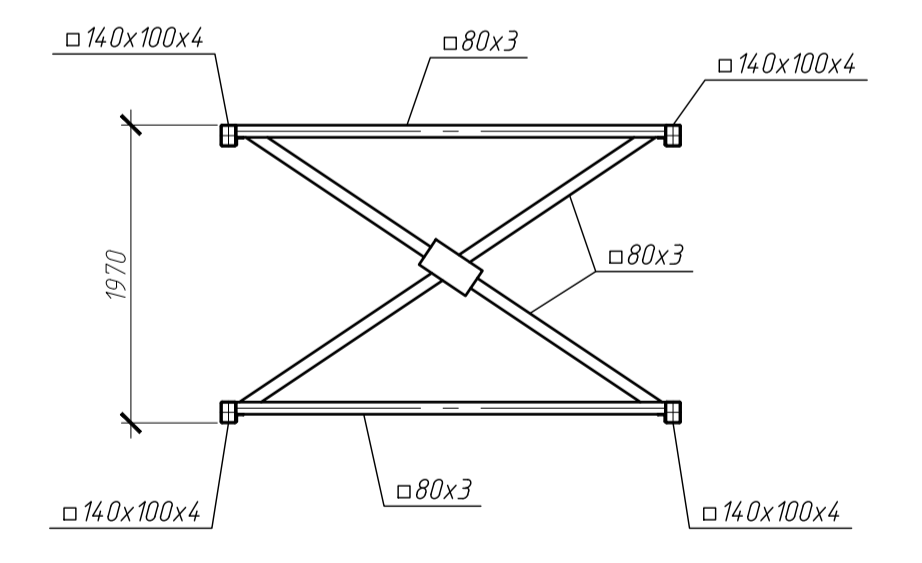
Ферма 1



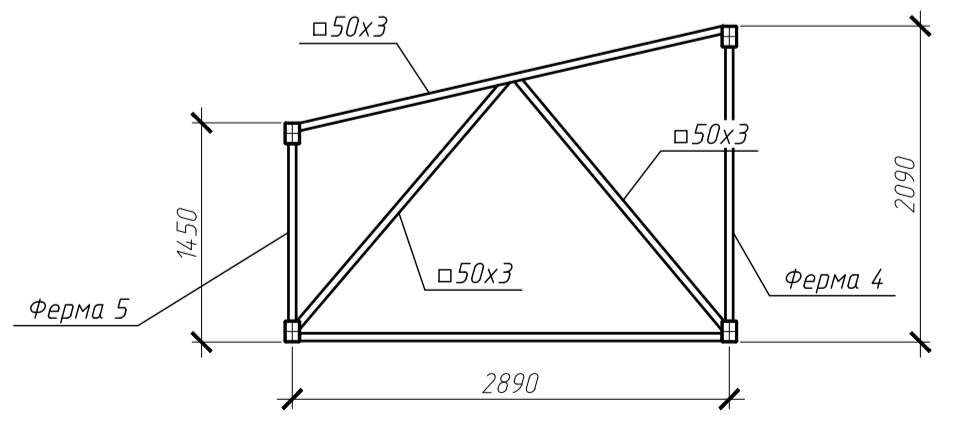
Ферми 2...6



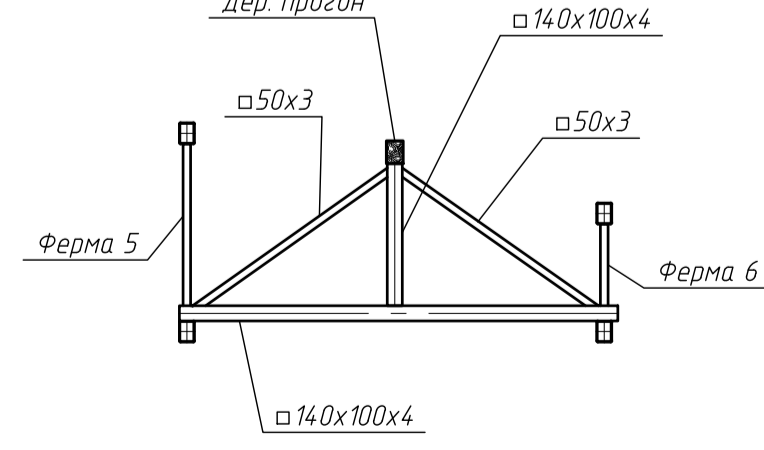
Вид 1



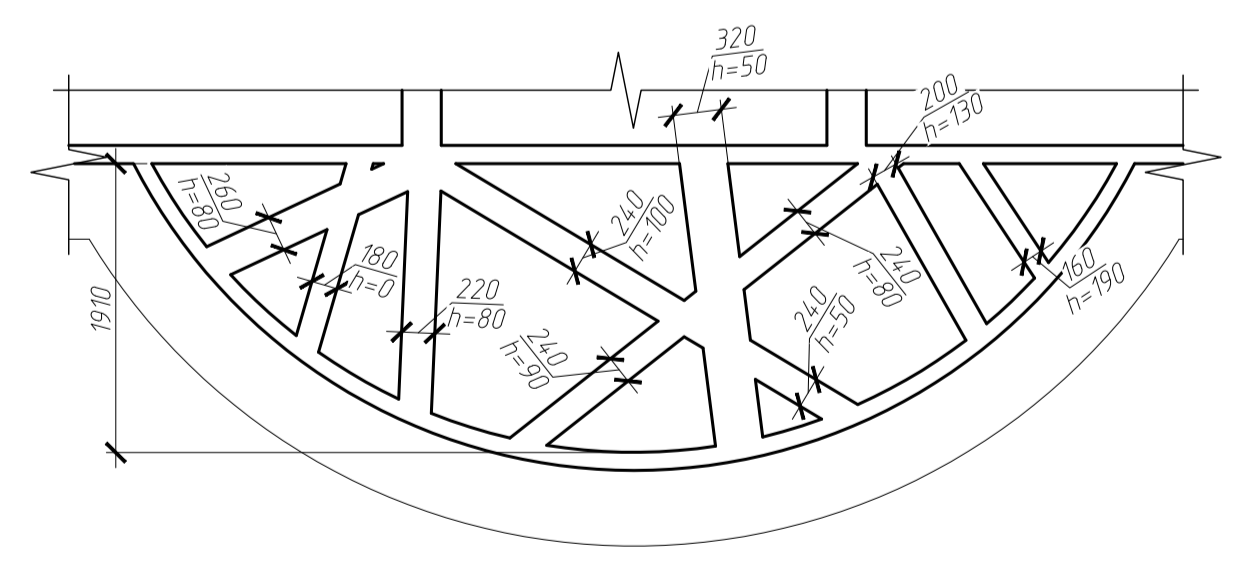
Вид 6



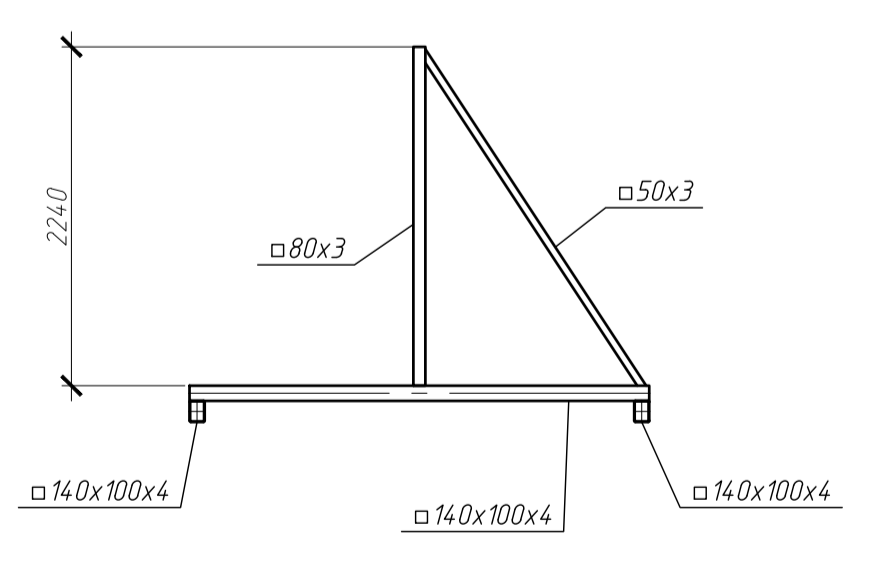
Вид 7



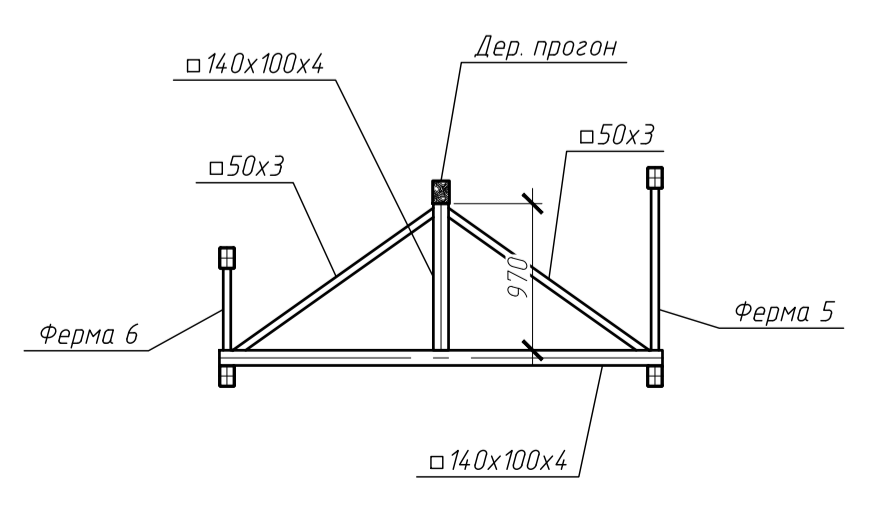
Фрагмент 1



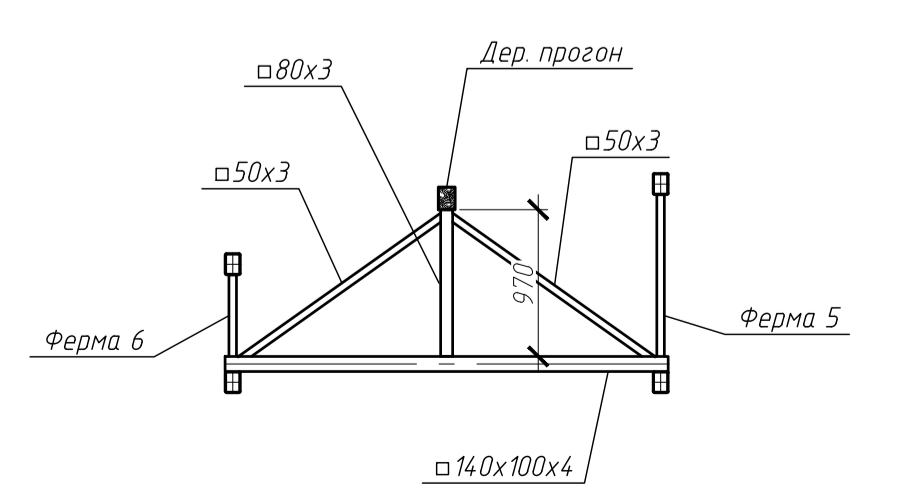
Вид 2



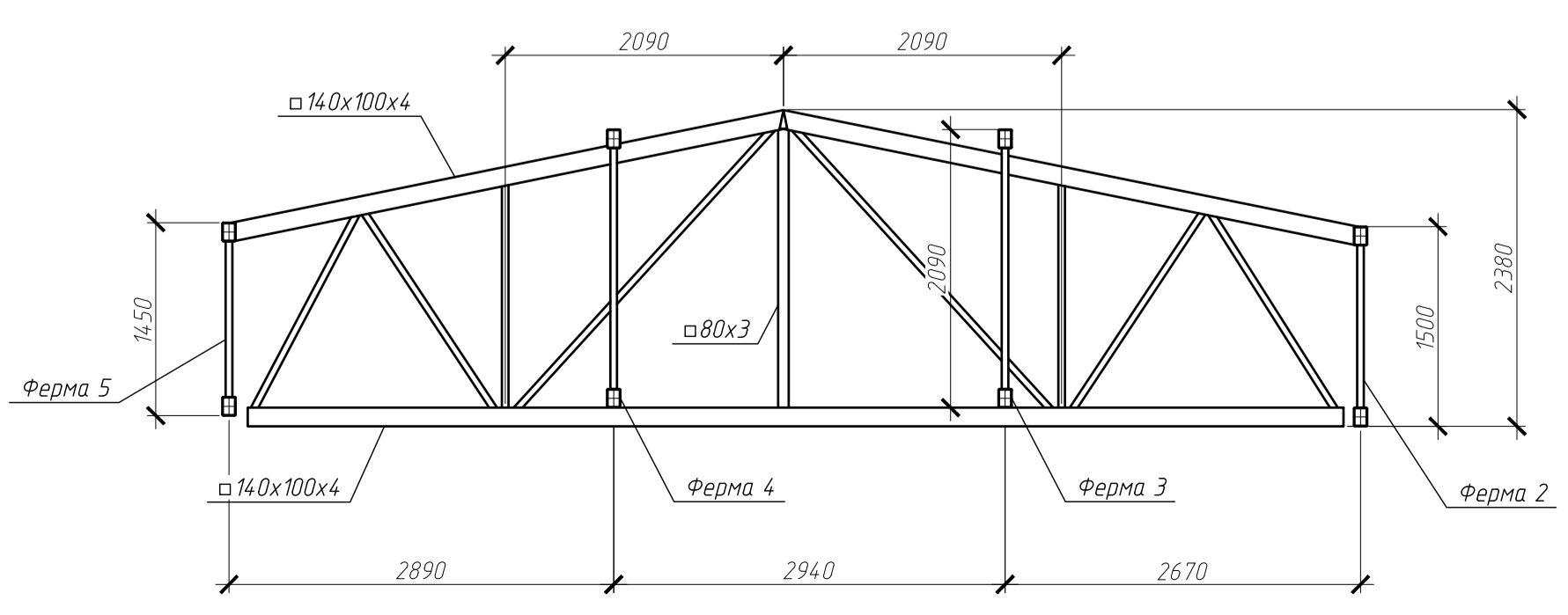
Вид 3



Вид 4



Вид 5



МР 69.24. БК ДР

Зм.	Арх.	М. документа	Підпис	Дата	Сторінка	Маса	Масштаб
Виконав	Арх.	Тришань К.Д.			Н		
Керівник	Арх.	Шкандяк Л.А.			Аркшів 4		Аркшів 5

Дослідження покриття будівлі академічного театру для дітей та юнацтва в м. Суми

Розріз 1-1, Розріз 2-2, Схема залізобетонної монолітно-ребристої плити перекриття в осях 2-5/В-Д, Схема розташування елементів кроквяної системи в осях 2-5/В-Д, Схема існуючого підсилення елементів кроквяної системи в осях 2-5/В-Д

СНАУ гр. БУД 2301-2м

Погоджено: \_\_\_\_\_  
 Зам. інж. Л.К.  
 Підп. на ділянці: \_\_\_\_\_  
 Інж. Л.К. Ор.  
 Формат А3, Конкретно: \_\_\_\_\_

