

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА І ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Міського будівництва та господарства

(повна назва кафедри)

**Кваліфікаційна робота / проект**

другий (магістерський) рівень

(рівень вищої освіти)

на тему « Особливості реконструкції частини житлової будівлі під  
магазин та офісні приміщення»

Виконав: студент 2 курсу, групи БУД-18-1мд  
спеціальності 192 «Будівництво та  
цивільна інженерія»

(код і назва спеціальності)

освітньої програми 192.00.11 «Міське будівництво  
та господарство»

(код і назва освітньої програми)

спеціалізації

(код і назва спеціалізації)

Царікаєв А.М.

(ініціали та прізвище)

Керівник доцент, к.т.н. Сьомчина М.В.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент доцент, к.т.н. Фостащенко О.М.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя  
2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет Будівництва та цивільної інженерії  
Кафедра Міського будівництва та господарства  
Рівень вищої освіти другий магістерський рівень  
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
(код та назва)  
Освітня програма 192.00.11 «Міське будівництво та господарство»  
(код та назва)  
Спеціалізація \_\_\_\_\_  
(код та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри Б. М. Марчук  
« 08 » 09 2019 року

ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ/ПРОЕКТ СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Царикаєву Артему Миколайовичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Особливості реконструкції частини житлової будівлі під мазарин та еркісти криміценна

керівник роботи Сьомішова Марія Володимирівна, к.т.н.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом ЗНУ від « 10 » 09 2019 року № 1542-с

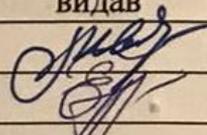
2 Строк подання студентом роботи \_\_\_\_\_

3 Вихідні дані до роботи об'ємно-планувальні рішення будівлі

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Стан питання дослідж.; 2. Карта будівлі і констр. елементів; Тех. обстеження; 3. Розрахунок будівлі; 4. Охорона праці.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Презентація докладу в альбомі (технічне обстеження конструктивних елементів, результати розрахунку будівлі і бракування реконструкції; запропоновані конструктивні рішення по реконструкції).

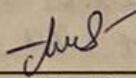
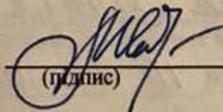
## 6 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1-4 Нормоконтроль	Сьоминна М.В., доцент Гостащенко О.М., доцент		

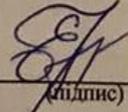
7 Дата видачі завдання 03.09.2019р.

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Прим
1.	Стан митанню дослідження	30.09.19	
2.	Характеристика об'єкта дослідження	31.10.19	
3.	Розрахунок дубівлі	30.11.19	
4.	Охорона праці та техногенна безпека	20.12.19	

Студент  Царіцаєв А.М.  
(підпис) (ініціали та прізвище)Керівник роботи (проекту)  Сьоминна М.В.  
(підпис) (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер  Гостащенко О.М.  
(підпис) (ініціали та прізвище)

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ.....	8
1. Стан питання розрахунку і реконструкції будівель .....	9
1.1 Методи розрахунку безкаркасних будівель при реконструкції з влаштуванням прорізів.....	9
1.2 Розрахунок будівель, зведених на просідаючих ґрунтах.....	12
1.3 Моделі й методи розрахунку будівель від просідаючих впливів ...	16
2. Характеристика об'єкту дослідження.....	27
2.1. Характеристика будівлі.....	27
2.2. Характеристика конструктивних елементів та технічне обстеження конструкцій.....	30
2.3 Характеристика реконструкції приміщень.....	36
3. Розрахунок конструкцій будівлі.....	39
3.1. Розрахунок просторової моделі фрагмента будівлі.....	39
3.2 Розрахунок плити перекриття підвалу.....	58
3.3 Розрахунок плити перекриття підвалу з урахуванням підсилення.....	64
3.4 Рекомендації по влаштуванню прорізів.....	68
4. Охорона праці та техногенна безпека .....	71
4.1 Вимоги безпеки в організації будівництва і виконання робіт ...	71
4.2 Безпека організації будівельного майданчика .....	74
4.3 Безпека робіт при експлуатації будівельних машин і механізмів .....	77
4.4 Пожежна безпека на будівельному майданчику .....	80
ВИСНОВКИ.....	83
ЛІТЕРАТУРА.....	84
ДОДАТОК А .....	89
ДОДАТОК Б .....	91
ДОДАТОК В .....	94

## **ВСТУП**

### **Обсяг та структура роботи.**

Магістерська робота виконана на 98 сторінках друкованого тексту, складається з реферату, вступу, 4-х розділів, висновків і списку використаної літератури, що включає 43 джерел. Робота включає в себе 4 таблиці, 39 рисунків та 3 додатки.

### **Об'єкт досліджень.**

Об'єктом досліджень є існуюча житлова будівля по вул. Перспективна в м. Запоріжжя, трьохповерхова з підвалом безкаркасна будівля г-образної форми в плані.

Конструктивна система будівлі - безкаркасна, з поперечними несучими стінами з цегли та шлакоблоків, на які спираються збірні залізобетонні плити перекриття і покриття.

### **Предмет дослідження.**

Напружено-деформований стан і несуча здатність конструкцій при реконструкції будівлі.

### **Актуальність теми.**

В даний час при реконструкції будівель для оцінки їх надійності та збереження несучої здатності потрібно проводити розрахунок конструкцій будівлі в цілому або його фрагмента. Такий розрахунок дозволяє оцінити наслідки, які можуть позначитися на конструкціях будівлі в процесі їх подальшої експлуатації.

### **Мета роботи.**

Мета роботи – оцінка можливості реконструкції частини будівлі під магазин та офісні приміщення по вул. Перспективна в м. Запоріжжі.

Для досягнення поставленої мети вирішувались наступні завдання:

- проведені обмірні роботи для розробки креслень проектної документації нежитлових приміщень, які реконструюються (Додаток А);
- виконані візуальні обстеження і дана оцінка технічного стану конструкцій цих приміщень;
- виконаний збір постійних і короточасних навантажень, які діють на конструкції нежитлових приміщень з урахуванням передбачуваної реконструкції;
- проведений статичний розрахунок просторової моделі частини будинку з урахуванням передбачуваної реконструкції;
- перевірена достатність прийнятих перетинів конструкцій підсилення прорізів, що пробиваються та розширюються, в несучих стінах приміщень, що реконструюються;
- дані рекомендації по виконанню робіт при пробивці дверних прорізів;
- зроблені висновки і дані рекомендації подальшої експлуатації нежитлових приміщень.

### **Методи дослідження.**

При виконанні роботи застосовувалися чисельні методи дослідження (метод кінцевих елементів), комп'ютерні технології в будівельних конструкціях (програмний комплекс LIRA-Windows версії 9.4 і т.п.).

### **Основні результати.**

Результатом даної роботи є перелік висновків про прийняті конструктивні рішення житлової будівлі по вул. Перспективна у м. Запоріжжя, які дозволяють забезпечити необхідну несучу здатність будівлі при її реконструкції.

### **Друковані публікації.**

Матеріали магістерської роботи надруковані в роботі авторів Сьомчина М.В., Царікаєв А.М. «Особливості реконструкції частини житлової будівлі під магазин та офісні приміщення» у книзі матеріалів XXIV науково-технічної конференції 2019 р. у ІІ ЗНУ, м. Запоріжжя.

## **ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ**

МКЕ – метод кінцевих елементів;

НДС – напружено-деформований стан;

КЕ – кінцевий елемент;

ДБН – державні будівельні норми;

ПК – персональний комп'ютер

# РОЗДІЛ 1

## СТАН ПИТАННЯ РОЗРАХУНКУ І РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ

### *1.1 Методи розрахунку безкаркасних будівель при реконструкції з влаштуванням прорізів*

Будівлі це складні просторові системи, частини яких сприймають різноманітні навантаження і впливи і знаходяться в різних напружених станах. Розрахунки, які виконуються при прийнятті рішень по реконструкції повинні оцінити можливий наступ граничних станів I і II груп.

У ряді випадків (наприклад, при визначенні причин деформацій і пошкоджень, що виникли, а також при проектуванні підсилення стін) виникає необхідність визначення величини і області зміни характеристик НДС, викликаних влаштуванням нових прорізів. При необхідності визначення зміни НДС несучих стін в даний час слід дотримуватися двох розрахунків і досить трудомістких обчислень. Один розрахунок стіни без нових прорізів і другий з новими прорізами. Потім в елементах стіни потрібно встановити різницю напруг і деформацій, отриманих в результаті виконаних розрахунків. Щоб отримати повну картину зміни НДС необхідно виконати такі обчислення за всіма характеристиками у всіх елементах стіни, що є досить трудомістким [1].

Питанням розрахунку будівель з влаштуванням нових прорізів присвячена робота Сіромолота Г.В. [1]. В роботі отримані експериментальні дані зміни НДС несучих стін при влаштуванні нових прорізів, досліджений вплив деяких параметрів розрахункових схем на характеристики НДС несучих стін і розроблені відповідні рекомендації, розроблена методика визначення, а також проведення досліджень зміни НДС несучих стін при влаштуванні нових прорізів.

При розрахунку будівлі, або її частин, велике значення має обґрунтований вибір методики розрахунку на основі складання по можливості найбільш достовірною і досить зручною в застосуванні розрахункової моделі.

Складність розрахунку будівлі, що представляє багатозв'язкову просторову систему з безперервними зв'язками елементів, привела до появи найрізноманітніших моделей і методів розрахунку [2 - 4], умови застосування яких залежать від цілей розрахунку, конструктивних рішень і наявного програмного забезпечення. Всі вони мають певні області застосування, які визначаються покладеними в їх основу припущеннями.

Загальне уявлення про стан методів розрахунку безкаркасних будівель представлено в роботах [4, 5]. За характером обліку просторової роботи розрахункові схеми безкаркасних будівель класифікуються на одно-, дво- і тривимірні. Найбільш проста і поширена одномірна модель будівлі у вигляді балки нескінченної або кінцевої жорсткості, розглядається в дослідженнях [6, 7]. Недоліки цієї моделі загальновідомі і полягають в оцінці напруженого стану елементів будівлі за величиною, так званих, узагальнених зусиль.

Аналогічні недоліки властиві і двовимірним схемами у вигляді системи перехресних балок або плити кінцевої або нескінченної жорсткості, хоча вони мають ряд загальновідомих переваг перед балочними схемами.

При використанні двомірних розрахункових схем у вигляді балки-стінки може бути аналіз НДС окремих поздовжніх або поперечних стін при горизонтальному і вертикальному впливі, нерівномірної деформації підстав. Даним методом можливий розрахунок НДС плоскої стіни при влаштуванні нових прорізів. Свого роду недоліком його використання є можливість розгляду тільки однієї стіни і при необхідності розгляду НДС іншої стіни потрібно рішення нової окремої завдання.

Особливості взаємодії несучих конструкцій найточніше враховуються при тривимірній розрахунковій схемою, коли будівля розглядається як просторова система. Широко поширене застосування розрахункових моделей безкаркасних будівель у вигляді складових горизонтальних і вертикальних стрижнів з розподіленими зв'язками.

Розрахункові схеми у вигляді просторової (тривимірної) системи пластин або стрижнів з дискретними зв'язками в вузлах є найбільш досконалими і універсальними. При таких розрахункових схемах для розрахунку рекомендується використовувати МКЕ.

Простота і універсальність математичної трактування моделей пружних систем і можливість застосування програмних комплексів МКЕ відзначена в [8, 9]. Точність рішення може коригуватися зміною ступеня згущення сітки КЕ в рамках можливостей рахунки наявної комп'ютерної техніки. МКЕ надає можливість для створення будь-яких моделей багатоповерхових безкаркасних будівель і розрахункових схем.

У роботах [10, 11] розглядається застосування МКЕ і розрахунку будівель і споруд при їх взаємодії з основою.

В даний час МКЕ реалізований безліччю сучасних програм, серед яких найбільш поширені - вітчизняний програмний комплекс сімейства «Ліра - Windows», американські «COSMOS», «ANSYS» і т.д. Сучасні програмні кінцево-елементні комплекси надають можливість на базі потужних комп'ютерів виконати розрахунок будь-якої будівлі по досить детальної розрахунковій схемі. Проте, можливість їх використання в даний час в силу певних причин обмежена для більшості проектувальників. Крім того, на початкових етапах проектування виникає необхідність у спрощенні використовуваних розрахункових схем. Особливо важливо при цьому знати про вплив прийнятих спрощень на точність рішення. В даний час відсутні систематизовані рекомендації щодо спрощення розрахункових схем, зокрема схем внутрішніх поздовжніх стін, засновані на результатах

досліджень впливу різних параметрів на зміну характеристик НДС. У деяких роботах зустрічаються окремі рекомендації щодо спрощення розрахункових схем.

Одним з найбільш важливих параметрів розрахункової схеми, що визначають точність розрахунку, є розмір КЕ. Рекомендацій по вибору розмірів КЕ для розрахунку конструкцій житлових будівель немає. У деяких роботах зазначено лише найбільш сприятливе співвідношення сторін - до 1: 1,5, і що найкраще підходить до КЕ 1:1.

Однією з найбільш систематизованих робіт, які обґрунтовують на підставі аналізу світової практики реконструкції необхідність відновлення несучої здатності і описують існуючі методи розрахунку підсилюються залізобетонних, металевих і кам'яних конструкцій, є монографія [12].

### ***1.2 Розрахунок будівель, зведених на просідаючих ґрунтах***

На основі аналізу ґрунтових умов та в залежності від конструктивного типу будівлі визначається необхідність та обсяги протипросідаючих та водозахисних заходів. Спосіб захисту повинен обиратися таким, що відповідає необхідним вимогам надійності й економічності витрат. В існуючих будівлях захисні заходи можуть улаштовуватися для усунення існуючих деформацій, що були отримані в процесі експлуатації.

Вибір способу захисту будівлі виконується на підставі аналізу НДС від дії можливих просідань основи. Визначення НДС будівель є складним завданням, точність вирішення якого залежить від правильності оцінки інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, можливості замочування й інших обставин. Ці дані при проектуванні звичайно визначаються спрощено, тому й результати розрахунку є недостатньо

точними. Так, якщо порівнювати з розрахунками на технологічні, атмосферні й інші впливи, то точність розрахунків на просадні впливи безумовно нижче. Тому не слід перебільшувати значення розрахунків, також як і не слід відмовлятися від них на тій підставі, що немає впевненості у вірогідності прийнятих вихідних даних.

За допомогою сучасних комп'ютерних технологій, багаторазово змінюючи вихідні дані, можна простежити можливе деформування будівель, яке підсилюється різними впливами. Зіставлення результатів визначення НДС будівлі при різних методах захисту дає можливість приймати більш надійний спосіб захисту від просідання.

Розрахунки будівель, які зводяться на просідаючих ґрунтах, можна поділити на два види в залежності від цілей розрахунку:

1. Визначення величин можливих нерівномірностей від осідання і просідання основи, значення яких порівнюються із нормованими показниками.

2. Визначення зусиль в будівлі від заданих зсувів або зміні жорсткості основи.

При розрахунках першого виду використовуються розрахункові схеми, що включають у себе ґрунтові масиви, області підвищеної жорсткості, що моделюють роботу закріплених масивів, паль, захисних стінок і т.п., а також області зі зниженою жорсткістю, що моделюють локальне обводнення ґрунту.

При розрахунку визначається напружено-деформований стан масивів ґрунту й закріплень, але основним результатом розрахунку є величина нерівномірної деформації поверхні ґрунту. На основі аналізу результатів розрахунку можна судити про доцільність відповідного способу захисту. Таким чином, прийнятий спосіб захисту можна як би

випробувати за допомогою розрахунків, показавши, при якому замочуванні і в якій мірі це закріплення стримує просадочні деформації, та за яких умов величини абсолютних і нерівномірних деформацій будівлі будуть менше допустимих величин. При цьому робота будівлі, про запас, може зовсім не враховуватися, або враховується спрощено. Але при цьому навантаження від будівлі повинні бути обов'язково враховані. Цей метод розрахунку може бути використаний також для визначення нерівномірних деформацій основи, які надалі враховуються при визначенні зусиль у будівлі.

При розрахунках другого виду про достатність заходів можна судити порівнянням граничних зусиль для будівлі, підрахованих по граничній несучій здатності й перевірених натурним випробуванням. Також, маючи зусилля в конструкціях, можна за необхідності призначати додаткове армування та інші конструктивні заходи.

Таким чином, виходячи із завдань, переслідуваних у ході розрахунку будівель на просідаючих ґрунтах, найбільш важливо при розрахунку правильно оцінити роботу просідаючої основи. При цьому модель основи повинна відображати основні особливості деформування просідаючого ґрунту. Необхідно із припустимою обумовленістю визначати величину зсувів основи, а також задавати його конкретні параметри.

При складанні розрахункових моделей системи "будівля - основа" варто враховувати такі особливості деформування просідаючого ґрунту:

- стадійність поширення просідаючих деформацій, необхідність виконання розрахунків при численних конфігураціях зсуву основи;
- нелінійний характер роботи, можливість вдавнення фундаменту в обводнений ґрунт при значних тисках;
- прояв горизонтальних зсувів основи;

- розподільна здатність ґрунту;
- залежність просідань у конкретній зоні від тиску під подошвою фундаменту в цьому місці;
- правильний розподіл тиску від будівлі по глибині основи.

Розглянемо два характерних види моделей основи:

1. Одновимірна піддатлива основа, можливо змінної жорсткості, з урахуванням розподільної, нелінійної роботи й т.п., просадні явища в якій моделюються деформаціями основи від діючих у системі зусиль. Прикладається навантаження від будівлі та власної ваги ґрунту, а результатом розрахунку є НДС конструкцій будівлі.

2. Двовимірна або тривимірна основа з урахуванням області замочування та реальних умов деформування ґрунту. Просідання моделюється зміною властивостей ґрунту при обводнюванні.

20 років тому, при незадовільному оснащенні ПК та діючим на той час нормам віддавалась перевага одновимірним розрахунковим моделям при відповідному доповненні їх обліком горизонтальних зсувів основи. Необхідною умовою при цьому була оцінка деформативних показників основи за даними реального деформування й можливого розходження цих значень.

В нормах [13] з проектування цегляних будівель на просідаючих ґрунтах, рекомендовані більш складні методи розрахунку і розрахункові схеми. Зазначається, що перевагу слід віддавати нелінійним методам розрахунків з використанням і обмеженням критеріїв міцності та обмежень по деформаціях, перевірених натурними випробуваннями та обстеженнями будинків і споруд у складних умовах будівництва.

Розрахункові схеми будинків і споруд, які використовуються для визначення зусиль і деформацій у конструкціях, повинні відображати

дійсні умови роботи об'єктів та особливості їх взаємодії з основою, а також враховувати просторову роботу, геометричну та фізичну нелінійність і повзучість матеріалів конструкцій.

Конструкції будинків і споруд повинні розраховуватись на дії від просідання ґрунтів виходячи з умови спільної роботи основи і споруди. При цьому допускається безпосереднє математичне моделювання ґрунтових товщ під будівлею (спорудою) та на оточуючій території за допомогою обчислювальних комплексів, що реалізують розрахунки їх моделей як деформованого твердого тіла або трифазного середовища у напруженнях чи переміщеннях методами кінцевих елементів.

При сучасному стані комп'ютерної техніки і програмного забезпечення стало можливим розраховувати складні системи з 1 млн. та більш невідомих. При розрахунку не виникає необхідності моделювати основу окремими піддатливими дискретними опорами, а можливо використовувати тривимірну область просідаючої основи, яка може включати локальну область замочування та різні інші особливості.

### ***1.3 Моделі й методи розрахунку будівель від просідаючих впливів***

Для оцінки надійності будівлі виконується дослідження її НДС від впливу можливих просідань основи. Змінюючи умови замочування, а саме місце розташування джерела та глибину замочування, можна досліджувати НДС цегляної будівлі у різних варіантах просідання й, тим самим, оцінити надійність даної будівлі.

На основі аналізу НДС від дії просідання виконується вибір способу посилення деформованої будівлі. Очевидно, що для таких цілей використання одновимірних розрахункових моделей системи "будівля-

основа" буде безрезультатним. Ці моделі не дозволяють відобразити дійсний стан системи, що деформувалася, при виборі способу посилення, наприклад, урахувати розташування області замочування основи, місця ослаблення тріщинами конструкцій будівлі й т.п.

Для цих цілей можна вважати задовільною двовимірну розрахункову модель системи "будівля-основа", що включає в себе двовимірну область основи й двовимірну апроксимацію будівлі. Такий метод розрахунку дозволяє враховувати: спільну роботу будівлі та просадної основи, нелінійний характер роботи ґрунту, розподільну здатність ґрунту, горизонтальні переміщення ґрунту при просіданні та місце розташування джерела замочування основи.

Реалізація обчислень по цій моделі робиться за методом кінцевих елементів (МКЕ). На базі цього методу складені досить ефективні універсальні програми, такі як "ЛІРА", "SCAD", "ANSYS" та інші, що мають більші можливості й невисоку трудомісткість розрахунків.

Отже, двовимірна модель системи "будівля - основа" розбивається на  $n$  - кінцевих елементів. Для виключення впливу закріплень крайніх точок і для більш точного обліку спільної роботи будівлі та основи у розрахунковій схемі загальні розміри основи повинні значно перевищувати розміри будівлі. На загальну кількість кінцевих елементів основи впливають інженерно-геологічні характеристики ґрунту. Це вид шарів, що залягають, у площині та із площини будівлі, розміри цих шарів, їхній модуль деформації, а також відносна величина просадки ґрунтів, коефіцієнт Пуассона, глибина залягання просадного ґрунту.

Товщини верхніх кінцевих елементів основи, що контактують із нижніми кінцевими елементами будівлі за даною методикою пропонується

призначати рівними сумарній наведеній ширині фундаментних подушок під поздовжніми стінами.

Згідно з гіпотезою про розподільну здатність ґрунту, при збільшенні глибини закладення основи більша частина ґрунту включається в спільну роботу системи "будівля-основа". Отже в розрахунку товщина основи має трапецієподібну форму перетину.

Основним при розрахунку системи "будівля-основа" є моделювання просідаючих впливів основи при її замочуванні. Просідання ґрунту моделюється ослабленням обводненої області. Передбачається, що в обводненій області основи, де вертикальний тиск більше початкового просадного (звичайно 0,08 - 0,12 МПа), при побутовому напруженому стані знижується модуль деформації ґрунту. Через це відбувається зміна рівномірного побутового напруженого стану ґрунту. Таким чином, задача як би еквівалентна визначенню зміни напружено-деформованого стану при влаштуванні вирізу (видаленні частини матеріалу) в обводненій області [10, 11].

При розрахунку системи "будівля-основа" просадні деформації задаються із системою сил, що представляють собою як би опорні реакції умовно виділеної області (вирізу).

Розрахунок системи "будівля-основа" виконується на комп'ютері по універсальній програмі "ЛІРА-WINDOWS". У результаті розрахунку отримуються зусилля по кожному кінцевому елементу системи "будівля-основа", а також переміщення всіх вузлів системи. Отримані зусилля в елементах будівлі, відповідно до прийнятих спрощень при складанні розрахункової схеми, розподіляються по поверххах, поздовжнім стінам реальної будівлі пропорційно їхнім жорсткостям. На ці зусилля перевіряється несуча здатність перетину елемента.

Про достатність протипросідаючих заходів судять порівнянням отриманих узагальнених зусиль по будівлі із граничними узагальненими зусиллями для будівель даного типу.

Отримані переміщення по фундаментно-підвальної частині моделі будівлі зіставляються із припустимими значеннями деформацій будівлі, нормованих ДБН [13]. Крім зіставлення абсолютних значень деформацій, виконується перевірка за відносними значеннями цих величин (наприклад, крен будівлі). Аналізуючи результати можна оцінити необхідність та раціональність обраного способу захисту від осідання.

Зважаючи на той факт, що робота будівлі разом з основою є просторовою, то точні характеристики НДС системи можна одержати тільки при виконанні розрахунків по тривимірних моделях.

Тривимірна модель системи "будівля - основа" заснована на методі кінцевих елементів і залежно від ступеня точності визначення напружено-деформованого стану розбивається на  $n$  - кінцевих елементів.

Модель безкаркасної будівлі являє собою систему взаємно пересічних вертикальних пластинчастих елементів, що моделюють роботу поздовжніх і поперечних стін, і горизонтальних пластинчастих елементів чи стержнів, що моделюють роботу міжповерхових перекриттів. Каркасна будівля моделюється стержневими кінцевими елементами.

Товщина кінцевих елементів приймається реальною товщиною поздовжніх і поперечних стін, при цьому необхідно описувати розміри віконних і дверних прорізів, включаючи їх у розрахункову схему.

Основа будівлі моделюється за допомогою просторових прямокутних кінцевих елементів - паралелепіпедів. Кількість елементів основи залежить від виду шарів, що залягають, і їхніх інженерно-

геологічних характеристик. Загальні розміри моделі основи повинні, як правило, повинні значно перевершувати розміри будівлі.

Область замочування у вигляді просідаючої воронки з розрахунковими характеристиками в результаті прогнозованого замочування просідаючих ґрунтів моделюється локальною зміною жорсткісних характеристик кінцевих елементів, що моделюють основу у вигляді локальної зони замочування.

Характеристики просідаючих шарів ґрунту у водонасиченому стані приймаються відповідно до результатів інженерно-геологічних досліджень. При цьому враховується найбільш несприятливе розташування зони замочування ґрунтів основи. Проте оскільки повне замочування всієї просідаючої товщі маловірогідне, при такому розрахунку область замочування слід задавати поетапно (пошарово), відповідно змінюючи на кожному етапі розрахункові параметри воронки. Це дозволить визначити максимально можливу величину замочування просідаючої товщі, при якій ще виконуватиметься умови по граничних деформаціях і будівля все ще відповідатиме умовам нормальної експлуатації, а також оцінити результати НДС будівлі з врахуванням просідаючої основи на кожному етапі замочування.

Розрахунок системи "будівля - основа" виконується з використанням програми "ЛІРА-WINDOWS". У результаті розрахунку отримуємо зусилля у кожному кінцевому елементі моделі будівлі і основи, а також переміщення всіх вузлів системи.

По отриманих зусиллях у кінцевих елементах будівлі виконується перевірка несучої здатності перетину елемента. По отриманих переміщеннях будівлі приймають рішення про достатність

протипросідаючих заходів і роблять зіставлення із припустимими значеннями деформацій.

Для відносно точного визначення взаємодії будівлі із просадною основою, що включає в себе локальну обводнену область, доцільно було б побудувати таку розрахункову модель, яка б дала можливість визначати напружено-деформований стан будівлі при різних положеннях джерела замочування та на різних стадіях замочування, яка б могла враховувати попередні деформації будівлі, яка вона отримала за час експлуатації, а також уявити як взаємодіє просадний ґрунт із ущільненими, закріпленими масивами, палями і т.п.

Для досягнення цієї мети необхідна розробка моделі просадної основи, що могла б ефективно використовуватися як складова частина системи "будівля-основа".

Простежимо послідовне втілення цієї мети.

Слід відмітити роботи І.В. Матвєєва [6], у яких визначаються переміщення поверхні системи "просадний ґрунт - закріплений масив" і розраховується взаємодія цієї системи з будівлею. Вглиб основи дискретизація була прийнята не повністю, що дозволило в компактній програмі враховувати розподіл води, нелінійну роботу ґрунту, вплив на величину осідання, жорсткості будівлі й інших факторів. Точність результатів розрахунку свідчить порівнянням з експериментальними даними.

С.М. Клепиков досліджував НДС просідаючого ґрунту при різних контурах областей замочування [6], а також взаємодію просідаючого ґрунту із закріпленими масивами. Розрахунок виконувався в такій послідовності. Спочатку визначався НДС ґрунту природної вологості від власної ваги, потім НДС ґрунту із замоченою зоною від того ж

навантаження. Результатом розрахунку була різниця НДС між першим і другим розрахунком. Така модель простіше попередніх, але вона програє в точності моделювання. Очевидно, при такій схемі розрахунку складніше врахувати історію навантаження й відобразити нелінійну роботу ґрунту.

У роботі С.М. Клепікова і А.І. Маркова [15] для аналізу НДС двовимірної області просідаючого ґрунту та ущільненого масиву застосована універсальна програма МКЕ. При цьому розрахунок виконувався не на навантаження від ваги ґрунту, а на систему сил, прикладених до області ґрунту, де можливе осідання. Показано більшу точність цього методу в порівнянні із завантаженням ґрунту власною вагою.

Будівлі можна захистити від просідаючих деформацій застосовуючи комплекс заходів. Тому досить актуальний аналіз НДС будівель для призначення обсягу конструктивних заходів. Розрахунок будівель рекомендується виконувати по різних плоских і просторових розрахункових моделях. Для найбільш точного розрахунку прийнятні пластинчасті багаторівневі моделі. Розрахунок по просторових континуальних моделях при сучасному розвитку програм і комп'ютерної техніки не складає істотних проблем. У більш простих розрахункових моделях, наприклад, у вигляді системи перехресних балок, є значні недоліки. Якщо стіни мають нерівності в плані, то в місцях зламу згинальний момент дорівнює нулю, тому що жорсткість стін на крутіння має невелику величину, тобто не враховується робота перекриттів на загальний вигин.

Істотне вдосконалювання розрахунків будівель на просідаючих основах може бути зроблено введенням нових розрахункових моделей.

Сучасний стан обчислювальної техніки надає можливість використання в розрахунковій практиці моделей із тривимірною основою. Використовуючи МКЕ можна розраховувати будівлю разом із просідаючою основою за цілком прийнятний час розрахунку.

В.Г. Кравцовим [16] досліджена здатність безкаркасних будівель до сприйняття зусиль, які викликані нерівномірними вертикальними деформаціями просідаючої основи, з позицій теорії граничної рівноваги.

За останні роки був зроблений значний крок уперед у розробці розрахункових моделей будівель на просідаючих ґрунтах.

В роботах [17-21] виконані дослідження аналізу НДС системи «основа - споруда», вдосконалені методи моделювання ґрунтових основ, що взаємодіють із спорудою, що деформується. В роботі Л.А. Бартоломея [21] для розрахунку розроблений метод прогнозування НДС системи «основа - споруда» з урахуванням нелінійного деформування основи та історії його навантаження, сумісної роботи основи, фундаментів та наземної споруди, взаємовпливу споруди, яка зводиться, та існуючих поряд інженерних об'єктів у часі в складних інженерно-геологічних умовах, у тому числі на схилах місцевості.

В.А. Банах у своїх статтях [22, 23] пропонує двохетапний розрахунок будівель, що експлуатуються. На першому етапі виконується розрахунок моделі початкової будівлі з урахуванням деформацій і дефектів, отриманих в результаті обстеження, для визначення можливості реконструкції і необхідності посилення конструктивних елементів. На другому етапі виконується коригування розрахункової моделі з урахуванням заходів по реконструкції. Такий розрахунок надає можливість спрогнозувати подальшу роботу реконструйованої будівлі при можливій несприятливій

зміні умов її експлуатації (наприклад, розвитку нерівномірних деформацій основи).

В.С. Шокарев і В.І. Чаплигін у своїй роботі [24] приділили увагу створенню універсальної геомеханічної моделі, і на її основі – розрахункової моделі "фундамент - ґрунтова основа", з метою її застосування при безперервному усуненні крену стрічкового фундаменту, підробленого свердловинами, і вибір способу та програмного забезпечення для автоматизованого розрахунку параметрів НДС ґрунтової основи і НДС по периметру свердловин, а також коригування традиційного способу усунення крену стрічкового фундаменту з урахуванням доопрацьованої геомеханічної моделі.

У роботі Л.С. Чухлатого [25] виконані дослідження поведінки системи «будівля – фундамент – ґрунт» при різних змінах параметрів її окремих елементів. Досліджена залежність НДС системи від: неоднорідності властивостей основи в плані і по глибині; влаштування виїмок, що примикають, і зведення сусідньої споруди; міцнісних та деформаційних характеристик ґрунту; локальної жорсткості основи і несучих конструкцій споруди.

У роботах О.Г. Шашкіна і К.Г. Шашкіна [26] розглянуті основні обчислювальні і теоретичні проблеми спільних розрахунків системи "основа-фундамент-будівля" при моделюванні просторового масиву за допомогою МКЕ проаналізовані основні підходи до обліку нелінійних властивостей роботи ґрунту, а також складнощі, що виникають при розгляді процесу деформацій в часі. У доповіді [26] О.Г. Шашкін і К.Г. Шашкін представив програмний комплекс FEM models, який дозволяє не лише прогнозувати роботу проєктованих об'єктів і проводити багатофакторний аналіз їх поведінки, але і виконувати ретроспективний

пошук причин аварійних ситуацій. В цьому програмному комплексі уперше здолані труднощі рішення тривимірних завдань спільного розрахунку.

У роботах В.Г. Шаповала [27] досліджується прогнозування осадок і кренів фундаментів на водонасиченій порохняно-глинистій основі, що перебуває під впливом змінного в часі навантаження.

В роботі [28] увага приділена особливостям деформування слабких ґрунтів та основам моделювання взаємодії споруд і основ з використанням програмного комплексу FEM models. Надаються і рекомендації по підвищенню надійності будівель, що зводяться в складних ґрунтових умовах.

У статті [29] наводиться огляд нелінійних моделей роботи ґрунту, вживаних в найбільш популярних сучасних програмах розрахунку: ідеально пружнопластичності моделі з критерієм міцності Кулона-Мора, моделі CamClay, інших різновидів шатрових моделей, моделі з подвійним зміцненням. Приведені способи перевірки достовірності результатів розрахунку з використанням нелінійних моделей. У статті викладена модель розрахунку деформацій основ, складених глинистими ґрунтами, що відповідає основним представленням фізико-хімічної механіки.

В.С. Камаєвим проведені експериментально-теоретичні дослідження [30], які дозволили виявити нелінійний характер перерозподілу зусиль залежно від жорсткості надземних конструкцій. Ним визначено значення граничної жорсткості споруди, що обчислюється за формулою як для плоских плит, при якій відносна різниця осідань дорівнює нулю. На основі розробленої методики визначення жорсткості будівлі та обчислення граничної жорсткості плоскої плити показано, що при жорсткості будівлі більше граничної, значення осідань точок будівлі і навантажень на основу

залишаються постійними. Збільшення жорсткості будівлі понад граничну величину є нераціональним за умовою спільної роботи будівлі і основи.

Роботи О.С. Городецького, Я.О. Слободяна, В.А. Баженова [31-32] присвячені створенню універсальної математичної моделі надвеликих систем «споруда – основа» із застосуваннями теорії МКЕ, суперелементів і технології паралельних обчислень для чисельного аналізу та прогнозу поведінки складних просторових систем у всьому діапазоні силових та деформаційних навантажень і впливів.

Таким чином, на підставі проведеного огляду, можна зробити висновок, що для розрахунку будівель розроблена велика кількість моделей і методів розрахунку, вибір яких залежить від мети розрахунку, ступеня відповідальності будівлі, наявного програмного забезпечення. При необхідності оцінки просадочних впливів на зміну НДС цегляної будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції можливості застосування багатьох з них обмежуються. У зв'язку зі значним збільшенням останнім часом завдань цього типу і відсутністю відповідного методичного забезпечення, потрібна розробка універсальної методики визначення зміни НДС будівлі від впливу просадочних деформацій, яка б могла ураховувати стадійність замочування, місце розташування джерела замочування та інші фактори [33].

## РОЗДІЛ 2

### ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ДОСЛІДЖЕННЯ

#### *2.1 Характеристика будівлі*

Обстежувана будівля знаходиться в Заводському районі м. Запоріжжя. Будівля розташовується всередині території, обмеженої з трьох сторін вул. Перспективною, вул. Фільтровою та вул. Посадочною. Територія ділянки забудована трьох-п'яти поверховими житловими будинками. Загальний вигляд будівлі з боку головного і дворового фасадів наведено на рис. 2.1 і рис. 2.2.

Обстежувана будівля - трьохповерхова, з підвалом та горищем. Будівля – г-образної форми в плані.

Обстежувані нежитлові приміщення знаходяться в підвалі та на першому поверсі будівлі. Висота нежитлових приміщень підвалу від відмітки підлоги до низу несучих конструкцій перекриття склала 2,05 м, першого поверху – 2,90 м. Висота житлових приміщень 2...3 поверхів будівлі - 2,90 м.

Конструктивна система будівлі - безкаркасна, з поперечними несучими стінами з цегли та шлакоблоків, на які спираються збірні залізобетонні плити перекриття і покриття.



Рисунок 2.1 – Загальний вид будівлі зі сторони головного фасаду.



Рисунок 2.2 – Загальний вигляд будівлі з боку дворового фасаду.

## **2.2 Характеристика конструктивних елементів та технічне обстеження конструкцій**

Відповідно до вимог норм [34] виконані обстеження технічного стану конструкцій нежитлових приміщень.

При оцінці технічного стану обстежених конструкцій враховувалася їхня здатність виконувати всі функції, передбачені нормативною та проектною документаціями, протягом прогнозованого терміну експлуатації будівлі [34].

З огляду на це технічний стан конструкцій будівлі можна класифікувати як:

**добрий** - при виконанні всіх вимог проектних і діючих на момент обстеження норм і державних стандартів;

**задовільний** - при часткових відступах від вимог за граничним станом першої групи і при таких порушеннях вимог за граничним станом другої групи, які в конкретних умовах не обмежують нормальне функціонування будівлі;

**незадовільний** - в разі, коли для забезпечення нормальної експлуатації конструкції необхідний контроль за її станом або виконання заходів підвищують експлуатаційну надійність. В якості таких заходів може бути зниження експлуатаційного навантаження, ремонт або підсилення конструкцій.

Нижче розглянемо результати візуальних обстежень конструкцій нежитлових приміщень.

Фундаменти будівлі виконані стрічковими з бутобетону з розмірами підошви  $V \times H = 750 \times 500$  мм. На рис. 2.3 приведено шурф фундаменту, виконаний у повздовжньої зовнішньої стіни.

Зовнішні стіни підвалу виконані з бетону товщиною 550 мм. Внутрішнє оздоблення поверхонь стін відсутнє (рис. 2.4...2.6). Зовні стіни



Рисунок 2.3 – Шурф фундаментів, виконаний у зовнішньої поздовжньої стіни.



Рисунок 2.4 – Технічний стан віконного прорізу у підвалу.



Рисунок 2.5 – Технічний стан залізобетонної перемички у підвалі.



Рисунок 2.6 – Технічний стан залізобетонних плит перекриття у підвалі.

підвалу оштукатурені цементно-піщаним розчином та пофарбовані (див. рис. 2.1..2.2).

Внутрішні стіни підвалу виконані з «червоної» цегли з товщиною кладки 380 мм. Оздоблення поверхонь стін відсутній (див. рис. 2.6).

Перекрыття підвалу - збірні залізобетонні шатрові плити з товщиною плити 60 мм і висотою поздовжніх ребер 250 мм. Плити спираються на поперечні стіни будівлі. Ширина збірних плит складає 1000...1500 мм. Обробка стель підвалу відсутня (див. рис. 2.6).

При візуальному обстеженні стін, перекрыття підвалу тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан зовнішніх і внутрішніх стін, перекрыття підвалу на момент обстеження - задовільний.

Зовнішні стіни будівлі виконані комбінованими з шлакоблоку і цегли з загальною товщиною кладки 500 мм. Обробка зовнішніх поверхонь стін відсутня (див. рис. 2.1...2.2). Зсередини поверхні стін оштукатурені та обклеєні паперовими шпалерами (рис. 2.7...2.9).

Внутрішні стіни будівлі виконані з шлакоблоку товщиною 300 мм. Поверхні стін оштукатурені і оброблені керамічною плиткою або обклеєні паперовими шпалерами (див. рис. 2.7...2.9).

При візуальному обстеженні стін тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан зовнішніх і внутрішніх стін на момент обстеження - задовільний.

Перегородки цегляні з товщиною кладки 120 мм із цегли або із шлакоблоку товщиною 100 мм. Поверхні перегородок оброблені керамічною плиткою або обклеєні паперовими шпалерами (див. рис. 2.9).

При візуальному обстеженні перегородок тріщин і інших дефектів не виявлено. Технічний стан перегородок на момент обстеження - задовільний.



Рисунок 2.7 – Технічний стан приміщення першого поверху.



Рисунок 2.8 – Технічний стан підлоги першого поверху.



Рисунок 2.9 – Технічний стан перегородок першого поверху.



Рисунок 2.10 – Технічний стан приміщення підвалу, де передбачено демонтаж частини плити перекриття.

Перекрыття збірні залізобетонні шатрові плити з товщиною плити 60 мм і висотою ребер 250 мм, спираються на поперечні стіни. Ширина збірних плит складає 1000...1500 мм. Поверхні стель пофарбовані вапном або обклеєні паперовими шпалерами (див. рис. 2.7).

При візуальному обстеженні плит перекрыття тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан плит перекрыття на момент обстеження - задовільний.

При обстеженні зовні нежитлових приміщень ніяких пошкоджень в конструкціях або відступів від умов нормальної експлуатації не виявлено [34].

### ***2.3 Характеристика реконструкції приміщень***

Характеристика реконструкції нежитлових приміщень під магазин непродовольчих товарів полягає в наступному.

У нежитлових приміщеннях демонтуються всі існуючі перегородки (Додаток Б).

Влаштовуються сімнадцять дверних прорізів у внутрішніх поперечних стінах будівлі (див. Додаток Б).

У поперечній внутрішній стіні в рівні першого поверху по вісі 2 влаштовується один проріз розмірами  $V \times H = 900 \times 2300$  мм.

У поперечній внутрішній стіні в рівні першого поверху по вісі 3 влаштовується два прорізи розмірами  $V \times H = 2140 \times 2660$  мм та один проріз розмірами  $V \times H = 1000 \times 2300$  мм.

У поперечній внутрішній стіні в рівні першого поверху по вісі 4 влаштовується два прорізи розмірами  $V \times H = 2140 \times 2660$  мм та два прорізи розмірами  $V \times H = 2340 \times 2660$  мм.

У поперечній внутрішній стіні в рівні першого поверху по вісі 5 влаштовується два прорізи розмірами  $V \times H = 2140 \times 2660$  мм.

У поперечній внутрішній стіні в рівні першого поверху по вісі 6 влаштовується два прорізи розмірами  $V \times H = 2140 \times 2660$  мм та один проріз в міжповерховому просторі розмірами  $V \times H = 1000 \times 2100$  мм.

У поперечній внутрішній стіні в рівні першого поверху по вісі 7 влаштовується два прорізи розмірами  $V \times H = 2140 \times 2660$  мм та два прорізи розмірами  $V \times H = 2340 \times 2660$  мм.

Всі прорізи, які пробиваються, обрамляються сталевими профілями.

Також при реконструкції закладаються цеглою існуючі дверні прорізи: у внутрішній поперечній стіні по вісі 2 з розмірами  $V \times H = 910 \times 2100$  мм, по вісі 5 з розмірами  $V \times H = 1010 \times 2200$  мм та по вісі 6 з розмірами  $V \times H = 1020 \times 2200$  мм, у внутрішній поздовжній стіні по ряду Б з розмірами  $V \times H = 1050 \times 2200$  мм, а також у підвалі в стіні між вісями 5 і 6 розмірами  $V \times H = 1500 \times 2050$  мм (див. Додаток Б).

Реконструкцією передбачено розширення восьми віконних прорізів у зовнішніх поздовжній стіні по ряду А, а також одного віконного прорізу по ряду В. Розміри існуючих віконних прорізів складають  $V \times H = (1180 \dots 1400) \times 1850$  мм. Виконується часткове розбирання підвіконної частини існуючих віконних прорізів на величину 800 мм. Висота віконних прорізів після розбирання складатиме 2650 мм (див. Додаток Б).

Передбачено посилення прорізу підвалу у зовнішній поздовжній стіні по ряду А розмірами  $V \times H = 1240 \times 810$  мм (див. Додаток Б).

Для сполучення між приміщеннями підвалу та першого поверху влаштовується отвір в перекритті підвалу (рис. 2.10), а також організуються сходи підйому у приміщення першого поверху. Ширина сходів складає 900 мм. Демонтаж частини існуючої плити перекриття виконується за рахунок влаштування додаткової цегляної стіни з товщиною кладки 380 мм довжиною 1800 мм, а також для влаштування ділянки монолітного перекриття шириною 770 мм, товщиною 120 мм та довжиною 1800 мм (див. Додаток Б).

За реконструкцією влаштовуються сходи головного входу з ганком, розташовані в зовнішній стіні по ряду А (див. Додаток Б).

Також влаштовуються сходи з ганком та пандусом для людей з обмеженими можливостями, які розташовані в зовнішній стіні по ряду В (див. Додаток А).

## РОЗДІЛ 3

### РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ

Для оцінки можливості реконструкції нежитлових приміщень виконані розрахунки просторової моделі фрагменту будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції, а також розрахунок збірних залізобетонних плит перекриття підвалу з урахуванням збільшення корисного навантаження, яке регламентується нормами [3].

#### *3.1 Розрахунок просторової моделі фрагмента будівлі*

Просторова розрахункова модель будівлі включає в себе поздовжні і поперечні несучі стіни, що обмежують блок, де передбачається реконструкція, які моделювалися пластинчастими елементами, а також плити перекриття, перемички, елементи підсилення пробиваних і розширюємих прорізів у вигляді стрижньових елементів. Досліджувався напружено-деформований стан конструкцій будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції.

При розрахунку використовувався програмний комплекс LIRA-Windows версії 9.4, який реалізує метод кінцевих елементів [37]. Розрахунок будівлі проводився по просторовій моделі.

Розрахункова схема фрагмента будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції приведена на рис. 3.1.

На рис. 3.2 і рис. 3.3 наведені розрахункові схеми несучих стін 1-го поверху до і після реконструкції.

При розрахунку фрагменту будівлі враховувалися наступні елементи посилення прорізів:

1. Пробивані прорізи прольотами 900 мм і 1000 мм у внутрішніх поперечних стінах товщиною 300 мм в рівні першого поверху по вісям 2 і 3: перемички виконані з двох швелерів №12 (ГОСТ 8240-89), бічні стійки



Рисунок 3.1 – Розрахункова схема фрагмента будівлі.

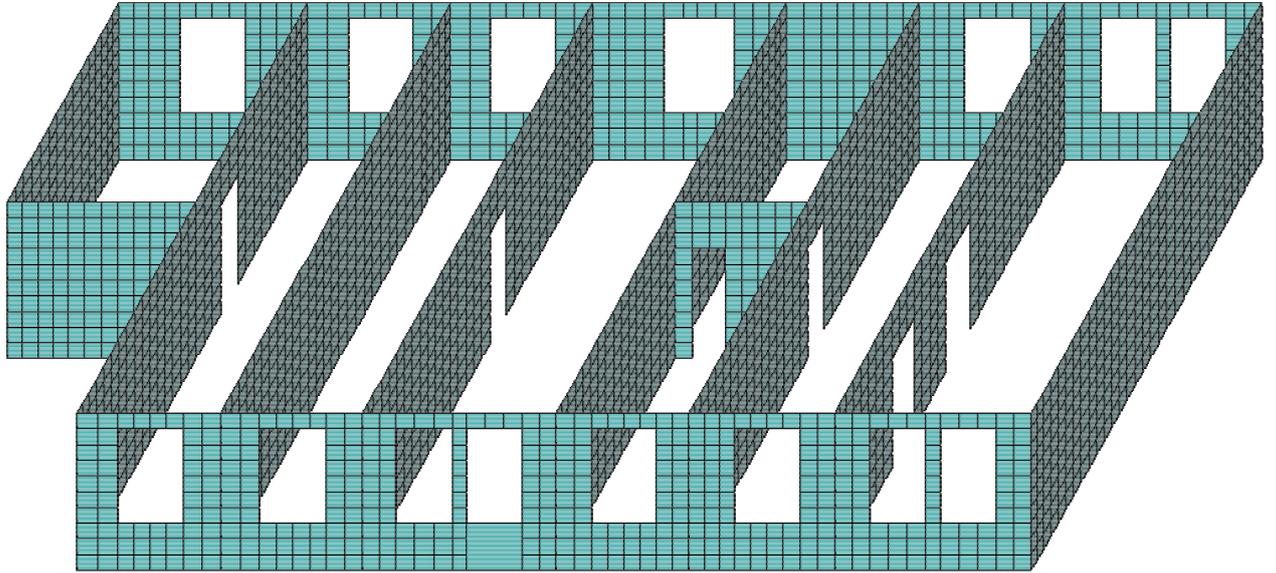


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема несучих стін нежитлових приміщень 1-го поверху до реконструкції.

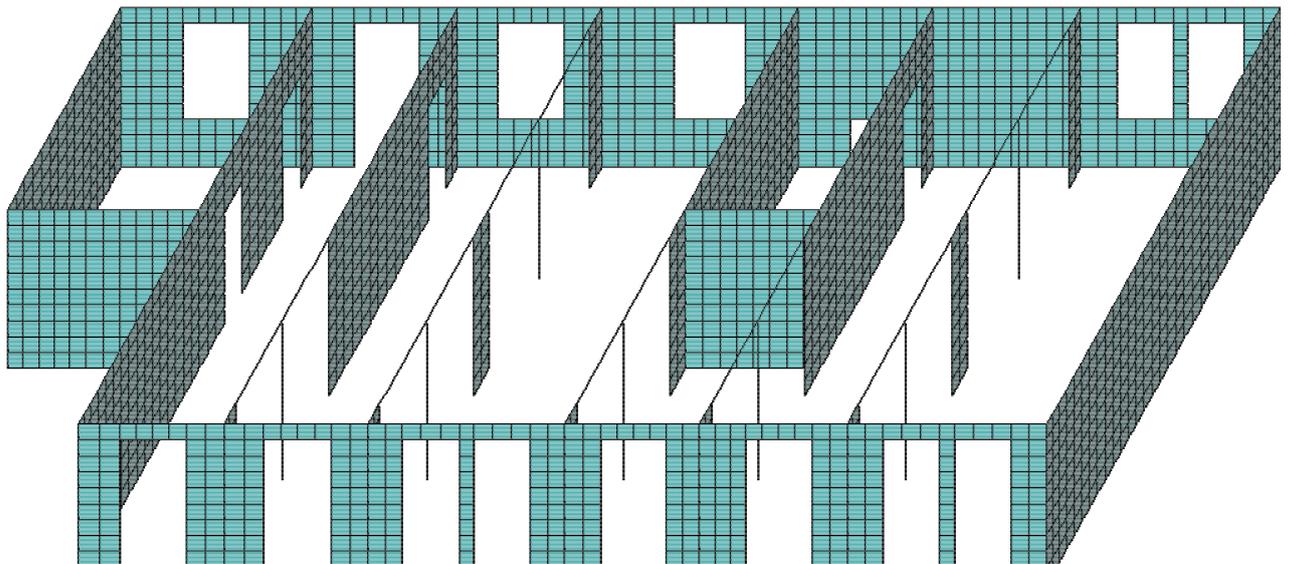


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема несучих стін нежитлових приміщень 1-го поверху після реконструкції.

виконані з двох рівнополичних кутників 63х6 мм (ГОСТ 8509-93); підпрорізні елементи виконані з двох рівнополичних кутників 50х5 мм (ГОСТ 8509-93).

2. Пробиваний проріз прольотом 900 мм у внутрішній поперечній стіні товщиною 300 мм в міжповерховому просторі по вісі 6: перемички та підпрорізні елементи - з двох швелерів №12 (ГОСТ 8240-89), бічні стійки - з двох рівнополичних кутників 63х6 мм (ГОСТ 8509-93).

3. Пробивані прорізи прольотами 2140 мм і 2340 мм у внутрішніх поперечних стінах товщиною 300 мм в рівні першого поверху по вісям 3, 4, 5, 6 і 7: перемички - з двох швелерів №24 (ГОСТ 8240-89), бічні стійки - з двох рівнополичних кутників 90х6 мм (ГОСТ 8509-93) та двох швелерів №16 (ГОСТ 8240-89) ; підпрорізні елементи - з двох рівнополичних кутників 50х5 мм (ГОСТ 8509-93).

4. Розширювані прорізи прольотами 1180...1400 мм у зовнішніх поздовжніх стінах товщиною 500 мм в рівні першого поверху по рядах А і В посилюються такими сталевими елементами: перемички - з двох рівнополичних кутників 90х6 мм (ГОСТ 8509-93), бічні стійки - з двох рівнополичних кутників 63х6 мм (ГОСТ 8509-93); підпрорізні елементи - з двох рівнополичних кутників 50х5 мм (ГОСТ 8509-93).

5. Проріз, що посилюється прольотом 1240 мм у зовнішній поздовжній стіні товщиною 550 мм в рівні підвалу по ряду А має такі елементи: перемички, бічні стійки та підпрорізні елементи - з двох рівнополичних кутників 75х6 мм (ГОСТ 8509-93).

Жорсткісні характеристики були задані, виходячи з реальних властивостей матеріалів стін, перекриттів, а також сталевих елементів підсилення прорізів.

Навантаження прикладалися від власної ваги стін, перекриття і покриття. Власна вага стін розраховувався, виходячи з їх товщини і щільності цегли, шлакоблоку та бетону. Власна вага перекриття

розраховувався, виходячи зі складу підлоги в приміщеннях. Прикладалось також корисне навантаження на перекриття будівлі, вітрове навантаження на стіни та снігове навантаження на покриття [34].

Збір навантажень на перекриття підвалу приведено у табл. 3.1. Збір навантаження на перекриття 1-го та 2-го поверхів будівлі виконаний в табличній формі і наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1 - Навантаження на 1м<sup>2</sup> перекриття підвалу

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характ. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	Збірна з.б. плита	2,5	60	0,1500	1,1	0,1650
2	Керамзитовий гравій	0,6	160	0,0960	1,3	0,1248
3	Цементно-піщана стяжка	1,8	50	0,0900	1,3	0,1170
4	Керамічна плитка	2,0	12	0,0240	1,3	0,0312
5	Перегородки	-	-	0,0050	1,2	0,0600
6	Корисне навантаження	-	-	0,4000	1,2	0,4800
	Разом					0,9780

Таблиця 3.2 - Навантаження на 1м<sup>2</sup> перекриття 1-го та 2-го поверхів

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характ. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	Збірна з.б. плита	2,5	60	0,1500	1,1	0,1650
2	Шлакова засипка	1,4	120	0,1680	1,3	0,2184
3	Дерев'яні лаги 50x80 мм, крок 0,5 м	0,8	50	0,0064	1,1	0,0071
4	Дошки полу	0,6	50	0,0300	1,1	0,0330
5	Перегородки	-	-	0,0050	1,2	0,0600
6	Корисне навантаження	-	-	0,1500	1,3	0,1950
	Разом					0,6785

У табл. 3.3 наведено збір навантажень на перекриття 3-го поверху будівлі. Збір навантажень на покриття будівлі наведено в табл. 3.4.

Таблиця 3.3 - Навантаження на 1м<sup>2</sup> перекриття 3-го поверху

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характ. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	Збірна з.б. плита	2,5	60	0,1500	1,1	0,1650
2	Шлакова засипка	1,4	120	0,1680	1,3	0,2184
3	Підготовка із глини	1,75	50	0,0875	1,3	0,1138
4	Корисне навантаження	-	-	0,0700	1,3	0,0910
	Разом					0,5882

Таблиця 3.4 - Навантаження на 1м<sup>2</sup> покриття

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характ. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	Дерев'яні крокви з колод d=150 мм, крок 0,8 м	0,80	-	0,0270	1,1	0,0297
2	Обрешітка з дошок 100х30мм, крок 0,4 м	0,60	-	0,0054	1,1	0,0045
3	Листи АЦВ	-	-	0,0180	1,1	0,0198
4	Снігове навантаження	-	-	0,1200	1,14	0,1370
	Разом					0,1910

Розрахункове значення снігового навантаження відповідно до вимог норм [36] визначалося за формулою

$$S_m = s_o \cdot C \cdot \gamma_{fm};$$

де:  $s_o$  – характеристичне значення навантаження від ваги снігового покриву, т/м<sup>2</sup>;

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 0,5;$$

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

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

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

$\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження, визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$ . Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ .

$$\gamma_{fm} = 1,14 \text{ при } T_{ef} = 100 \text{ років.}$$

$$\mu = 1, \text{ так як } \alpha = 30^\circ \text{ – ухил покрівлі.}$$

При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт

$$C_e = 1; \quad C_{alt} = 1;$$

$$S_m = s_o \cdot C \cdot \gamma_{fm} = 0,12 \cdot 1 \cdot 1,14 = 0,137 \text{ м/м}^2;$$

Розрахункове значення вітрового навантаження визначалося відповідно до вимог норм [36] за формулою

$$w_m = \gamma_{fm} w_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження;

$w_0$  – характеристичне значення вітрового тиску;

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

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

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт,  $C_{aer} = 0,8$ ;

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди,  $C_h = 1,55$  для IV типу місцевості;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти,  $C_{alt} = 1$ ;

$C_{rel}$  – коефіцієнт рельєфу,  $C_{rel} = 1$ ;

$C_{dir}$  – коефіцієнт напрямку,  $C_{dir} = 1$ ;

$C_d$  – коефіцієнт динамічності,  $C_d = 1$ .

$$C = 0,8 \cdot 1,55 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,24$$

$$C' = 0,5 \cdot 1,55 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,775$$

$$w_m = 1,14 \cdot 0,05 \cdot 1,24 = 0,071 m / m^2$$

$$w'_m = 1,14 \cdot 0,05 \cdot 0,775 = 0,044 m / m^2$$

За результатами статичного розрахунку будівлі отримано розподіл головних стискаючих і розтягуючих напружень в зовнішніх і внутрішніх стінах будівлі з пробиваними і розширюваними прорізами.

За результатами розрахунку поперечної внутрішньої стіни по вісі 2 з шлакоблоку товщиною 300 мм встановлено, що при влаштуванні в ній прорізу прольотом 900 мм і посилення їх сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (рис. 3.4...3.5) складають, відповідно 33 т/м<sup>2</sup> і 8,1 т/м<sup>2</sup>.

Для поперечної внутрішньої стіни по вісі 3 з шлакоблоку товщиною 300 мм встановлено, що при влаштуванні в ній прорізів прольотом 1000 мм, 2140 мм та посилення їх сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (рис. 3.6...3.7) складають, відповідно 60 т/м<sup>2</sup> і 13 т/м<sup>2</sup>.

Для поперечної внутрішньої стіни по вісі 5 з шлакоблоку товщиною 300 мм встановлено, що при влаштуванні в ній прорізів прольотом 2140 мм та посилення їх сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (рис. 3.8...3.9) складають, відповідно 60 т/м<sup>2</sup> і 12 т/м<sup>2</sup>.

Для поперечної внутрішньої стіни по вісі 7 з шлакоблоку товщиною 300 мм встановлено, що при влаштуванні в ній прорізів прольотом 2140 мм, 2340 мм та посилення їх сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (рис. 3.10...3.11) складають, відповідно 73 т/м<sup>2</sup> і 15 т/м<sup>2</sup>.

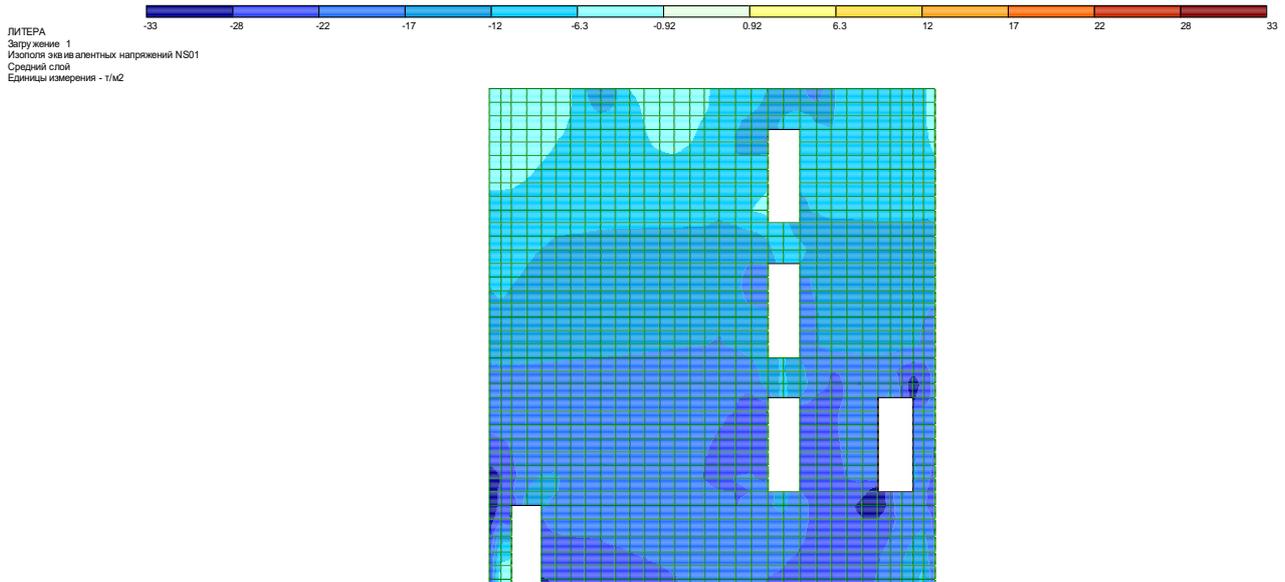


Рисунок 3.4 - Изополя головних стискаючих напружень у поперечній внутрішній стіні по вісі 2.

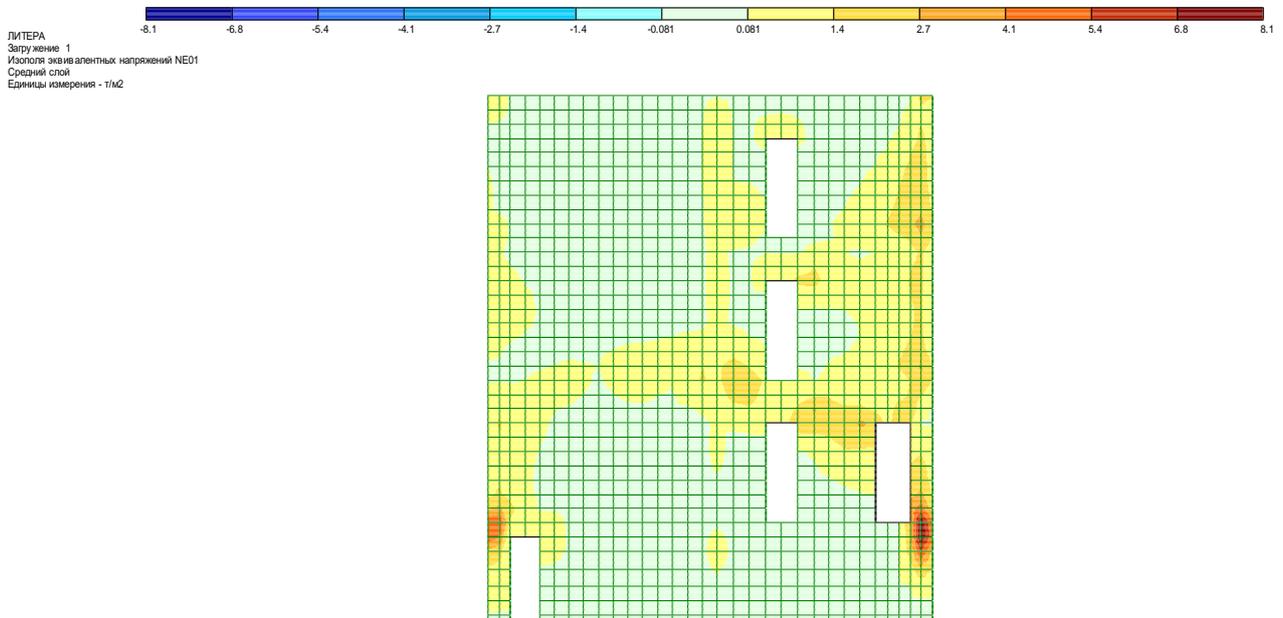


Рисунок 3.5 - Изополя головних розтягуючих напружень у поперечній внутрішній стіні по вісі 2.

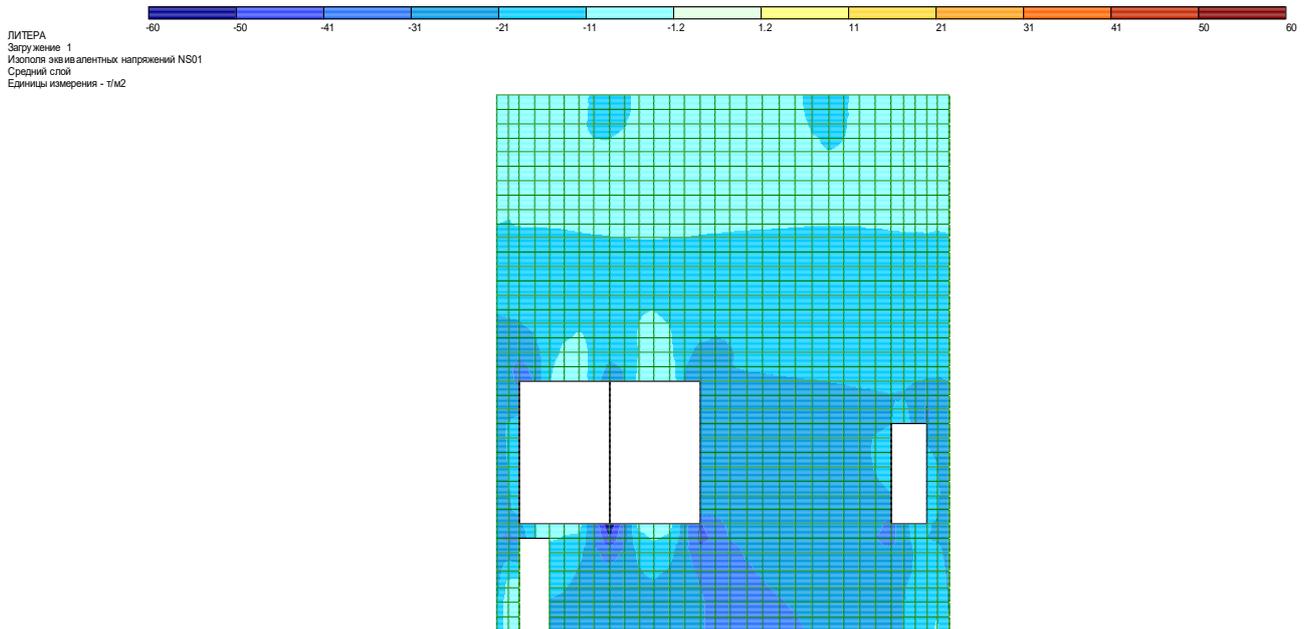


Рисунок 3.6 - Изополю головных стискающих напряжений у поперечной внутренней стіні по вісі 3.

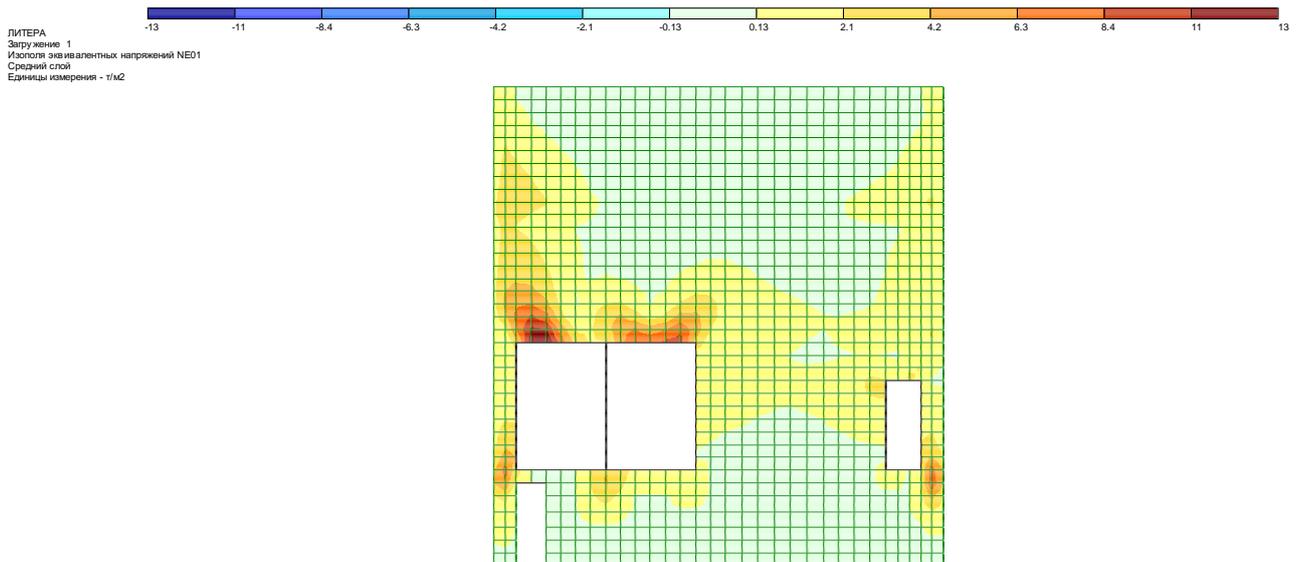


Рисунок 3.7 - Изополю головных растягивающих напряжений у поперечной внутренней стіні по вісі 3.

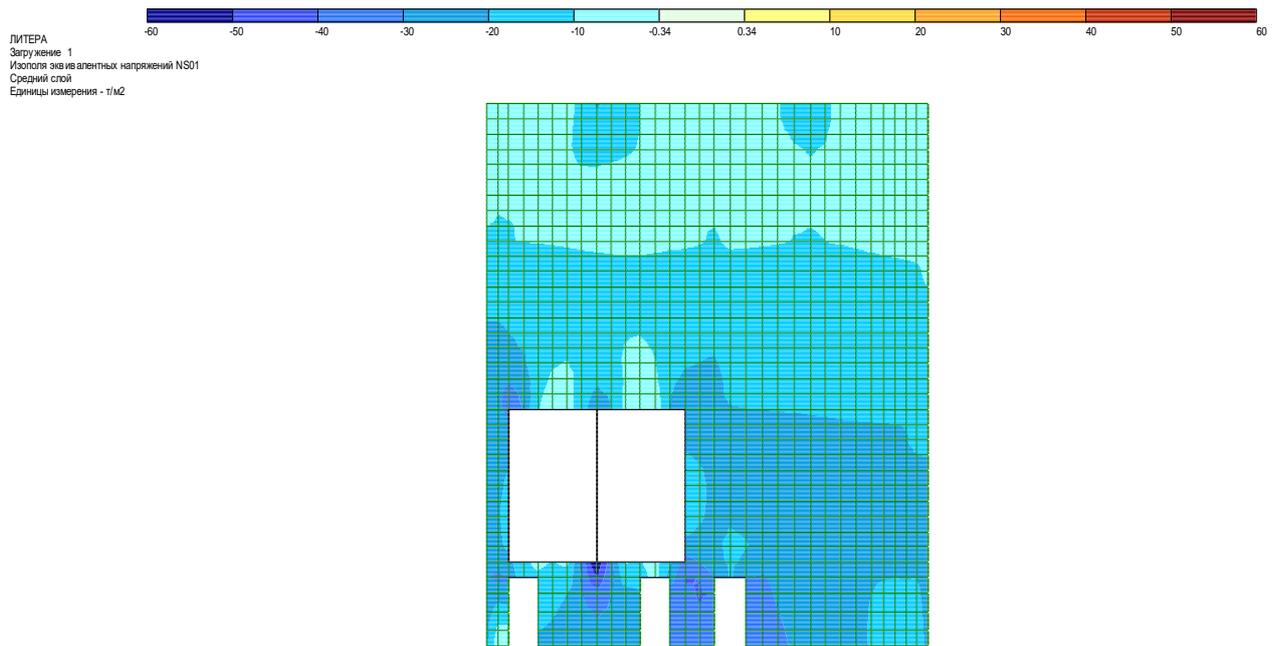


Рисунок 3.8 - Изополя головных стискающих напряжений у поперечной внутренней стіні по вісі 5.

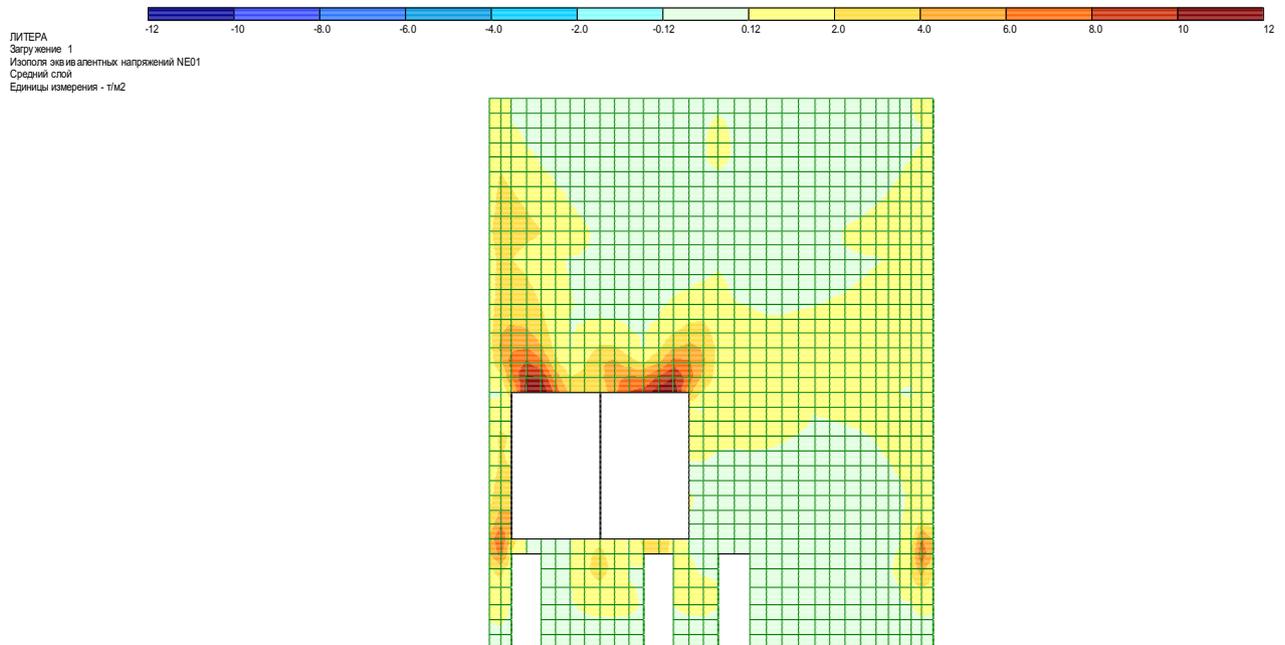


Рисунок 3.9 - Изополя головных растягивающих напряжений у поперечной внутренней стіні по вісі 5.

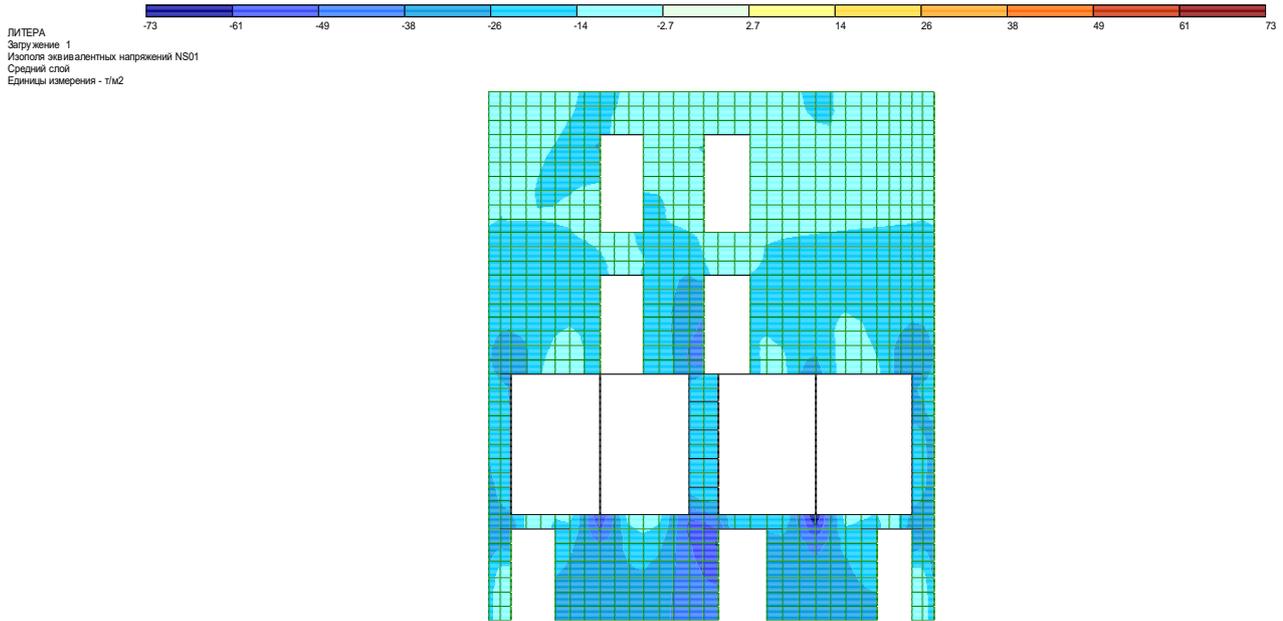


Рисунок 3.10 - Изополя головных стискающих напряжений у поперечной внутренней стіні по вісі 7.

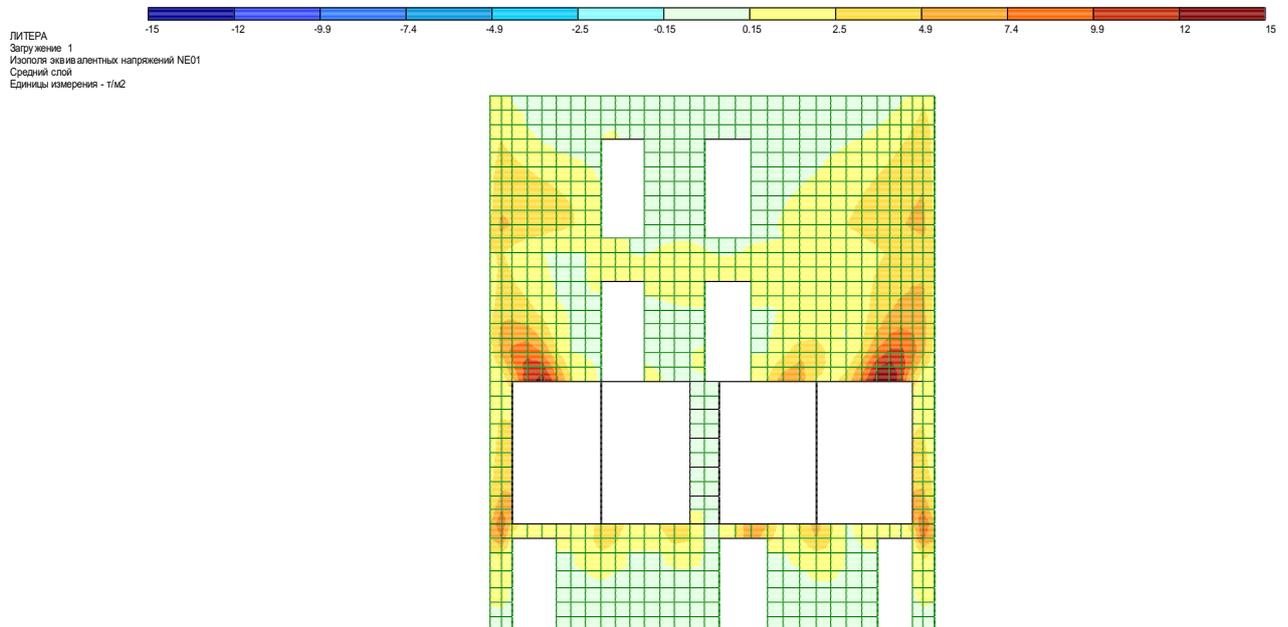


Рисунок 3.11 - Изополя головных растягивающих напряжений у поперечной внутренней стіні по вісі 7.

Для поздовжньої зовнішньої стіни по ряду А з шлакоблоку та цегли товщиною 500 мм встановлено, що при розширенні в ній прорізів прольотом 1180...1400 мм та посилення їх сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (рис. 3.12...3.13) складають, відповідно  $51 \text{ т/м}^2$  і  $7 \text{ т/м}^2$ .

Для поздовжньої зовнішньої стіни по ряду В з шлакоблоку та цегли товщиною 500 мм встановлено, що при розширенні в ній прорізу прольотом 1380 мм та посилення його сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (рис. 3.14...3.15) складають, відповідно  $54 \text{ т/м}^2$  і  $7,3 \text{ т/м}^2$ .

Так як несуча здатність стін з шлакоблоку на стиск становить  $150 \text{ т/м}^2$ , а на розтяг -  $16 \text{ т/м}^2$  [9], то можна зробити висновок, що несуча здатність зовнішніх і внутрішніх стін будівлі достатня для сприйняття навантажень з урахуванням передбачуваної реконструкції при пробиванні і розширенні в них прорізів і за умови їх посилення сталевими профілями. За результатами розрахунку фрагмента будівлі отримані епюри згинальних моментів  $M_y$  і поздовжніх сил  $N$  в сталевих елементах посилення пробиваємих і розширюємих прорізів. На рис. 3.16...3.27 наведені епюри згинальних моментів і поздовжніх сил в сталевих елементах посилення прорізів у внутрішніх поперечних стінах по вісям 2, 3, 5 і 7, а також в поздовжніх стінах по рядах А і В.

Отримані в результаті статичного розрахунку будівлі зусилля і їх розрахункові сполучення в елементах обрамлення прорізів використовувалися для перевірки достатності їх перетинів.

Експертиза достатності перетинів виконується за допомогою програмного модуля LIRA-STK комплексу LIRA-Windows 9.4 [8], в якому реалізовані основні положення розрахунку сталевих конструкцій [10]. Результати перевірки сталевих елементів посилення прорізів для

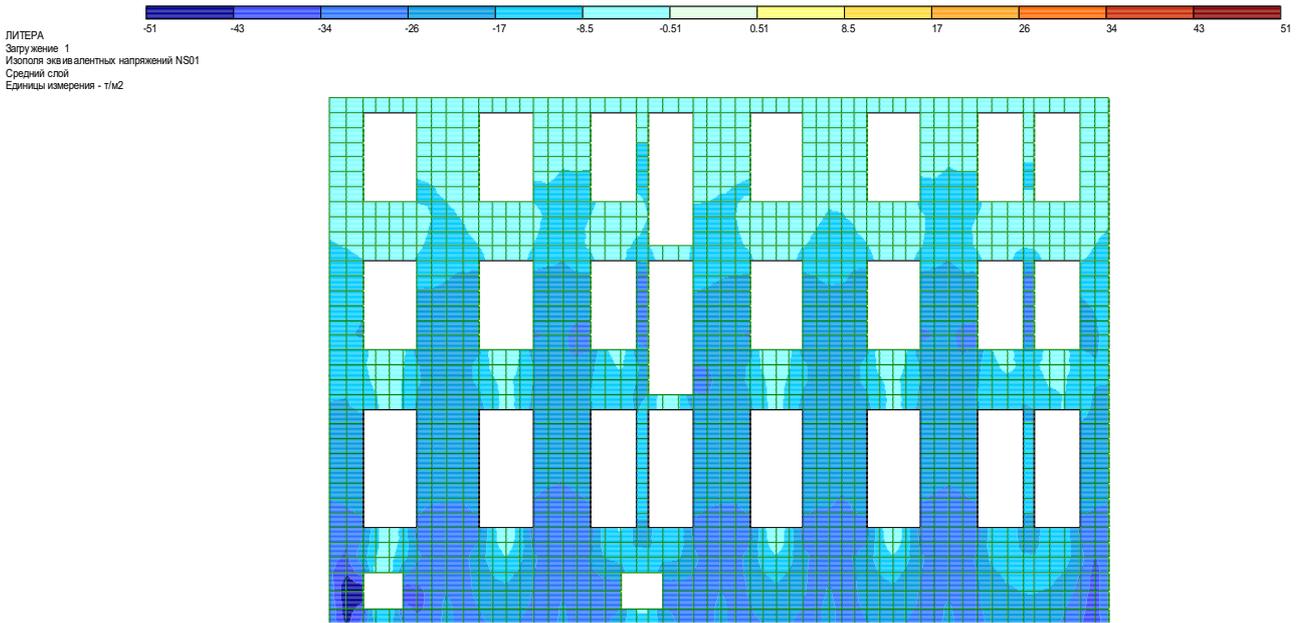


Рисунок 3.12 - Изополя головных стискающих напряжений у поздовжній зовнішній стіні по ряду А.

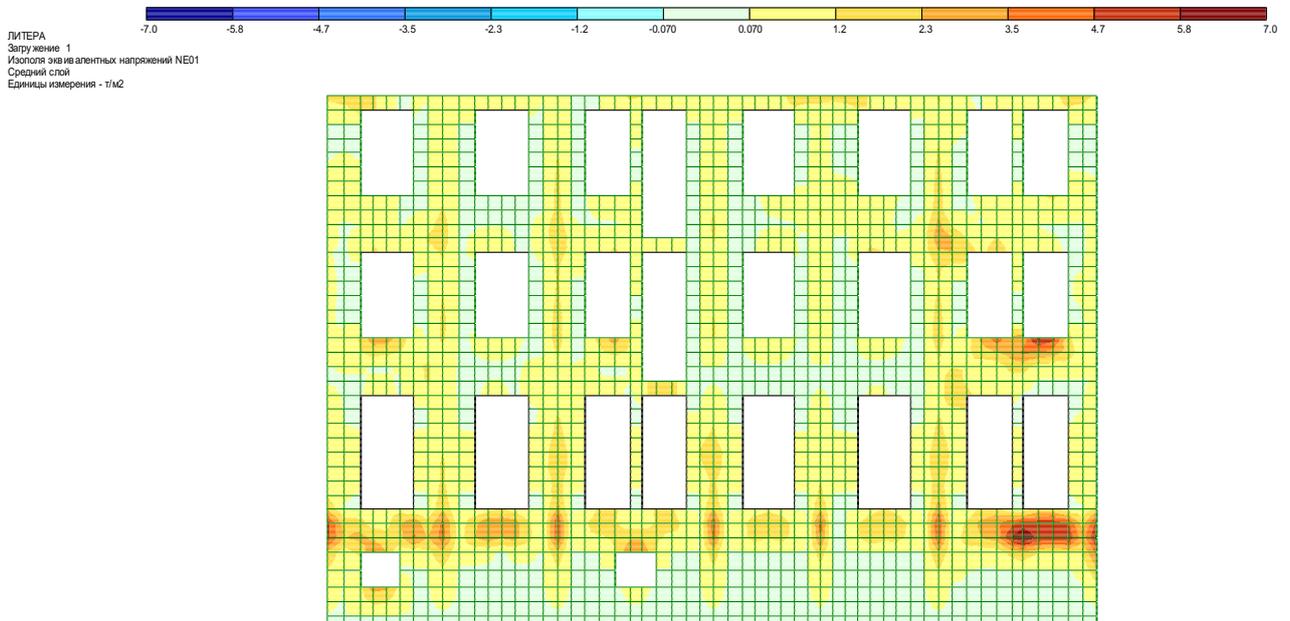


Рисунок 3.13 - Изополя головных растягивающих напряжений у поздовжній зовнішній стіні по ряду А.

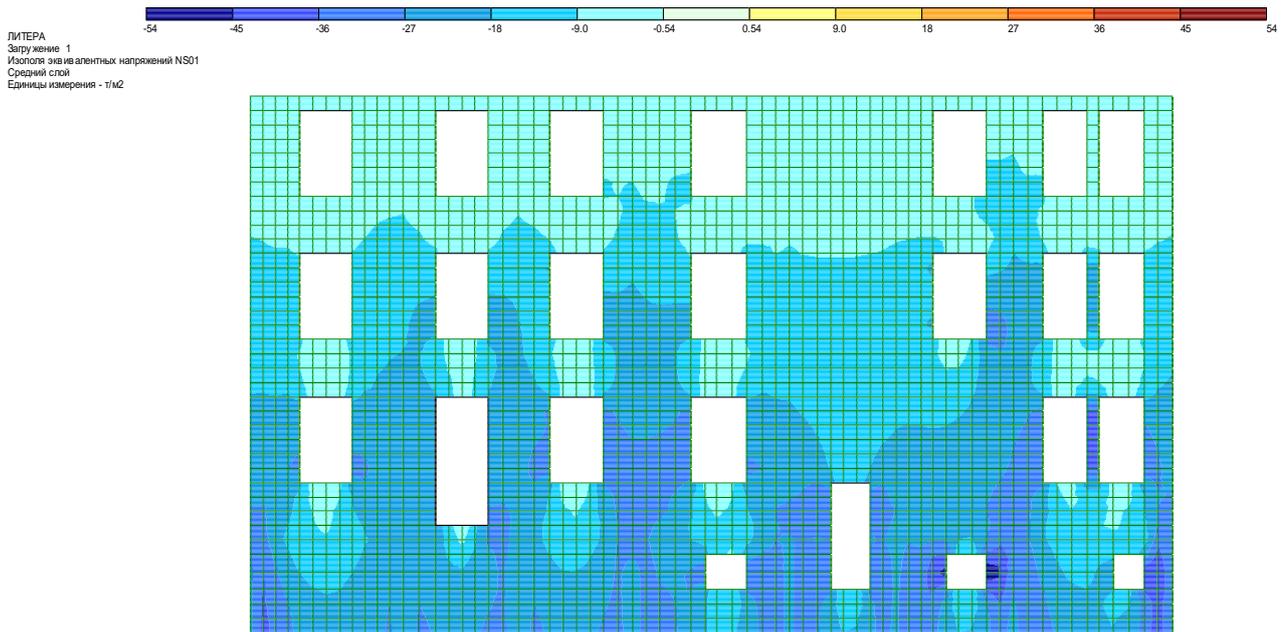


Рисунок 3.14 - Изополя головных стискающих напряжений у поздовжній зовнішній стіні по ряду В.

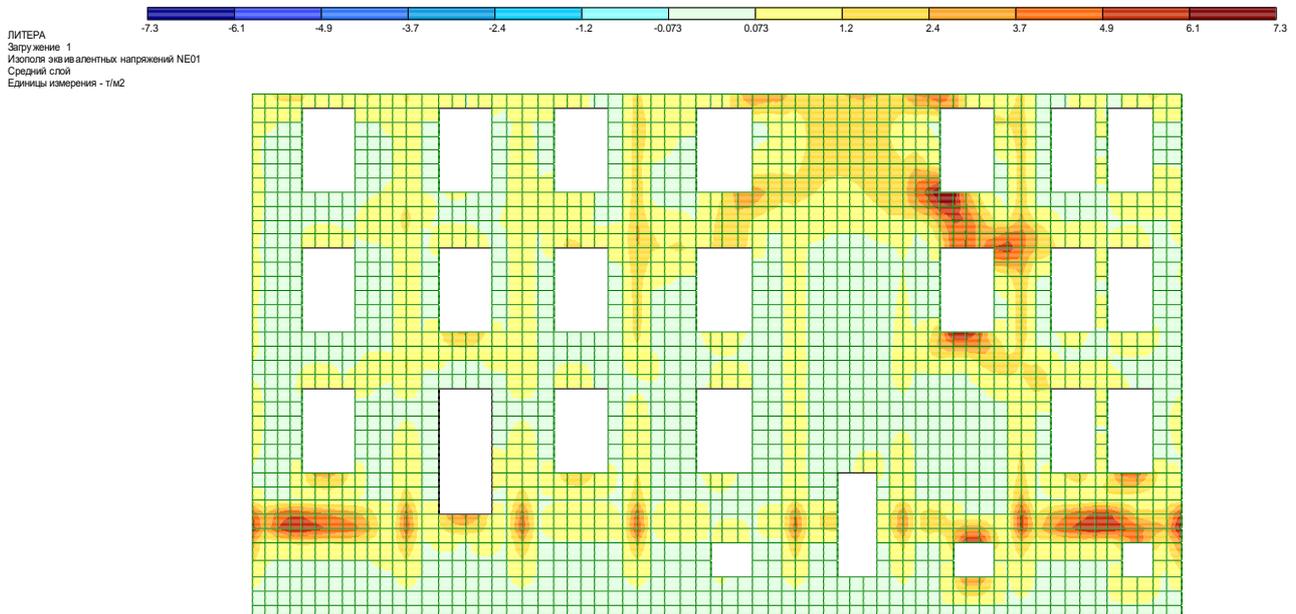


Рисунок 3.15 - Изополя головных растягивающих напряжений у поздовжній зовнішній стіні по ряду В.

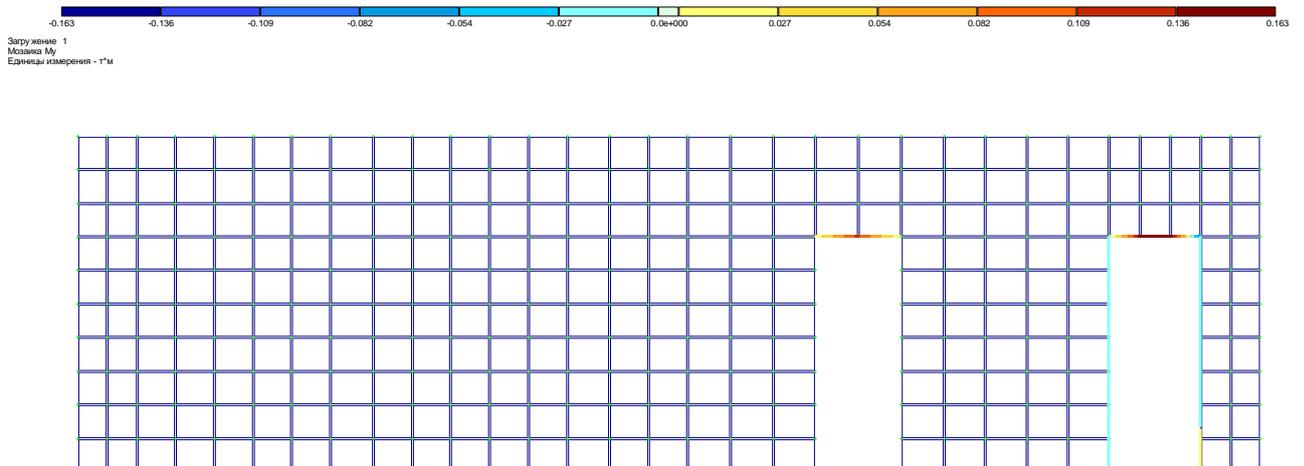


Рисунок 3.16 - Епюри згинальних моментів  $M_y$  в елементах посилення прорізу у поперечній внутрішній стіні по вісі 2.



Рисунок 3.17 - Епюри поздовжніх сил  $N$  в елементах посилення прорізів у поперечній внутрішній стіні по вісі 2.

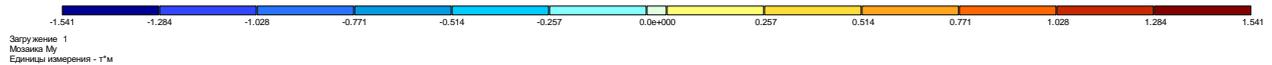


Рисунок 3.18 - Епюри згинальних моментів  $M_y$  в елементах посилення прорізів у поперечній внутрішній стіні по вісі 3.

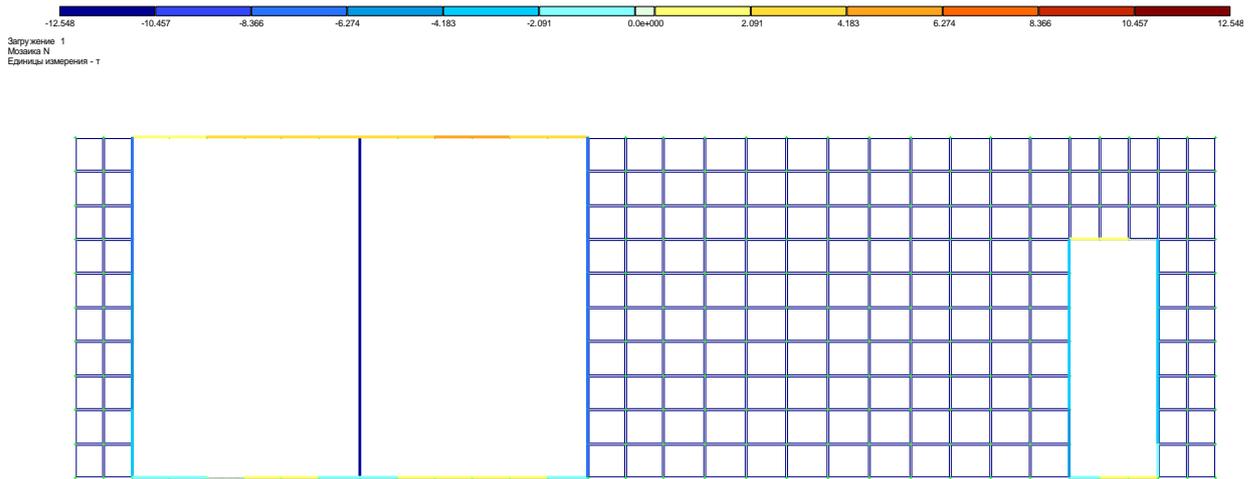


Рисунок 3.19 - Епюри поздовжніх сил  $N$  в елементах посилення прорізів у поперечній внутрішній стіні по вісі 3.

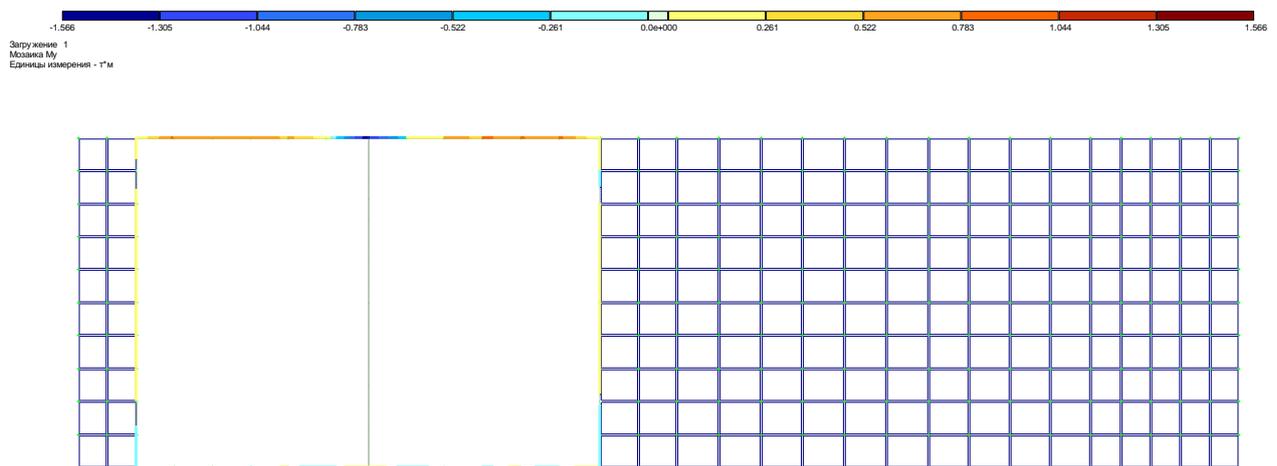


Рисунок 3.20 - Епюри згинальних моментів  $M_y$  в елементах посилення прорізу у поперечній внутрішній стіні по вісі 5.

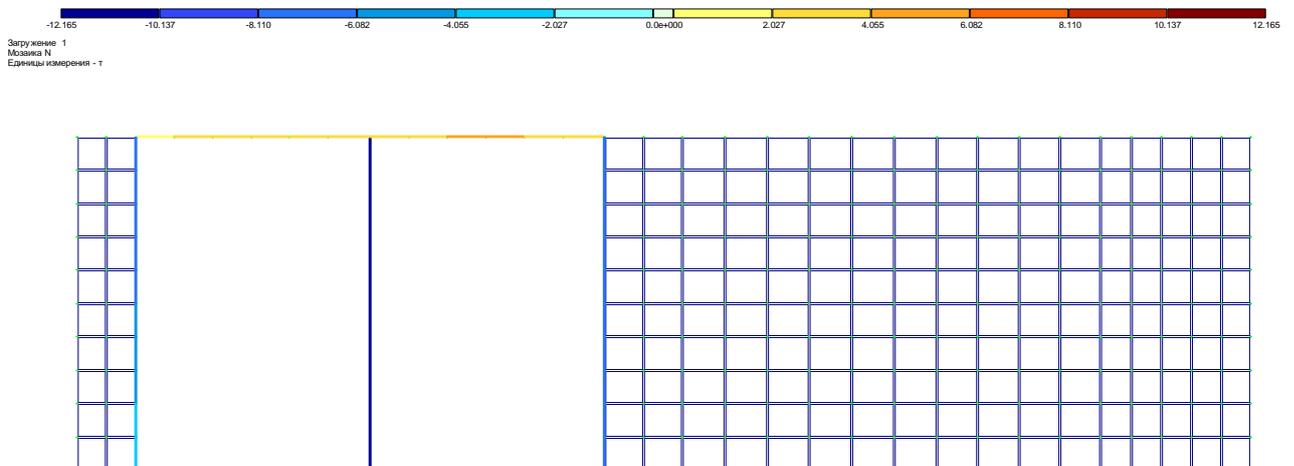


Рисунок 3.21 - Епюри поздовжніх сил  $N$  в елементах посилення прорізу у поперечній внутрішній стіні по вісі 5.

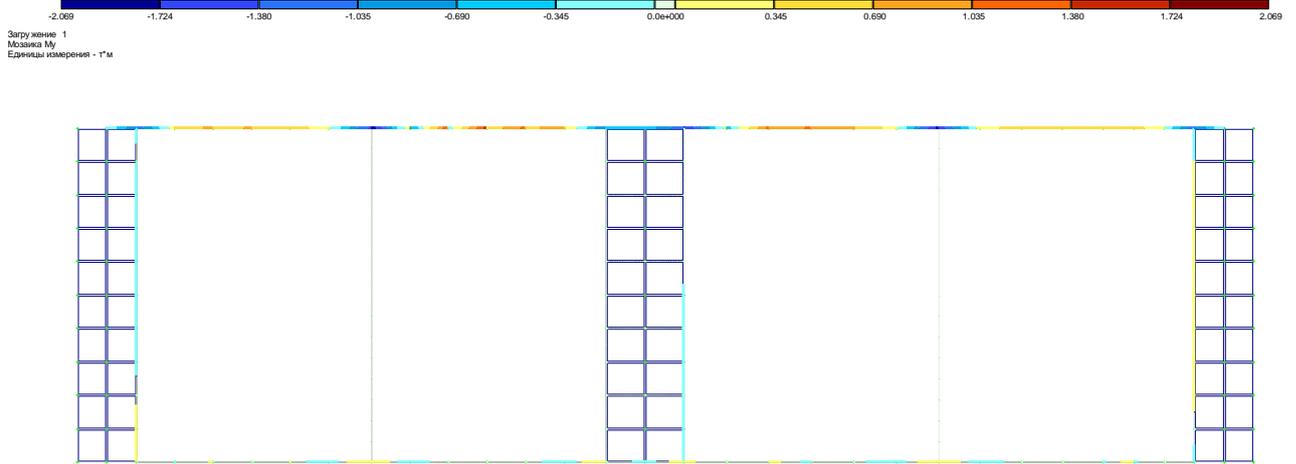


Рисунок 3.22 - Епюри згинальних моментів  $M_y$  в елементах посилення прорізів у поперечній внутрішній стіні по вісі 7.

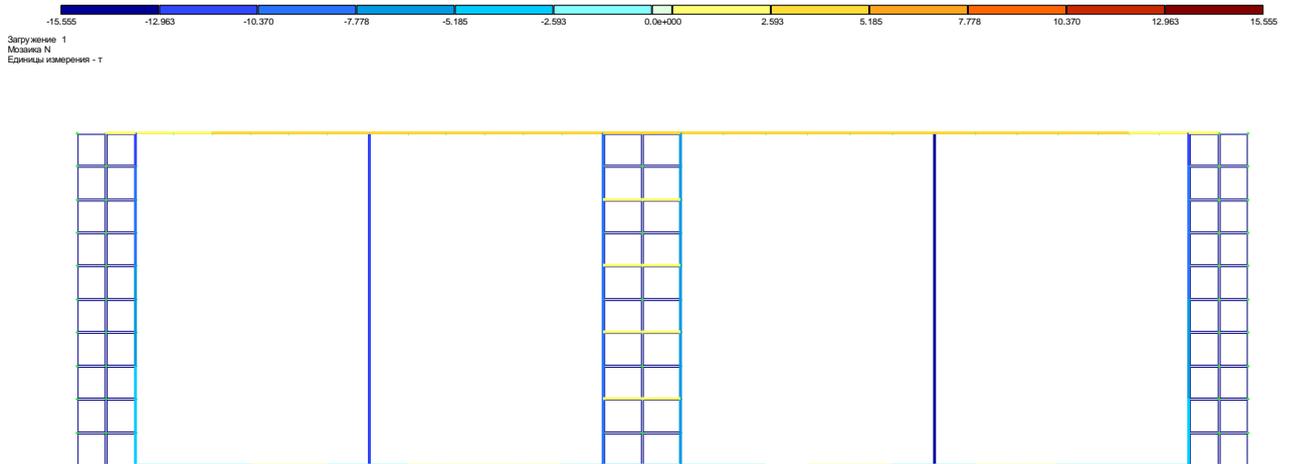


Рисунок 3.23 - Епюри поздовжніх сил  $N$  в елементах посилення прорізів у поперечній внутрішній стіні по вісі 7.

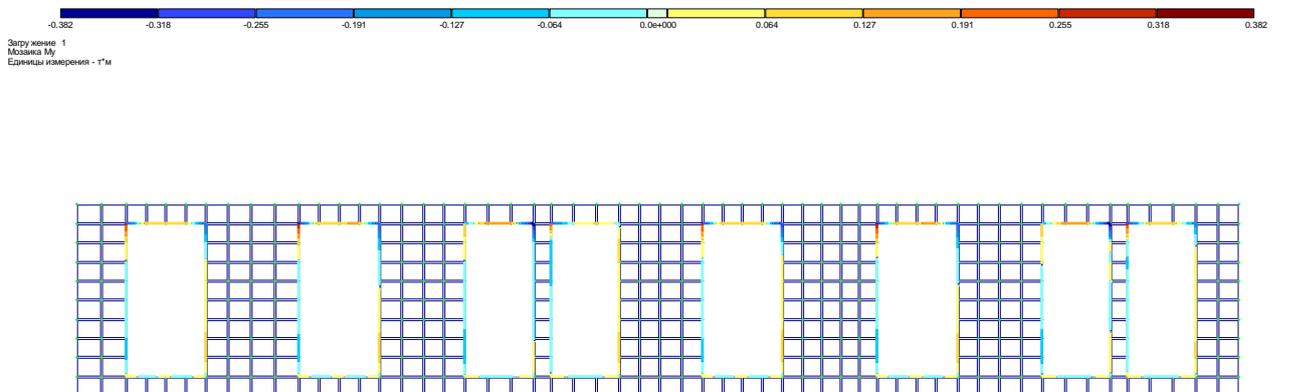


Рисунок 3.24 - Епюри згинальних моментів  $M_y$  в елементах посилення прорізів у поздовжній зовнішній стіні по ряду А.

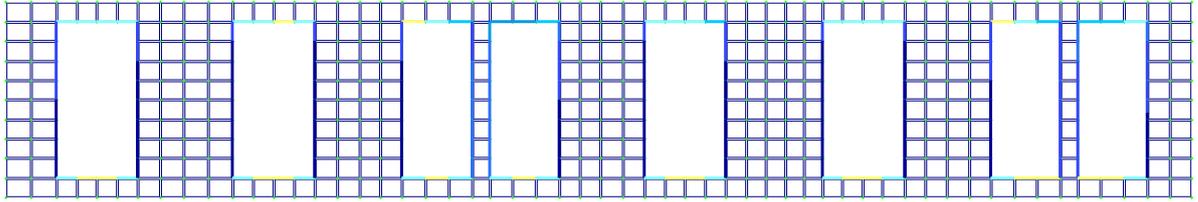


Рисунок 3.25 - Епюри поздовжніх сил  $N$  в елементах посилення прорізів у поздовжній зовнішній стіні по ряду А.

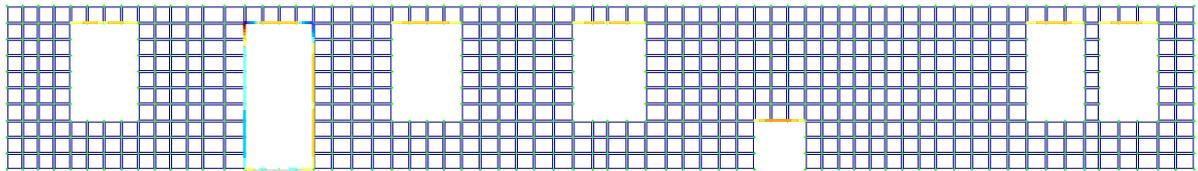


Рисунок 3.26 - Епюри згинальних моментів  $M_y$  в елементах посилення прорізу у поздовжній зовнішній стіні по ряду В.

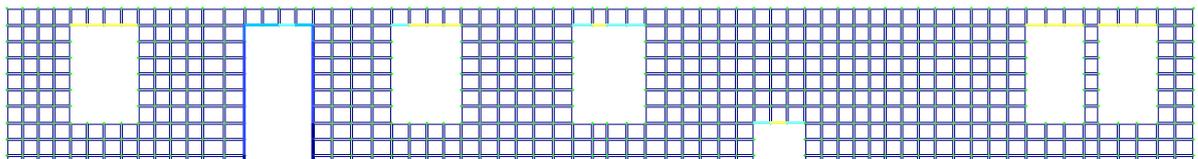


Рисунок 3.27 - Епюри поздовжніх сил  $N$  в елементах посилення прорізу у поздовжній зовнішній стіні по ряду В.

внутрішньої поперечної стіни по вісі 7 по I і II групам граничних станів наведені на рис. 3.28 і рис. 3.29.

Експертиза показала, що перерізи елементів посилення прорізів достатні для сприйняття діючих зусиль. Так, в найбільш навантажених елементах посилення прорізів відсоток використання перетинів становить 42,5% по першій групі граничних станів (див. рис. 3.28), а при перевірці за другою групою граничних станів - 91,7% (див. рис. 3.29).

### **3.2 Розрахунок плити перекриття підвалу**

У зв'язку із функціональною зміною призначення приміщень 1-го поверху збільшилось корисне навантаження на перекриття з 150 кг/м<sup>2</sup> до 400 кг/м<sup>2</sup> [36]. Для цього необхідна перевірка несучої здатності плит перекриття підвалу.

Збір навантажень на перекриття підвалу приведено в. табл. 3.1.

Вихідні дані:

Ширина стиснутої зони бетону  $b_s := 30\text{ см}$

Ширина стінки  $b := 12\text{ см}$

Висота перетину  $H := 22\text{ см}$

Розміри верхньої полки:  $h_{f\_} := 5\text{ см}$   $b_{f\_} := 30\text{ см}$

Прольот  $L := 5.0\text{ м}$

Вантажна ширина  $L_n := 1.46\text{ м}$

Площа перетину поздовжньої арматури  $K_A := "A3"$

Діаметр  $d := 20\text{ мм}$  кількість  $n := 2$   $A_s = 6.283\text{ см}^2$

Захисний шар  $a := 2\text{ см}$

$$R_s = 3.65 \frac{\text{Т}}{\text{см}^2} \quad E_s = 2 \times 10^3 \frac{\text{Т}}{\text{см}^2}$$

Площа перетину верхньої арматури  $K_{A\_} := "A1"$

Діаметр  $d\_ := 10\text{ мм}$  кількість  $n\_ := 1$   $A_{s\_} = 0.785\text{ см}^2$

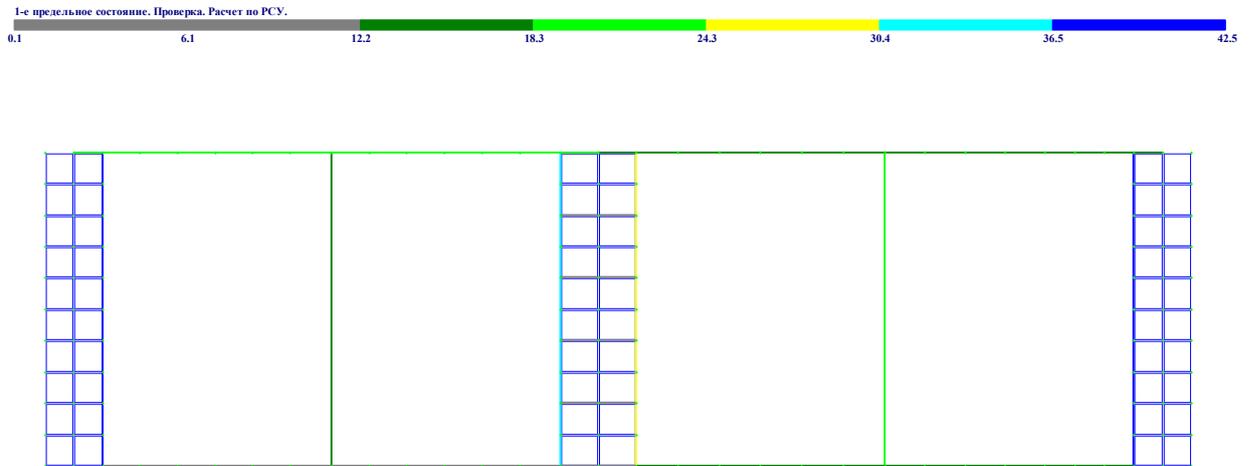


Рисунок 3.28 - Результаты экспертизы элементов усиления прорезів у внутрішній поперечній стіні по вісі 7 по I групі граничних станів.

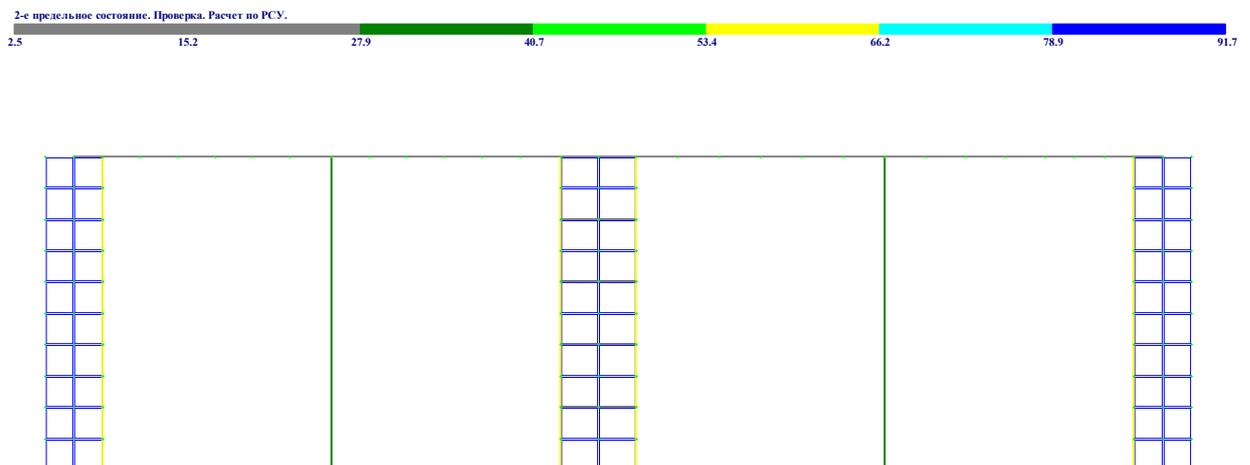


Рисунок 3.29 - Результаты экспертизы элементов усиления прорезів у внутрішній поперечній стіні по вісі 7 по II групі граничних станів.

Захисний шар  $a_1 := 2 \cdot \text{см}$

$$R_{s\_} = 2.25 \frac{\text{Т}}{\text{см}^2} \quad E_{s\_} = 2.1 \times 10^3 \frac{\text{Т}}{\text{см}^2}$$

Площа перетину поперечної арматури  $K_{Aw} := "A1"$

Діаметр  $d_w := 8 \cdot \text{мм}$

Кількість  $n_w := 1 \quad A_w = 0.503 \text{см}^2$

Крок поперечної арматури  $s_w := 10 \cdot \text{см}$

$$R_{sw} = 1.75 \frac{\text{Т}}{\text{см}^2} \quad E_{sw} = 2.1 \times 10^3 \frac{\text{Т}}{\text{см}^2}$$

Клас бетону:  $K_B \equiv 25$

$$Q_d := 0.814 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}$$

Діюче розподілене навантаження

$$\text{Діючий момент: } M_d := \frac{Q_d \cdot L_n \cdot L^2}{8} \quad M_d = 2.621 \text{Т} \cdot \text{м}$$

$$\text{Діючий нормативний момент: } M_{dn} := \frac{M_d}{1.2} \quad M_{dn} = 2.184 \text{Т} \cdot \text{м}$$

$$\text{Діюча поперечна сила: } Q_{ds} := Q_d \cdot L_n \cdot \frac{L}{2} \quad Q_{ds} = 2.496 \text{Т}$$

$$\text{Діюча нормативна поперечна сила: } Q_{dsn} := \frac{Q_{ds}}{1.2} \quad Q_{dsn} = 2.08 \text{Т}$$

Частина навантаження від постійних та довготривалих навантажень

$$Q_1 := Q_d - 0.1 \cdot 1.2 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2} \quad Q_1 = 0.694 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}$$

$$\text{Момент від постійних та довготривалих навантажень: } M_1 := \frac{Q_1 \cdot L_n \cdot L^2}{8}$$

$$M_1 = 2.234 \text{Т} \cdot \text{м}$$

Діючий нормативний момент від постійних та довготривалих навантажень:

$$M_{1n} := \frac{M_1}{1.2} \quad M_{1n} = 1.862 \text{Т} \cdot \text{м}$$

Розрахунок на міцність по нормальному перетину

$$\text{Робоча висота перетину } H_0 := \frac{(H - a) + (H - a_2)}{2} \quad H_0 = 20 \text{ см}$$

$$\text{Висота стиснутої зони бетону } X := \frac{A_s \cdot R_s + A_{s2} \cdot R_{s2} - A_{s-} \cdot R_{s-}}{R_b \cdot b_s} \quad X = 4.866 \text{ см}$$

Для елементів без попереднього напруження:

$$\sigma_{sr} := R_s \quad \sigma_{scu} := 5 \cdot \frac{T}{\text{см}^2}$$

$$\text{Відносна висота стиснутої зони } \omega := 0.85 - \frac{0.008 R_b}{R_a \cdot 10^6} \quad \omega = 0.734$$

$$\text{Відносна гранична висота стиснутої зони } \xi_r := \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{scu}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} \quad \xi_r = 0.591$$

$$\text{Гранична висота стиснутої зони } X_r := \xi_r \cdot H_0 \quad X_r = 11.81 \text{ см}$$

$$X := \begin{cases} X & \text{if } X < X_r \\ X_r & \text{if } X \geq X_r \end{cases} \quad X = 4.866 \text{ см}$$

$$\text{Момент, що сприймається } M := b_s \cdot X \cdot R_b \cdot (H_0 - 0.5 X) + A_{s-} \cdot R_{s-} \cdot (H - a_1) \quad M = 4.072 \text{ Гм}$$

$$\text{Погонне навантаження, що сприймається } Q_p := \frac{8 \cdot M}{L^2} \quad Q_p = 1.847 \frac{T}{M}$$

$$\text{Розподілене навантаження, що сприймається } Q_s := \frac{Q_p}{L_n} \quad Q_s = 1.265 \frac{T}{M^2}$$

$$msg_{M > M_d} = \text{"Воспринимаемая нагрузка больше действующей"} \quad Q_d = 0.814 \frac{T}{M^2}$$

Перевірка міцності по похилому перетину

$$\text{Коефіцієнт } \phi_{b1} := 1 - 1 \cdot \frac{R_b}{\frac{T}{\text{см}^2}} \quad \phi_{b1} = 0.855$$

$$\text{Співвідношення модулів пружності } \alpha := \frac{E_{sw}}{E_b} \quad \alpha = 7$$

$$\text{Коефіцієнти } \mu_w := \frac{A_w}{b \cdot s_w} \quad \mu_w = 4.189 \times 10^{-3} \quad \phi_{w1} := 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w \quad \phi_{w1} = 1.147 < 1.3$$

$$\text{Міцність по похилій полосі } Q_u := 0.3 \cdot \phi_{w1} \cdot \phi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot H_0 \quad Q_u = 10.235 \text{ Г}$$

Міцність по похилій полосі більше діючої перерізуючої сили

$$Q_{ds} = 2.496 \text{т} \quad \text{Коефіцієнт } \phi_{b2} := 2$$

Коефіцієнт впливу полок  $dd = 15 \text{см}$

$$\phi_f := 0.75 \cdot dd \cdot \frac{h_f}{b \cdot H_0} \quad \phi_f = 0.234$$

Коефіцієнт впливу поздовжніх сил  $\phi_n := 0$

$$\text{Погонне зусилля в поперечних стержнях } q_{sw} := R_{sw} \cdot \frac{A_w}{s_w} \quad q_{sw} = 0.088 \frac{\text{т}}{\text{см}}$$

$$Q_{bmin} := 0.6(1 + \phi_f + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot H_0 \quad Q_{bmin} = 1.866 \text{т}$$

$$M_b = 124.425 \text{т} \cdot \text{см}$$

Довжина проекції невідного похилого перетину

$$C := \begin{cases} \sqrt{\frac{M_b}{Q_d \cdot L_n}} & \text{if } Q_d \cdot L_n < q_{sw} \cdot 0.65 \\ \sqrt{\frac{M_b}{Q_d \cdot L_n + q_{sw}}} & \text{if } Q_d \cdot L_n \geq q_{sw} \cdot 0.65 \end{cases} \quad C = 102.32 \text{см}$$

$$\text{Довжина проекції похилої тріщини } C_0 := \begin{cases} C_0 & \text{if } C_0 > H_0 \\ H_0 & \text{if } C_0 \leq H_0 \end{cases} \quad C_0 = 37.61 \text{см}$$

Поперечне зусилля, яке сприймається бетоном:  $Q_b = 1.866 \text{т}$

Гранична перерізуюча сила рівна:  $Q_{wb} := q_{sw} \cdot C_0 + Q_b \quad Q_{wb} = 5.175 \text{т}$

$$\text{msg2}(Q_{wb} > Q_{ds}) = \text{"Воспринимаемая поперечная сила больше действующей"} \quad Q_{ds} = 2.496 \text{т}$$

Перевірка на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої вісі

$$\text{Процент армування: } \mu := \frac{A_s + A_{s2}}{b \cdot H_0} \quad \mu = 0.026$$

$$\text{Напруження в арматурі: } \sigma_s := R_s \cdot \frac{M_{dn}}{M} \quad \sigma_s = 1.958 \frac{\text{т}}{\text{см}^2}$$

Коефіцієнти :

$$\mu_1 := \begin{cases} 0.02 & \text{if } \mu > 0.02 \\ \mu & \text{if } \mu \leq 0.02 \end{cases} \quad \mu_1 = 0.02 \quad \delta := 1 \quad \phi_1 := 1.6 - 15 \cdot \mu_1 \quad \phi_1 = 1.3 \quad \eta = 1$$

Ширина розкриття тріщин:  $a_{\text{crc}} := \delta \cdot \phi_1 \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3.5 - 100\mu_1) \cdot \sqrt[3]{\frac{D}{\text{мм}}}$   $a_{\text{crc}} = 0.104 \text{ мм}$

Ширина розкриття тріщин, що допускається :  $a_{\text{crc}2} := 0.3 \text{ мм}$

$\text{msg}^3(a_{\text{crc}} < 0.3) + (a_{\text{crc}} < 0) = \text{"Ширина раскрытия трещин меньше допускаемой"}$

Перевірка на розкриття тріщин похилих до поздовжньої вісі

$\phi_1 := 1.5$   $\phi_{b4} := 1.5$

$$\sigma_{\text{sw}} := \frac{Q_{\text{dsn}} - \frac{\phi_{b4} \cdot 0.8 \cdot R_{\text{btser}} \cdot b \cdot H_0^2}{C}}{A_w \cdot H_0} \cdot s_w \quad \sigma_{\text{sw}} = 1.173 \frac{\text{т}}{\text{см}^2}$$

$$a_{\text{crc}} := \phi_1 \cdot \frac{0.6 \cdot \sigma_{\text{sw}} \cdot d_w \cdot \eta}{E_{\text{sw}} \cdot \frac{d_w}{H_0} + 0.15 E_b \cdot (1 + 2 \cdot \alpha \cdot \mu_w)} \quad a_{\text{crc}} = 0.064 \text{ мм}$$

Ширина розкриття тріщин, що допускається:  $a_{\text{crc}2} = 0.3 \text{ мм}$

$\text{msg}^3(a_{\text{crc}} < a_{\text{crc}2}) + (a_{\text{crc}} < 0) = \text{"Ширина раскрытия трещин меньше допускаемой"}$

Розрахунок прогину.

$$\alpha := \frac{E_s}{E_b} \quad \mu \cdot \alpha = 0.175 \quad \nu := 0.15 \quad \phi_f := \frac{(b_{f-} - b) \cdot h_{f-} + \frac{\alpha \cdot A_s}{2 \cdot \nu}}{b \cdot H_0} \quad \phi_f = 0.448 \quad \phi_{ft} := \frac{(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot H_0} \quad \phi_{ft} = 0$$

По таблиці

$$\lambda_{\text{lim}} := 14 \quad k := \begin{cases} 1 & \text{if } H \geq 25 \text{ см} \\ \left( \frac{H_0}{H_0 - 0.7 \text{ см}} \right)^3 & \text{if } H < 25 \text{ см} \end{cases} \quad k = 1.113$$

$$\lambda_{\text{lim}} := \frac{\lambda_{\text{lim}}}{k} \quad \lambda_{\text{lim}} := \lambda_{\text{lim}} \cdot \frac{M_{\text{dn}}}{M_{1n}} \quad \lambda_{\text{lim}} = 14.756 \quad \frac{L}{H} = 19.091$$

$\text{msg}^5\left(\frac{L}{H} < \lambda_{\text{lim}}\right) = \text{"L/H > Lam lim необходим расчет по деформациям."}$

По таблиці

$\phi_1 := 0.21$   $\phi_2 := 0.17$

$$\text{Кривизна: } KR_m := \frac{M_{1n} - \phi_2 \cdot b \cdot H^2 \cdot R_{\text{btser}}}{\phi_1 \cdot (E_s \cdot A_s + E_{s2} \cdot A_{s2}) \cdot H_0^2} \quad KR_m = 1.614 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{см}}$$

$$\rho_m := \frac{5}{48}$$

Прогин:  $f := KR_m \cdot \rho_m \cdot (L)^2 \cdot k$   $f = 3.301 \text{ см}$   $\text{msg4}$   $f < \frac{L}{200}$  = "Прогин больше допустимого"  $\frac{L}{200} = 2.1 \text{ см}$

За розрахунком при збільшенні навантаження у плит виникає неприпустимий прогин, тому рекомендується їх посилення шляхом влаштування бетонної стяжки товщиною 60 мм з армуванням сіткою зі стрижнів діаметром 8 мм класу А400С з розміром осередку 150 мм.

### 3.3 Розрахунок плити перекриття підвалу з урахуванням підсилення

Ширина стинutoї зони бетону  $b_s := 33 \text{ см}$

Ширина стінки  $b := 12 \text{ см}$ , висота перетину  $H := 28 \text{ см}$

розміри верхньої полки:  $h_f := 11 \text{ см}$   $b_f := 33 \text{ см}$  Прольот  $L := 5.0 \text{ м}$

Вантажна ширина  $L_n := 1.46 \text{ м}$

Площа перетину поздовжньої арматури  $K_A := "A3"$

Діаметр  $d := 28 \text{ мм}$

Кількість  $n := 2$   $A_s = 12.315 \text{ см}^2$

Захисний шар  $a := 2 \text{ см}$

Площа перетину верхньої арматури  $K_{A_1} := "A1"$

Діаметр  $d_1 := 6 \text{ мм}$  КІЛЬКІСТЬ  $n_1 := 3$   $A_{s_1} = 0.848 \text{ см}^2$

Захисний шар  $a_1 := 2 \text{ см}$

Площа перетину поперечної арматури  $K_{Aw} := "A1"$

Діаметр  $d_w := 12 \text{ мм}$

Кількість  $n_w := 1$   $A_w = 1.131 \text{ см}^2$

Крок поперечної арматури  $s_w := 15 \text{ см}$

Клас бетону:  $K_B = 25$

Діюче розподілене навантаження:

$$Q_d := (0.814 + 0.062 \cdot 5.1 \cdot 1.1) \cdot \frac{T}{M^2} \quad Q_d = 0.979 \frac{T}{M^2}$$

$$\text{Діючий момент: } M_d := \frac{Q_d \cdot L_n \cdot L^2}{8} \quad M_d = 6.546 \text{Г} \cdot \text{М}$$

$$\text{Діючий нормативний момент: } M_{dn} := \frac{M_d}{1.2} \quad M_{dn} = 5.455 \text{Г} \cdot \text{М}$$

$$\text{Діюча поперечна сила: } Q_{ds} := Q_d \cdot L_n \cdot \frac{L}{2} \quad Q_{ds} = 4.514 \text{Г}$$

$$\text{Діюча нормативна поперечна сила: } Q_{dsn} := \frac{Q_{ds}}{1.2} \quad Q_{dsn} = 3.762 \text{Г}$$

Частина навантаження від постійних та довготривалих навантажень

$$Q_1 := Q_d - 0.1 \cdot 1.2 \cdot \frac{T}{M^2} \quad Q_1 = 0.859 \frac{T}{M^2}$$

$$\text{Момент від постійних та довготривалих навантажень: } M_1 := \frac{Q_1 \cdot L_n \cdot L^2}{8}$$

$$M_1 = 5.743 \text{Г} \cdot \text{М}$$

Діючий нормативний момент від постійних та довготривалих навантажень:

$$M_{1n} := \frac{M_1}{1.2} \quad M_{1n} = 4.786 \text{Г} \cdot \text{М}$$

Розрахунок на міцність по нормальному перетину

$$\text{Робоча висота перетину } H_0 := \frac{(H - a) + (H - a_2)}{2} \quad H_0 = 26 \text{см}$$

$$\text{Висота стиснутої зони бетону } X := \frac{A_s \cdot R_s - A_{s2} \cdot R_{s2} - A_{s-} \cdot R_{s-}}{R_b \cdot b_s} \quad X = 8.995 \text{см}$$

$$\text{Для елементів без попереднього напруження: } \sigma_{sr} := R_s \quad \sigma_{scu} := 5 \cdot \frac{T}{\text{см}^2}$$

$$\text{Відносна висота стиснутої зони } \omega := 0.85 - \frac{0.008 R_b}{R_a \cdot 10^6} \quad \omega = 0.734$$

Відносна гранична висота стиснутої зони

$$\xi_r := \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{scu}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} \quad \xi_r = 0.591$$

$$\text{Гранична висота стиснутої зони } X_r := \xi_r \cdot H_0 \quad X_r = 15.355 \text{см} \quad X = 8.995 \text{см}$$

Момент, що сприймається

$$M := b_s \cdot X \cdot R_b \cdot (H_0 - 0.5 X) + (A_{s\_} \cdot R_s + A_{s2} \cdot R_{s2}) \cdot (H - a_1) \quad M = 10.06 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Погонне навантаження, що сприймається  $Q_p := \frac{8 \cdot M}{L^2} \quad Q_p = 2.392 \frac{\text{т}}{\text{м}}$

Розподілене навантаження, що сприймається  $Q_s := \frac{Q_p}{L_n} \quad Q_s = 1.505 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$

$$\text{msg}_{M > M_d} = \text{"Воспринимаемая нагрузка больше действующей"} \quad Q_d = 0.979 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

Перевірка міцності по похилому перетину

$$\text{Коефіцієнт } \phi_{b1} := 1 - 1 \cdot \frac{R_b}{\frac{\text{т}}{\text{см}^2}} \quad \phi_{b1} = 0.855$$

$$\text{Співвідношення модулів пружності } \alpha := \frac{E_{sw}}{E_b} \quad \alpha = 7$$

$$\text{Коефіцієнти } \mu_w := \frac{A_w}{b \cdot s_w} \quad \mu_w = 6.283 \times 10^{-3} \quad \phi_{w1} := 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w \quad \phi_{w1} = 1.22 < 1.3$$

$$\text{Міцність по похилій полосі } Q_u := 0.3 \cdot \phi_{w1} \cdot \phi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot H_0 \quad Q_u = 14.156 \text{ т}$$

$$\text{Міцність по похилій полосі більше діючої перерізуючої сили } Q_{ds} = 4.514 \text{ т}$$

$$\text{Коефіцієнт } \phi_{b2} := 2$$

$$\text{Коефіцієнт впливу полок } dd = 21 \text{ см}$$

$$\phi_f := 0.75 dd \cdot \frac{h_f}{b \cdot H_0} \quad \phi_f = 0.555$$

$$\text{Коефіцієнт впливу поздовжніх сил } \phi_n := 0$$

$$\text{Погонне зусилля в поперечних стержнях } q_{sw} := R_{sw} \cdot \frac{A_w}{s_w} \quad q_{sw} = 0.132 \frac{\text{т}}{\text{см}}$$

$$Q_{bmin} := 0.6 (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot H_0 \quad Q_{bmin} = 3.057 \text{ т} \quad M_b = 264.947 \text{ т} \cdot \text{см}$$

$$\text{Довжина проекції невідного похилого перетину } C = 130.464 \text{ см}$$

$$\text{Довжина проекції похилої тріщини } C_0 = 44.81 \text{ см}$$

$$\text{Поперечне зусилля, яке сприймається бетоном: } Q_b = 3.057 \text{ т}$$

$$\text{Гранична перерізуюча сила: } Q_{wb} := q_{sw} \cdot C_0 + Q_b \quad Q_{wb} = 8.97 \text{ т}$$

$\text{msg}^2(Q_{wb} > Q_{ds}) = \text{"Воспринимаемая поперечная сила больше действующей"} \quad Q_{ds} = 4.514\text{т}$

Перевірка на розкриття тріщин, які нормальні до поздовжньої вісі

Процент армування:  $\mu := \frac{A_s}{b \cdot H_0} \quad \mu = 0.039$

Напруження в арматурі:  $\sigma_s := R_s \cdot \frac{M_{dn}}{M} \quad \sigma_s = 1.979 \frac{\text{т}}{\text{см}^2}$

Коефіцієнти:

$\mu_1 = 0.02 \quad \delta := 1 \quad \phi_1 := 1.6 - 15 \cdot \mu_1 \quad \phi_1 = 1.3$

$\eta = 1 \quad D := \frac{n \cdot d^2 + n_2 \cdot d_2^2}{n \cdot d + n_2 \cdot d_2}$

Ширина розкриття тріщин:  $a_{crc} := \delta \cdot \phi_1 \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \mu_1) \cdot \sqrt[3]{\frac{D}{\text{мм}}} \quad a_{crc} = 0.117 \text{ мм}$

Ширина розкриття тріщин, що допускається:  $a_{crc2} := 0.3 \cdot \text{мм}$

$\text{msg}^3(a_{crc} < 0.3) + (a_{crc} < 0) = \text{"Ширина раскрытия трещин меньше допускаемой"}$

Перевірка на розкриття тріщин, які похилі до поздовжньої вісі

$\phi_1 := 1.5 \quad \phi_{b4} := 1.5 \quad \sigma_{sw} := \frac{Q_{dsn} - \frac{\phi_{b4} \cdot 0.8 \cdot R_{btser} \cdot b \cdot H_0^2}{C}}{A_w \cdot H_0} \cdot s_w \quad \sigma_{sw} = 1.31 \frac{\text{т}}{\text{см}^2}$

$a_{crc} := \phi_1 \cdot \frac{0.6 \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_{sw} \cdot \frac{d_w}{H_0} + 0.15 E_b \cdot (1 + 2 \cdot \alpha \cdot \mu_w)} \quad a_{crc} = 0.097 \text{мм}$

Ширина розкриття тріщин, яка допускається:  $a_{crc2} = 0.3 \text{мм}$

$\text{msg}^3(a_{crc} < a_{crc2}) + (a_{crc} < 0) = \text{"Ширина раскрытия трещин меньше допускаемой"}$

Розрахунок прогину

$\alpha := \frac{E_s}{E_b} \quad \mu \cdot \alpha = 0.263 \quad \nu := 0.15 \quad \phi_f := \frac{(b_{f-} - b) \cdot h_{f-} + \frac{\alpha \cdot A_s}{2 \cdot \nu}}{b \cdot H_0}$

$\phi_f = 0.801 \quad \phi_{ft} := \frac{(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot H_0} \quad \phi_{ft} = 0$

По таблиці

$$\lambda_{\text{lim}} := 14 \quad k = 1 \quad \lambda_{\text{lim}} := \frac{\lambda_{\text{lim}}}{k} \quad \lambda_{\text{lim}} := \lambda_{\text{lim}} \cdot \frac{M_{\text{dn}}}{M_{1n}} \quad \lambda_{\text{lim}} = 15.956 \quad \frac{L}{H} = 20.714$$

$$\text{msg5} \left( \frac{L}{H} < \lambda_{\text{lim}} \right) = "L/H > \text{Lam lim} \text{ необходим расчет по деформациям.}"$$

По таблиці

$$\phi_1 := 0.2 \quad \phi_2 := 0.23$$

$$W_{\text{pl}} := \left[ 0.292 + 0.75 \left[ \frac{(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot H_0} + 2 \cdot \mu \cdot \alpha \right] + 0.075 \left[ \frac{(b_{f-} - b) \cdot h_{f-}}{b \cdot H_0} + 2 \cdot \mu \cdot \alpha \right] \right] \cdot b \cdot H_0^2 \quad W_{\text{pl}} = 6.341 \times 10^3 \text{ см}^3$$

$$\phi_{\text{ls}} := 0.8 \quad \phi_m := \frac{R_{\text{btser}} \cdot W_{\text{pl}}}{M_{1n}} \quad \xi := \frac{X}{H_0} \quad \psi_b := 0.9 \quad \psi_s := 1.25 - \phi_{\text{ls}} \cdot \phi_m - \frac{1 - \phi_m^2}{(3.5 - 1.8 \phi_m) \cdot 0.5}$$

$$z := H_0 \cdot \left[ 1 - \frac{\frac{h_f}{H_0} \cdot \phi_f + \xi^2}{2 \cdot (\phi_f + \xi)} \right] \quad z = 20.802 \text{ см}$$

$$\text{Кривизна: } KR_m := \frac{M_{1n}}{H_0 \cdot z} \cdot \left[ \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\phi_f + \xi) \cdot b \cdot H_0 \cdot E_b \cdot v} \right] \quad KR_m = 6.627 \times 10^{-3} \text{ м}^{-1}$$

$$\rho_m := \frac{5}{48}$$

$$\text{Прогин: } f := KR_m \cdot \rho_m \cdot (L)^2 \cdot k \quad f = 2.322 \text{ см}$$

$$\text{msg4} \left( f < \frac{L}{200} \right) = "Прогиб меньше допустимого" \quad \frac{L}{200} = 2.9 \text{ см}$$

### 3.4 Рекомендації по влаштуванню прорізів

У додатку В наведені конструктивні схеми посилення дверних прорізів, що пробиваються.

Роботи по влаштуванню прорізів прольотами 2140 мм і 2340 мм у внутрішній поперечній стіні товщиною 300 мм по вісі 7 виконувати в наступній послідовності (Додаток В).

1. Знеструмити наявну електропроводку і зробити розмітку прорізів, що пробиваються, по всій стіні.
2. Уздовж всієї внутрішньої стіни прорізів зняти існуючу підлогу до плит перекриття.
3. Пробити вертикальні штраби для установки стійок з кутників 90х6 мм та швелерів №16.
4. Стійки з кутників 90х6 мм, які розташовані у зовнішніх стінах по рядам А і В, встановити і закріпити їх до стіни за допомогою шпильок М16.
5. У штраби пропустити пластини шириною 150 мм завтовшки 6 мм і з кроком не більше 400 мм приварити їх до кутників.
6. У верхніх і нижніх кутах майбутніх прорізів пробити отвори для опорних кутників.
7. Посередині стіни утворити колону, встановивши стійки із кутників 90х6 мм на відстані 760 мм, стійки закріпити між собою за допомогою ґраток із кутників 40х4 мм з кроком не більше 400 мм.
8. У штраби пропустити пластини шириною 150 мм завтовшки 6 мм і з кроком не більше 400 мм приварити їх до кутників 90х6 мм.
9. У верхніх і нижніх кутах майбутніх прорізів пробити отвори для опорних кутників.
10. В просторі посередині між стійками, розташованими у зовнішніх стін, і колоною з висотою перетину 760 мм, встановити наскрізні колони із двох швелерів №16.
11. У штраби пропустити пластини шириною 150 мм завтовшки 8 мм і з кроком не більше 400 мм приварити їх до швелерів №16.
12. У верхніх і нижніх кутах майбутніх прорізів пробити отвори для опорних кутників.

13. Установити під плити перекриття перемички із двох швелерів №24 і прикріпити їх до стійок із кутників 90х6 мм, колони із кутників 90х6 мм з висотою перетину 760 мм, а також наскрізних колон із двох швелерів №16.

14. Установити в нижніх частинах пробиваних прорізів опорні кутники із 90х6 мм, які приварити до стійок із кутників 90х6 мм, колони із кутників 90х6 мм з висотою перетину 760 мм, а також наскрізних колон із двох швелерів №16.

15. Установити в верхніх частинах пробиваних прорізів опорні кутники із 90х6 мм, які приварити до перемичок із двох швелерів №24, а також до стійок із кутників 90х6 мм, колони із кутників 90х6 мм з висотою перетину 760 мм, наскрізних колон із двох швелерів №16.

15. Стягнути перемички шпильками діаметром 16 мм. У штраби пропустити пластини шириною 150 мм завтовшки 8 мм і приварити їх до швелерів №24.

16. По контуру утворюваного прорізу просвердлити отвори і здійснити розбирання кладки неударним інструментом, не пошкоджуючи прилеглої шлакоблочної кладки.

17. До нижніх опорних кутників (90х6 мм) утворених прорізів приварити підпрорізні елементи із двох кутників 50х5 мм.

18. Підпрорізні елементи із двох кутників 50х5 мм з'єднати між собою пластинами шириною 150 мм з товщиною 6 мм.

19. Підпрорізні елементи закласти бетоном класу С12/15.

## **РОЗДІЛ 4**

### **ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ТЕХНОГЕННА БЕЗПЕКА**

Заходи з охорони праці на будівельних об'єктах покликані, з одного боку, створити сприятливі умови роботи для працівників, підвищуючи тим самим продуктивність праці та якість будівництва, а з іншого — захистити працюючих від нещасних випадків, ризик яких у будівництві традиційно є високим. Зовсім не випадково до переліку робіт підвищеної небезпеки, в його останній редакції, включені не тільки окремі види будівельно-монтажних та оздоблювальних робіт, а й будівництво в цілому.

Найважливіша роль в організації будівельного процесу відводиться розробці правил техніки безпеки і контролю над їх дотриманням. У будівництві виконання подібних завдань пов'язано з чималими складнощами, оскільки обстановка на будмайданчику і, відповідно, умови праці працюючих постійно змінюються. Забезпечити безпеку праці допоможе професійне проектування, зокрема складання технологічних карт для кожного конкретного будівельного об'єкту.

#### ***4.1 Вимоги безпеки в організації будівництва і виконання робіт***

До початку будівельно-монтажних робіт кожний об'єкт повинен бути забезпечений проектною документацією з організації будівництва і виконання робіт.

Без такої документації будівельно-монтажні роботи проводити неприпустимо [42].

Проектні рішення з техніки безпеки повинні бути конкретними і відповідати реальним умовам роботи. В спеціальному розділі проекту

проведення робіт (ППР) повинні бути відображені особливо важливі вимоги правил охорони праці і заходи щодо забезпечення їх виконання.

Ці заходи повинні містити технічні рішення і основні організаційні заходи щодо забезпечення безпечного проведення робіт і санітарно-гігієнічного обслуговування працюючих.

У ППР повинно бути визначено:

1. Місця розміщення тимчасової огорожі, установки кранів, розташування ліній електропередач, доріг, проходів, санітарно-побутових приміщень.

2. Місця складування будівельних конструкцій і матеріалів.

3. Межі небезпечних зон.

4. Перехідні пішохідні містки і мости для руху автотранспорту через траншеї.

5. Схеми електропостачання і освітлення будівельного майданчика і робочих місць, із зазначенням типів світильників і місця їх установки.

6. Технологічна послідовність виконання робіт із зазначенням кількості робітників, їх спеціальності, необхідних засобів захисту.

7. Підмостки й інші засоби підмоцування, вантажопідйомні майданчики із зазначенням навантажень, що допускаються на них, способів їх кріплення.

8. Безпечні проходи до робочих місць і способи підйому на поверхи будівель, що зводяться.

9. Безпечна послідовність вантажопідйомних операцій.

10. Розміри небезпечної зони для руху будівельних машин і транспортних засобів у межах призми обвалення укосів і виїмок.

11. Крутизна укосів виїмок глибиною більше 5 м.

12. Конструкція кріплення вертикальних стінок котлованів і траншей глибиною більше 3 м.

13. Способи ущільнення ґрунту поблизу будівельних конструкцій.

14. Перелік особливо небезпечних робіт, на виконання яких робітникам необхідно видавати письмовий наряд-допуск.

15. Послідовність розбирання ковзного опалублення.

16. Організація робочих місць монтажників будівельних конструкцій.

17. Розташування і зони дії монтажних механізмів

18. Методи і пристосування для безпечної роботи монтажників:  
послідовність технологічних операцій при монтажі будівельних конструкцій;

місця і способи тимчасового кріплення елементів, які монтуються;  
послідовність установки, закріплення і стропування збірних конструкцій;

технологія демонтажу конструкцій;

машини і механізми для переміщення будівельних матеріалів, конструкцій і вантажно-захватні пристосування до них;

схеми стропування вантажів, які переміщуються краном;

протипожежні заходи і засоби пожежогасіння;

типи санітарно-побутових приміщень із зазначенням їх складу, кількості та місць установки;

заходи безпеки при роботі з токсичними речовинами;

заходи щодо зниження виробничого шуму, вібрації та ін.

Для попередження небезпеки падіння з висоти працюючих у ППР повинно бути передбачено скорочення обсягів операцій верхолазів.

Для попередження небезпеки падіння з висоти виробів і матеріалів при переміщенні їх кранами повинно бути передбачено:

- 1) тара для переміщення штучних і сипучих матеріалів;
- 2) вантажозахватні пристосування;
- 3) способи стропування;
- 4) пристосування для стійкого зберігання елементів конструкцій (піраміди, касети);
- 5) способи видалення відходів і будівельного сміття;
- 6) необхідність використання захисних перекриттів або козирків при виконанні робіт по одній вертикалі.

#### ***4.2 Безпека організації будівельного майданчика***

Будівельний майданчик повинен бути розміщений в межах, відведених під забудову. У разі потреби на час будівництва використовується додаткова територія, відведення якої узгоджується з її власником.

Огорожа майданчика повинна забезпечити безпеку осіб, що рухаються вулицями, проїздами і проходами громадського користування поблизу будівництва.

Якщо огорожа встановлюється ближче 10 м від об'єкта, що будується, обов'язковою є установка захисного козирка над пішохідною доріжкою шириною не менше 1,25 м з дощок завтовшки не менше 40 мм.

У період підготовки будівельний майданчик звільняють від всіх будівель, споруд, дерев, які заважають будівельним роботам. Необхідні також першочергові роботи з планування території для забезпечення своєчасного стоку зливових вод. Для розміщення і обслуговування

будівельних бригад влаштовується необхідна кількість споруд, в першу чергу, використовуючи існуючі будівлі, а потім пересувні побутові споруди.

Зазначені роботи повинні бути узгоджені з *інспекцією санітарного нагляду, інспекцією державного пожежного нагляду*. Якщо плануються роботи, пов'язані з розроблення ґрунтів обов'язкове узгодження з *відділом підземних споруд, відділом благоустрою виконкому Ради, енергонаглядом, водопровідно-каналізаційними службами, телефону та ін.*

Тільки після виконання підготовчих робіт може бути розпочате будівництво основних об'єктів.

Для забезпечення проведення робіт у нічний час доби повинно бути влаштоване штучне освітлення за ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення» [43].

Вимоги до нього:

- Висота підвісу світильників над рівнем робочого майданчика не нижче 2,5 м. При неможливості виконання цієї вимоги - напруга в освітлювальній мережі повинна бути не більше 72 В.
- Створювана штучна освітленість повинна становити:  
робочої ділянки - не менше 25 лк;  
площі складування - 10 лк;  
під'їзні шляхи - 1 лк;  
загальне освітлення - 2 лк.

На будівельному майданчику *небезпечними зонами є:*

- місця неізольованих струмопровідних частин;
- необгороджені перепади по висоті вище 1,3 м і більше;
- місця переміщення машин і обладнання, їх елементів і робочих органів;

місця зберігання шкідливих речовин, які можуть створити концентрації їх у повітрі вище ГДК;

місця можливого падіння предметів з висоти.

Щоб уникнути доступ сторонніх осіб, небезпечні зони повинні бути захищені огорожами.

Захисними огорожами є пристрої, які запобігають ненавмисному доступу людей в небезпечну зону.

Вимоги безпеки до організації робіт у зимових умовах

Для забезпечення безпечних умов роботи в зимових умовах необхідно:

1. Під'їзні шляхи і пішохідні доріжки своєчасно очищати від снігу і посипати піском або золою.

2. Місця складування будівельних матеріалів необхідно повністю очищати від снігу і льоду. Інакше штабелі конструкцій при підтаванні можуть обвалитися і викликати НВ.

3. Періодично видаляти крижані бурульки, які утворилися, над входами в будівлі, тротуарами, місцями проходів і проїздів.

4. Щоб уникнути обвалення покрівель від снігового навантаження дахи необхідно очищати від снігу і льоду, заздалегідь захистивши небезпечну зону скидання снігу.

5. Для захисту робітників від несприятливих метеорологічних умов необхідно передбачити приміщення для обігріву працюючих розмірами, визначеними з розрахунку  $0,1 \text{ м}^2$  на одну людину в найчисленнішій зміні, але не менше  $8 \text{ м}^2$ . Температура повітря в цих приміщеннях повинне бути не нижча за  $+22^\circ\text{C}$ .

У літній період велику небезпеку створюють розряди атмосферної електрики. Тому для захисту працюючих необхідне виконання комплексу заходів від дії блискавки та її вторинних проявів.

На будівельних об'єктах найчастіше влаштовують блискавковідводи стрижневого типу. Їх встановлюють на кутах об'єкта, який зводиться, на відстані один від одного не більше 20 м. Кожний блискавковідвід повинен мати самостійний струмовідвід, приєднаний до заземлення з опором не більше 20 Ом.

З наближенням грози на всіх будівельних майданчиках, кранах, екскаваторах та інших будівельних машинах всі роботи повинні бути припинені, а робітники, відключивши приймачі струму, зобов'язані укритися в приміщеннях, які мають засоби блискавкозахисту.

### ***4.3 Безпека робіт при експлуатації будівельних машин і механізмів***

*Експлуатація вантажопідйомних машин.* Залежно від типу крана і роду привода (електричний, механічний) кран забезпечується рядом приладів і пристроїв, що забезпечують його безпечну експлуатацію.

До таких приладів відносять:

кінцеві вимикачі, призначені для автоматичного зупинення механізмів кранів із електричним приводом при їх переміщенні до можливих меж. На кранах із механічним приводом кінцеві вимикачі не застосовуються;

блокувальні контакти, які служать для електричного блокування дверей виходу з кабіни крана поза положення її за межами посадочного майданчика, кришки люка виходу на настил мосту і в інших місцях;

обмежувачі вантажопідйомності, призначені для запобігання аварій кранів, пов'язаних з підйомом вантажів масою, що перевищує їх вантажопідйомність. Улаштування приладу обов'язкове на стрілових, баштових і порталних кранах. Крани мостового типу повинні оснащуватися обмежувачем вантажопідйомності у тому випадку, коли не виключається їх перевантаження за технологією виробництва;

обмежувачі перекосу, призначені для запобігання небезпечного перекосу металоконструкцій козлових кранів унаслідок випередження однією з опор іншої при переміщенні крана;

показчик вантажопідйомності, який встановлюється на кранах стрілового типу, в яких вантажопідйомність змінюється відповідно до зміни вильоту стріли. Прилад автоматично показує вантажопідйомність крана при даному вильоті стріли. Це допомагає запобігти перевантаженням крана;

анемометром повинні оснащуватися баштові та порталні крани для автоматичної подачі звукового сигналу при небезпечній для роботи швидкості вітру;

протиугоні пристрої на кранах, які працюють на наземних рейкових коліях, для запобігання згону їх вітром;

автоматичний сигналізатор небезпечної напруги (АСНН) сигналізує про небезпечне наближення стріли крану до дротів лінії електропередачі, які перебувають під напругою. Приладом оснащуються стрілові самохідні крани (за винятком залізничних);

опорні деталі, якими забезпечуються крани мостового типу, пересувні консольні, баштові, порталні, а також вантажні візки для зменшення динамічних навантажень на металоконструкцію у випадку поломки осей ходових коліс;

упори на кінцях рейкової колії для запобігання сходу з них вантажопідійомних машин, а також на стрілоподібних кранах із вильотом стріли, що змінюється, для запобігання її перекидання;

звуковий сигнальний прилад на кранах, керованих із кабіни або пульта (при дистанційному керуванні). На кранах, керованих з підлоги, сигнальний прилад не встановлюється.

У кранах усіх типів, що мають телескопічні висувні стріли або башти, обов'язково передбачається надійна фіксація в робочому положенні висунутої стріли. На кранах із гідроприводом функцію фіксатора виконує запобіжний зворотний клапан.

На кожному будівельному майданчику або будь-якій іншій ділянці робіт вантажопідійомних машин наказом адміністрації будівництва в кожену зміну з числа ІТП, начальників змін, майстрів, виконробів, у розпорядженні яких перебувають вантажопідійомні машини, призначається особа, відповідальна за безпечне виконання робіт з переміщення вантажів кранами.

До наказу вносяться особи тільки після перевірки їх знань відповідних розділів правил і інструкцій.

Особа, відповідальна за безпечне виконання робіт з переміщення вантажів кранами, зобов'язана організувати на ділянці, де застосовуються вантажопідійомні машини, ведення робіт із дотриманням правил безпеки. Для цього вона повинна:

не допускати використання немаркірованих, несправних і невідповідних вантажопідійомності і характеру вантажу вантажозахватних пристроїв і тари;

вказувати кранівникам і стропальникам місце, порядок і габарити складування вантажів;

не допускати до обслуговування кранів ненавчений і неатестований персонал, визначати необхідне число стропальників, а також необхідність призначення сигнальників при роботі крана;

простежити за виконанням кранівниками і стропальниками виробничих інструкцій і у разі необхідності інструктувати їх з безпечного виконання майбутньої роботи на місці її проведення, звертаючи особливу увагу на недопущення перевантаження крану, на правильність установки стрілових самохідних кранів, на правильність обв'язування і закріплення вантажів, на безпеку виконання робіт при навантажуванні і розвантаженні вагонів і платформ, на дотримання стропальниками особистої безпеки;

не допускати без наряду-допуску виконання робіт в охоронній зоні ЛЕП ближче 30 м до крайнього дроту, напругою понад 36 В.

#### *Експлуатація автонавантажувачів.*

1. Робота автонавантажувача дозволяється тільки на рівних і ущільнених майданчиках. Ухил майданчика не повинен перевищувати 4-5°.

2. Категорично забороняється перевозити людей на вантажному майданчику автонавантажувача.

3. Балони із зрідженим газом на автонавантажувачі можна перевозити тільки в спеціальній тарі або контейнерах.

#### ***4.4 Пожежна безпека на будівельному майданчику***

На будівельних майданчиках пожежі відбуваються в результаті недотримання запобіжних засобів.

1. При електричному і газовому зварюванні.

2. Неправильній експлуатації електромереж.
3. Необережному поводженні з вогнем.
4. Несправності опалювальних приладів.
5. Самозайманні матеріалів.

Місця проведення зварювальних та ін. вогняних робіт (пов'язаних з нагріванням деталей до температур, здатних викликати запалювання матеріалів і конструкцій) можуть бути тимчасовими і постійними, коли вогняні роботи проводяться безпосередньо в будівлях, житлових будинках та інших спорудах, які будуються або експлуатуються та на територіях підприємств для ремонту устаткування або монтажу будівельних конструкцій.

До проведення зварювальних та ін. вогняних робіт допускаються особи, які пройшли в установленому порядку перевірку знань вимог пожежної безпеки, про що свідчить спеціальний талон.

Місця проведення тимчасових зварювальних та ін. вогняних робіт можуть визначатися тільки письмовим дозволом особи, відповідальної за пожежну безпеку об'єкта, - керівника установи, цеха, лабораторії, майстерні, складу і т.п.

Вогняні роботи без отримання письмового дозволу можуть проводитися на будівельних майданчиках і в місцях, безпечних в пожежному відношенні, тільки фахівцями високої кваліфікації, обізнаними з програмою пожежно-технічного мінімуму. Список фахівців, допущених до самостійного проведення вогняних робіт без отримання письмового дозволу, оголошується керівником об'єкта.

Приступати до вогняних робіт дозволяється тільки після узгодження їх із пожежною охороною і виконання заходів, передбачених в дозволі на проведення вогняних робіт (наявність засобів пожежегасіння, очищення

робочого місця від матеріалів, які згоряють, захист конструкцій, які згоряють).

Керівник об'єкта або посадова особа, відповідальна за пожежну безпеку приміщення (території, установи і т.п.), повинні забезпечити перевірку місця проведення тимчасових вогняних робіт протягом 3-5 годин після їх закінчення.

Тимчасові місця проведення вогняних робіт і місця установки зварювальних апаратів, балонів з газами і ємностей із горючою рідиною повинні бути очищені від горючих матеріалів в радіусі не менше 5 м.

Переносні ацетиленові генератори для роботи слід встановлювати на відкритих майданчиках. Допускається тимчасова їх робота в добре провітрюваних приміщеннях. Ацетиленові генератори необхідно обгороджувати і розміщувати на відстані не менше 10 м від місць проведення зварювальних робіт, від відкритого вогню і сильно нагрітих предметів, від місць забору повітря компресорами і вентиляторами. При установці ацетиленового генератора вивішуються написи "Вхід стороннім заборонений - вогнебезпечно", "Не курити", "Не проходити з вогнем».

## ВИСНОВКИ

1. За результатами технічного обстеження і статичних розрахунків конструкцій будівлі встановлено, що можлива реконструкція нежитлових приміщень під магазин непродовольчих товарів по вул. Перспективна в м. Запоріжжі та можлива їх безпечна експлуатація.

2. Технічний стан конструкцій нежитлових приміщень будівлі на момент обстеження можна вважати задовільним.

3. Допускається демонтаж існуючих перегородок в нежитлових приміщеннях.

4. Влаштування дверних прорізів і розширення віконних прорізів в несучих стінах нежитлових приміщень не знизить несучу здатність будівлі за умови посилення прорізів сталевими профілями.

5. Допускається частковий демонтаж плити перекриття в підвалі для організації сполучення між приміщеннями підвалу і приміщеннями першого поверху будівлі.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Серомолот Г.В. Напряженно-деформированное состояние несущих стен жилых домов при реконструкции с устройством новых проемов: диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01 / Приднепр. акад. строит. и арх. Днепропетровск, 1999. 160 с.
2. Дроздов П.Ф., Додонов М.И., Паньшин Л.Л., Саруханян Р.Л. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов. Москва: Стройиздат, 1986. 351 с.
3. Лишак В.И. Расчет многоэтажных зданий с применением ЭВМ. Москва: Стройиздат, 1977. 176 с.
4. Руководство по проектированию конструкций панельных жилых зданий для особых грунтовых условий / НИИСК Госстроя СССР. Москва: Стройиздат, 1982. 272 с.
5. Пособие по проектированию жилых зданий: Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. – Вып. 3. Москва: Стройиздат, 1989. 304 с.
6. Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. Киев: Будівельник, 1987. 200 с.
7. Дыховичный А.А., Жемчужникова Л.Г., Зима С.Г., Малачевский Л.Д. К расчету крупнопанельных зданий, возводимых в сложных горно-геологических условиях // Эффективные конструкции гражданских зданий. Киев: КиевЗНИИЭП, 1984. С. 25-30.
8. Розин Л.А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. Москва: Стройиздат, 1977. 129 с.
9. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. Москва: Мир, 1979. 392 с.
10. Банах В.А. Особенности взаимодействия бескаркасных жилых зданий с основаниями в грунтовых условиях Запорожского региона : дис.

канд. техн. наук : 05.23.01 / Банах Виктор Аркадьевич. Запорожье, 1992. 174 с.

11. Шкода В.В. Исследование надежности бескаркасных жилых зданий, возведенных в сложных грунтовых условиях запорожского региона: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01. Киев, 1990. 227 с.

12. Санжаровский Р.С., Астафьев Д.О., Улицкий В.М., Зибер Ф. Усиления при реконструкции зданий и сооружений. Устройство и расчеты усиления зданий при реконструкции. Санкт-Петербург, 1998. 637с.

13. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах // Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України. – У 2-х частинах. Київ: Держбуд України, 2000. 84 с.

14. Крутов В.И., Дьяконов В.П. Расчет просадок лессовых грунтов от собственного веса с учетом формы и размеров увлажненной зоны // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1973. - №3. с. 12-14.

15. Klerikov S.N., Markov A.I. Determination of deformations of footing consisted of settling soils by finite element method. – Third international conference on Numerical Methods in Geomechanics: 2-6 April, 1979, Aachen, s. 975-980.

16. Кравцов В.Г. Работа конструкций бескаркасных зданий в условиях неравномерных вертикальных деформаций лессового просадочного основания: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01. Киев: КиевЗНИИЭП, 1984. 190 с.

17. Горбунов О.С. Совершенствование методов моделирования грунтовых оснований, взаимодействующих с деформируемым сооружением : дис. кандидата техн. наук : 05.23.02 / Горбунов Олег Семенович. Уфа: 1998. 198 с.

18. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / Клепиков С.Н. Киев: НИИСК, 1996. 206 с.

19. Кулябко В.В. Новый подход к моделированию взаимодействия составных сооружений со сложными основаниями / В.В. Кулябко, А.А. Дубихвост, И.И. Давидов // Механика грунтов и фундаментостроение : труді 3-й Укр. науч.-техн. конф. Одесса, 1997.

20. Лучкин М.А. Учет развития деформаций основания во времени при совместном расчете системы «основание-фундамент-здание» : дис. кандидата техн. наук : 05.23.02 / Лучкин Максим Александрович. Санкт-Петербург, 2007. 162 с.

21. Бартоломей Л.А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций: Диссертация на соискание ученой степени доктора техн. наук: 05.23.02. Пермь: ПГТУ, 2003. 260 с.

22. Банах В.А. Использование результатов обследования существующих зданий для формирования и корректировки их расчетных моделей // Коммунальное хозяйство городов. 2007. № 76. С. 101-106.

23. Банах В.А. Моделирование взаимодействия зданий с грунтовыми основаниями в сложных инженерно-геологических условиях // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць Коммунальное хозяйство городов. Вип. 75: в 2-х кн.: Книга 1. Київ: ДП НДІБК, 2011.

24. Шокарев В.С., Чаплыгин В.И. Геомеханическая модель грунтового основания здания на ленточном фундаменте при его подработке цилиндрическими скважинами [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://www.nbu.gov.ua>.

25. Чухлатый М.С. Численное исследование напряженно-деформированного состояния системы "здание-фундамент-грунт":

Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.13.18 и 05.01.02 Тюмень: ТГАСА, 2004. 107 с.

26. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Взаимодействие зданий и оснований: методы расчета и их применение при проектировании // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2003. № 7. С. 129-145.

27. Шаповал В.Г. Особенности взаимодействия вессомого водонасыщенного основания с расположенными на нем зданиями и сооружениями : монография / Шаповал В.Г., Нажа П.Н., Шаповал А.В. Днепропетровск : Пороги, 2010. 251с.

28. Улицкий В.М. Основы совместных расчетов зданий и оснований // Развитие городов и геотехническое строительство. 2006. № 10. С. 56-62.

29. Шашкин А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. 2011. № 2. С. 1-32.

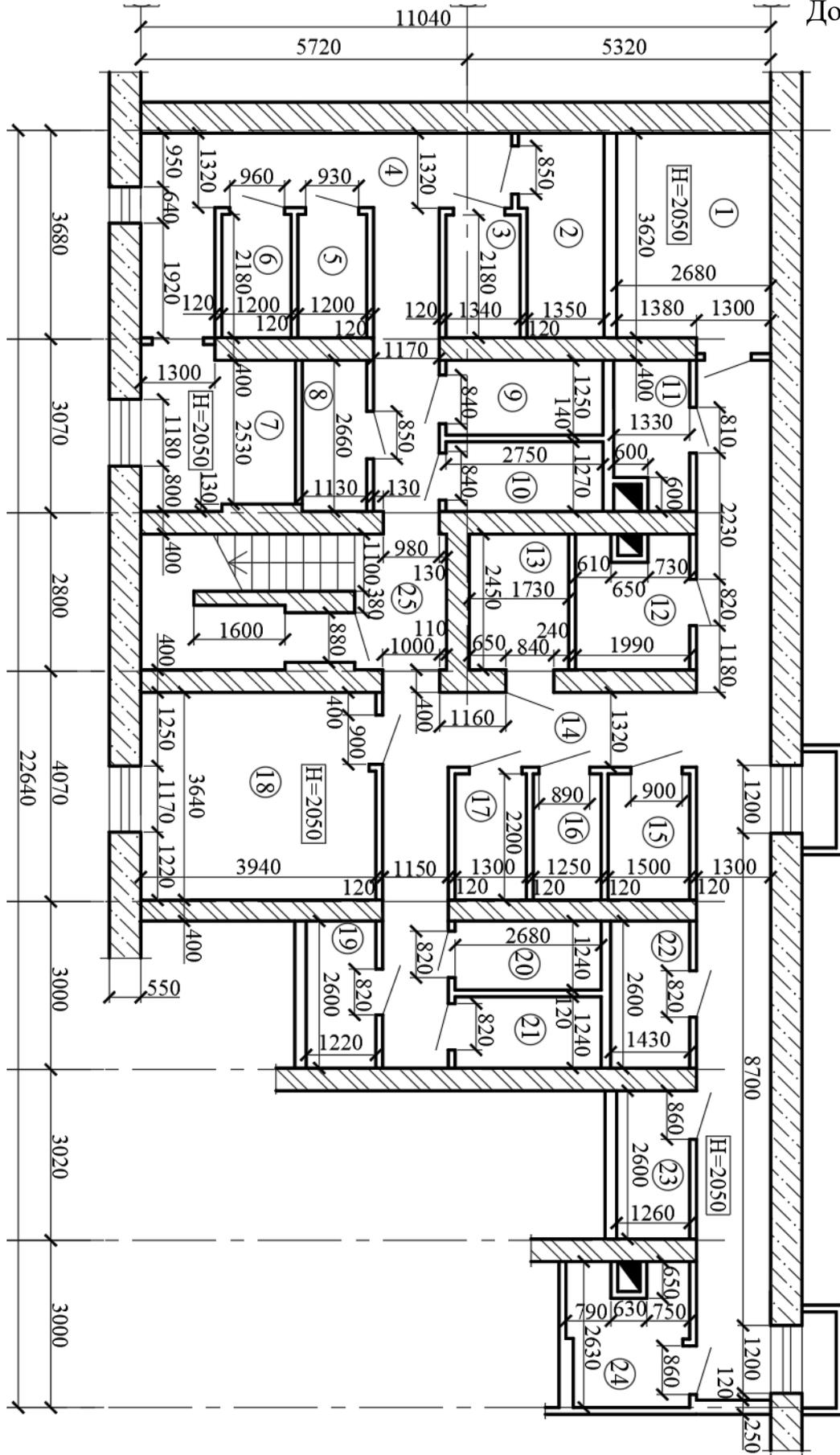
30. Камаев В.С. Учет жесткостных параметров зданий при расчетах оснований и фундаментов : Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.02. Санкт-Петербург: ПГУПС, 2007. 205 с.

31. Городецкий А. С., Слободян Я. Е. Решение нелинейных задач взаимодействия сооружений с основанием с помощью ПК ЛИРА // Проблемы тонкостенных пространственных систем. Тбилиси: Грузинский технический университет, 2001. С. 53-57.

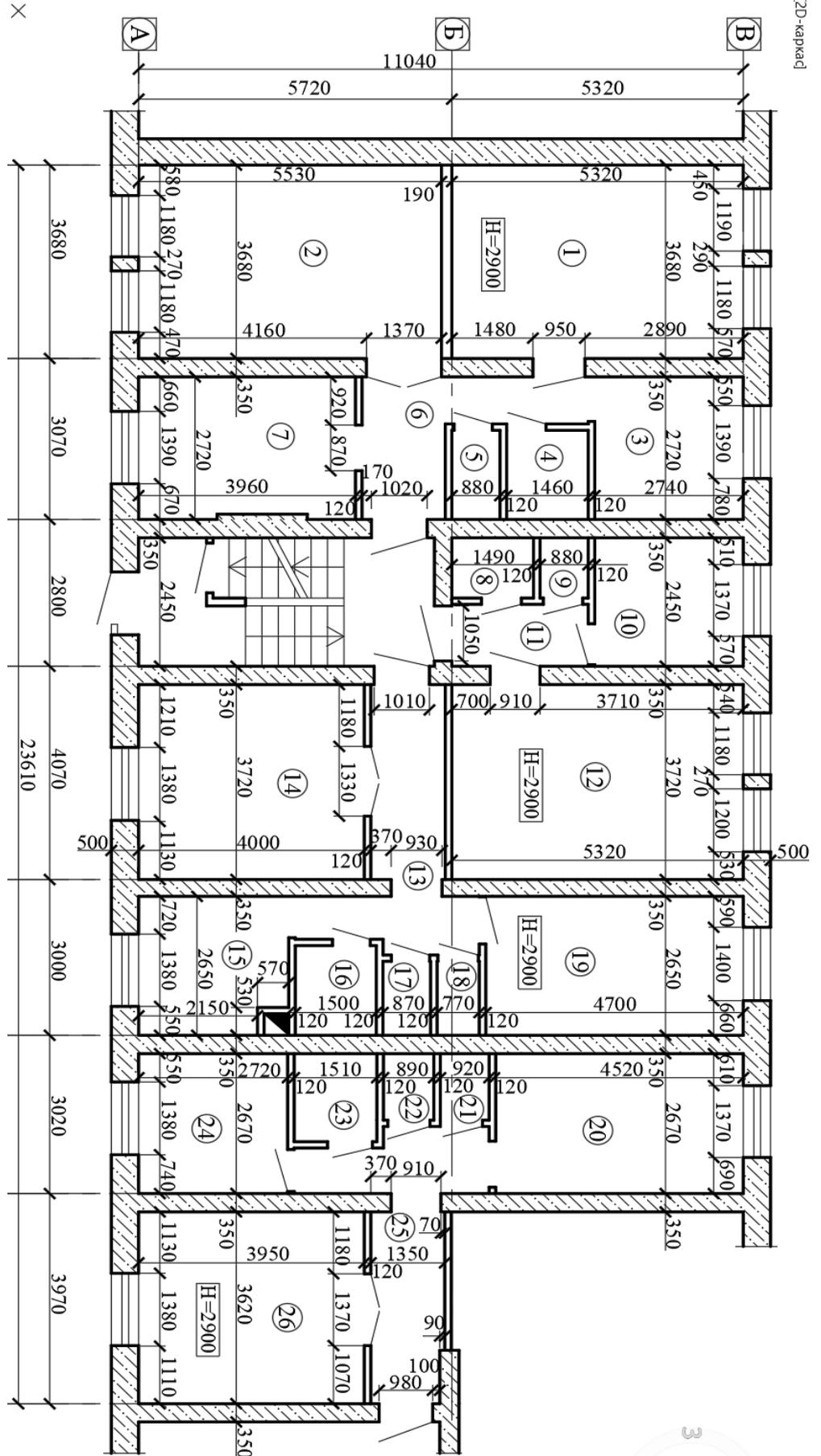
32. Баженов В. А., Слободян Я. О. Чисельні дослідження напружено деформованого стану споруд при ступінчатих деформаціях земної поверхні // Опір матеріалів і теорія споруд. 2003. Вип. 73. С. 91-99.

33. Сьомчина М.В. Особливості напружено-деформованого стану цегляних п'ятиповерхових житлових будівель при реконструкції в умовах просідаючих ґрунтів: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01. Дніпропетровськ, 2014. 153 с.

34. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий/ЦНИИСК им. Кучеренко. Москва. 1988. 57с.
35. ДБН В.1.2-10-2009 “Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування”, Мінрегіонбуд України, Київ, 2009.
36. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження й впливи. - Київ: Мінбуд України, 2006. 60 с.
37. ПК ЛИРА, версія 9. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Справочно-теоретическое пособие под ред. А.С.Городецкого. Киев. 2003. 464 с.
38. ДБН В.2.6-162:2010. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 98 с.
39. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
40. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
41. Рабочий проект «Реконструкция офисных помещений здания по ул. Патриотическая, 13 в г. Запорожье» шифр 10-08. Частное предприятие «КРОЗИС». Запорожье. 2011 г.
42. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 94 с.
43. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 98 с.

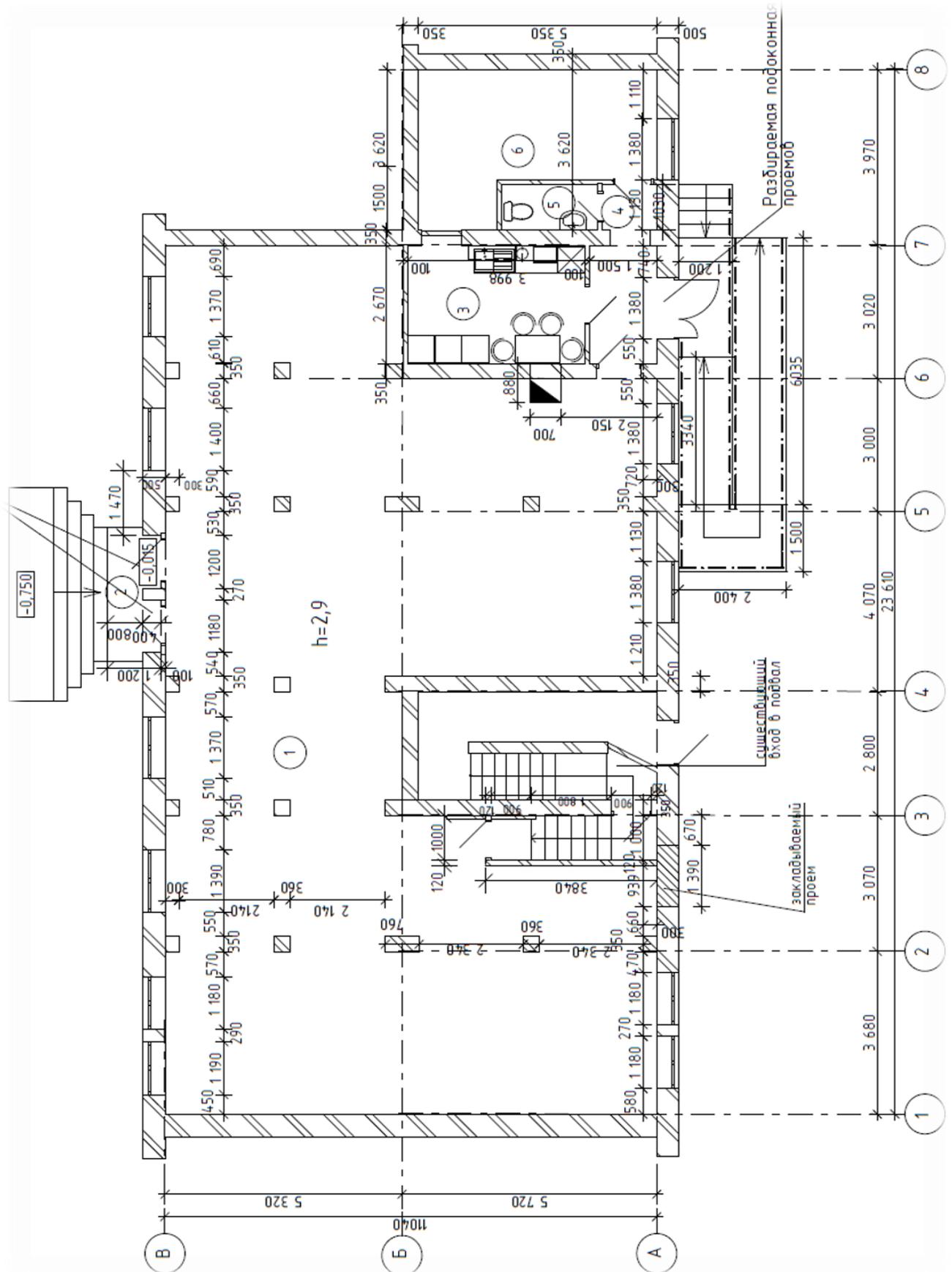


План приміщень підвалу до реконструкції.

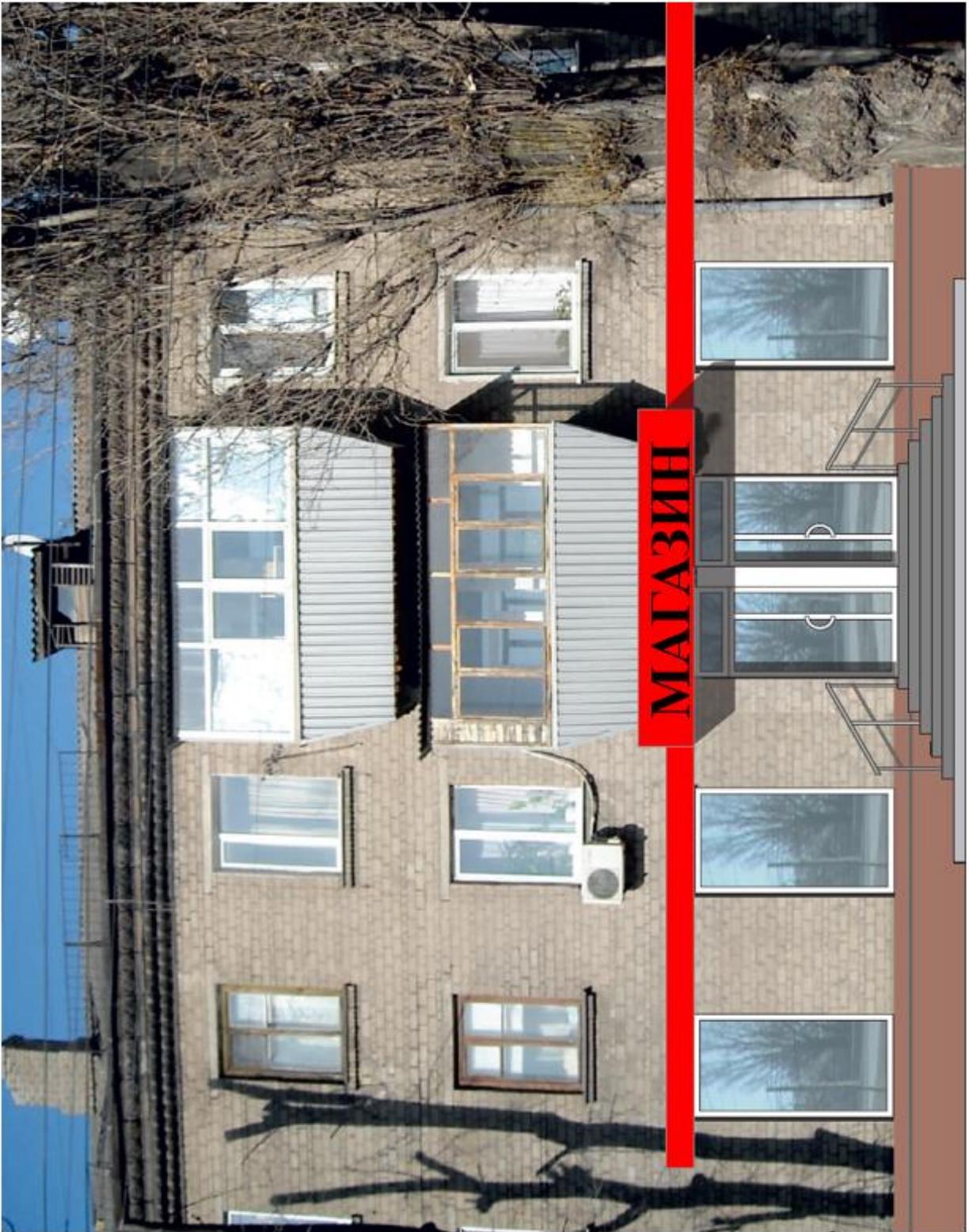


План приміщень 1-го поверху до реконструкції.



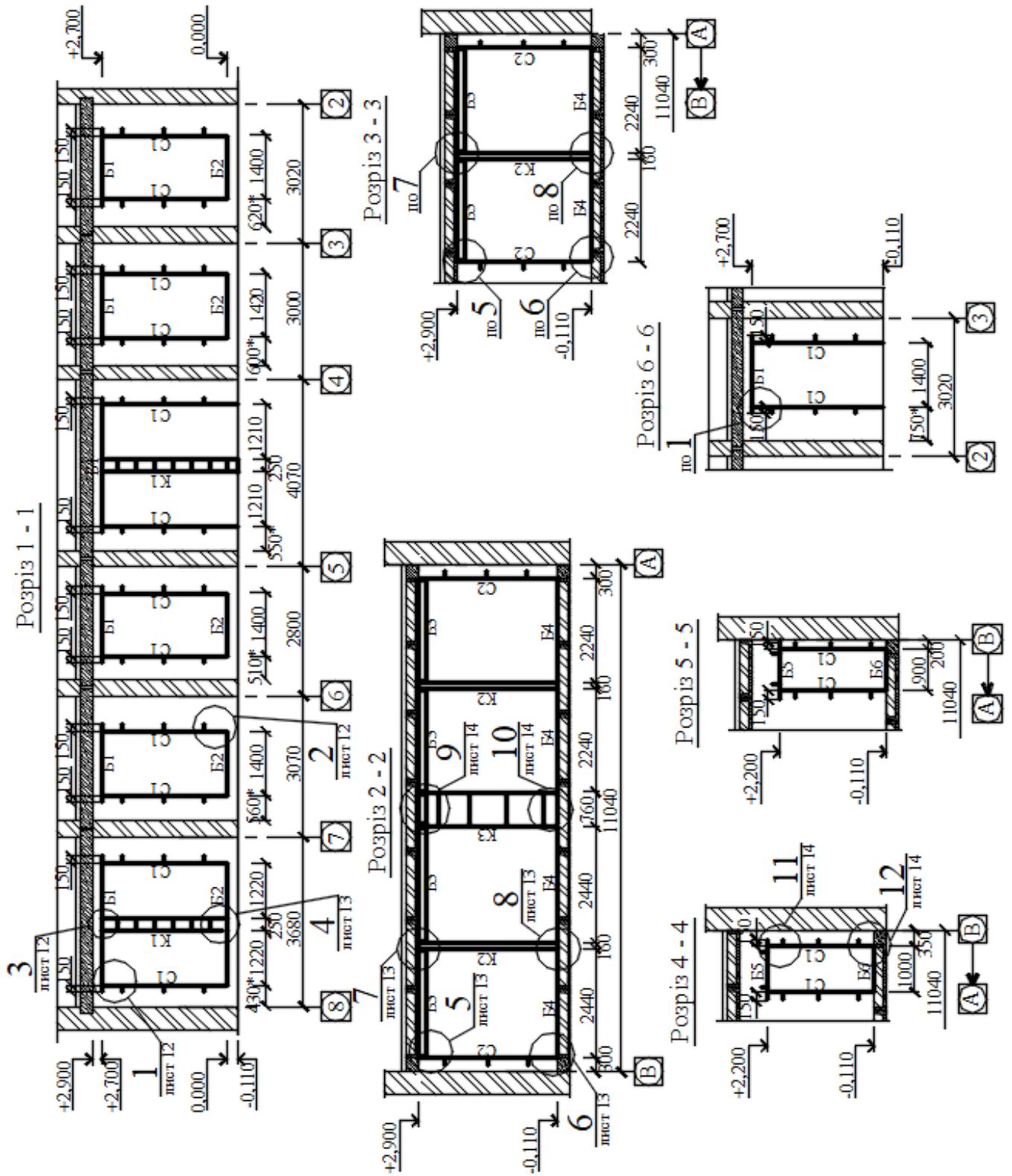


План приміщень 1-го поверху після реконструкції.



Головний фасад будівлі після реконструкції.

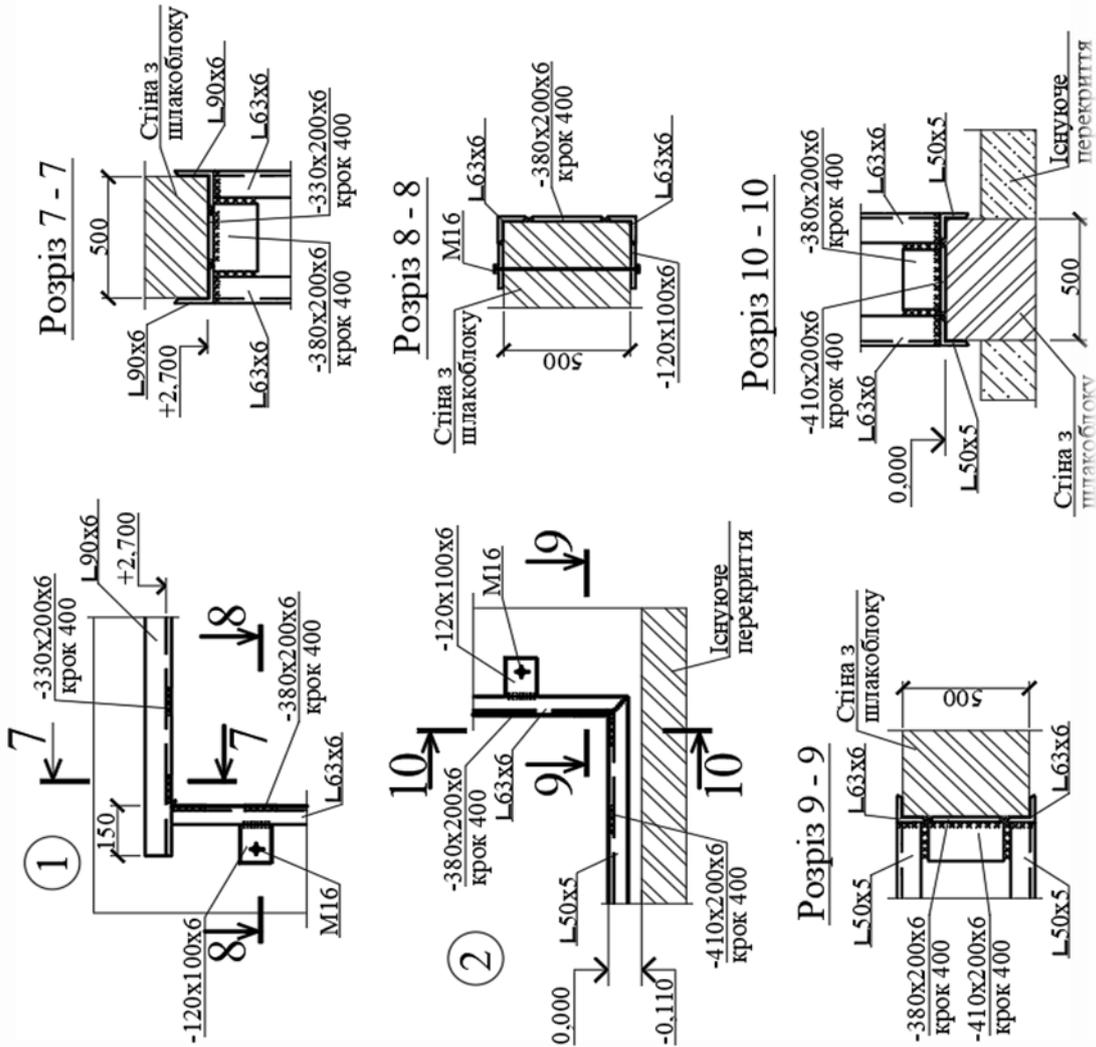




Розрізи до схеми розташування елементів підсилення прорізів 1-го поверху.

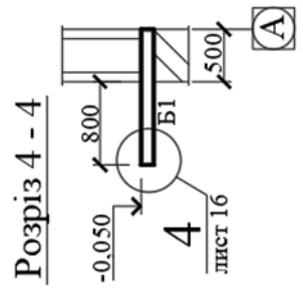
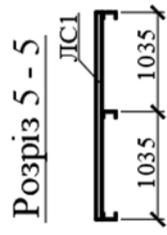
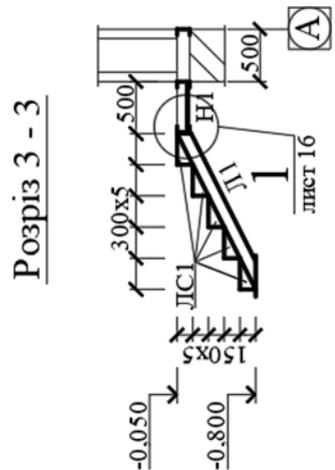
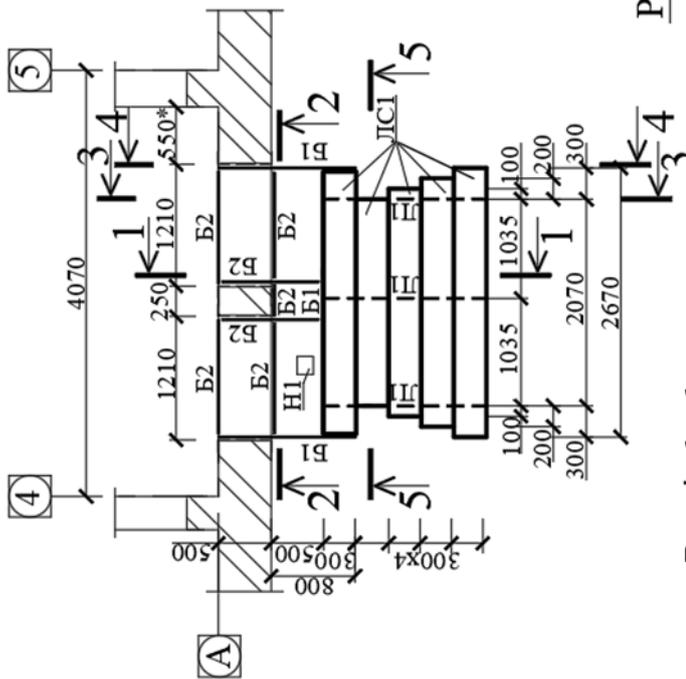
Відомість елементів

Марка	Перетин		Опорні зусилля	Марка металу
	Ескіз	Поз Склад		
Б1	1- L90x6	1 -200x6 крок 400	М, кНМ Q, кН N, кН	
	2- L90x6	2 -200x6 крок 400		
Б2	1- L50x5	1 -200x6 крок 400		
	2- L50x5	2 -200x6 крок 400		
Б3	1- L24	1 -150x8 крок 400		
	2- L24	2 -150x8 крок 400		
Б4	1- L50x5	1 -150x6 крок 400		
	2- L50x5	2 -150x6 крок 400		
Б5	1- L12	1 -150x8 крок 400		
	2- L12	2 -150x8 крок 400		
Б6	1- L50x5	1 -150x6 крок 400		
	2- L50x5	2 -150x6 крок 400		
К1	1- L63x6	1 -150x6 крок 400		
	2- L63x6	2 -150x6 крок 400		
	3- L63x6	3 -150x6 крок 400		
К2	1- L16	1 -200x6 крок 400		
	2- L16	2 -200x6 крок 400		
	3- L16	3 -200x6 крок 400		
К3	1- L90x6	1 -150x8 крок 400		
	2- L90x6	2 -150x8 крок 400		
	3- L90x6	3 -150x8 крок 400		
C1	1- L63x6	1 -40x4 крок 400		
	2- L63x6	2 -40x4 крок 400		
C2	1- L90x6	1 -200x6 крок 400		
	2- L90x6	2 -200x6 крок 400		

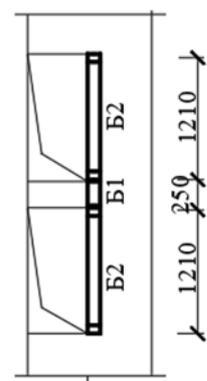


Вузли до розрізів. Відомість елементів.

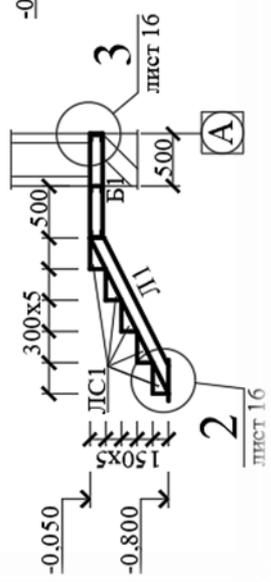
Схема розташування  
СХОДІВ ГОЛОВНОГО ВХОДУ



Розріз 2 - 2



Розріз 1 - 1



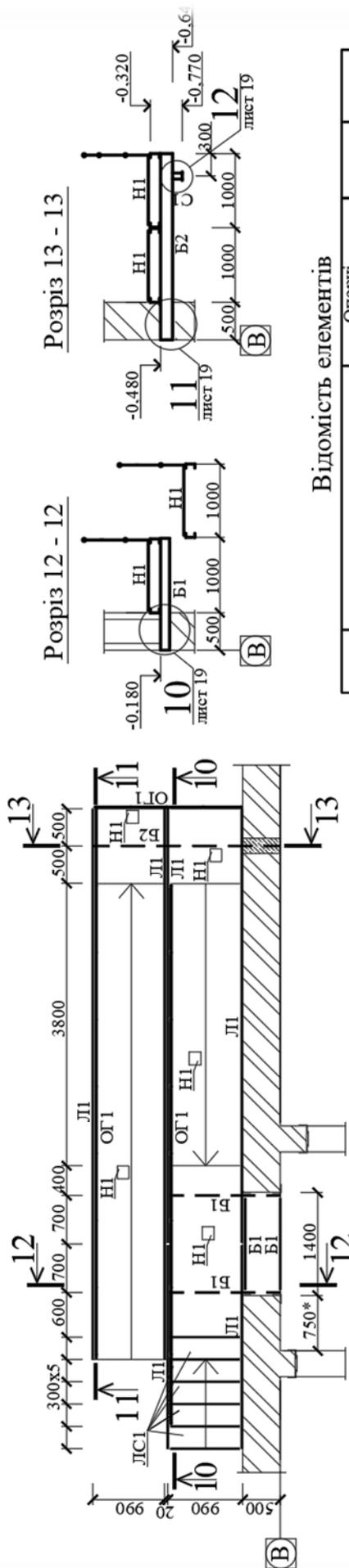
Відомість елементів

Марка	Перегин		Опорні зусилля		Марка металу		
	Ескіз	Поз	Склад	М, кНМ		Q, кН	N, кН
Б1		1 2	С12 Л50x5				C235
Б2			С12				C235
Л1			С12				C235
ЛС1			-t = 4				C235
Н1			НС35-0,7				C235

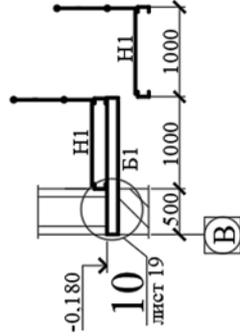
Схема розташування сходів головного входу.

Л/ЛЗВ-каркас

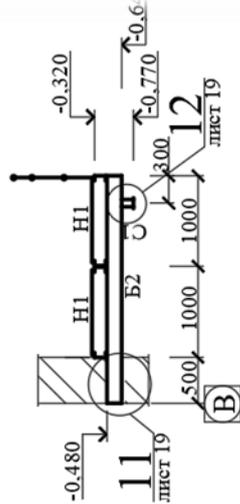
Схема розташування сходів



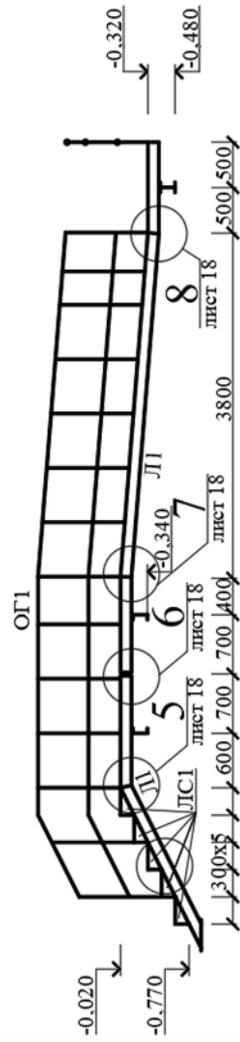
Розріз 12 - 12



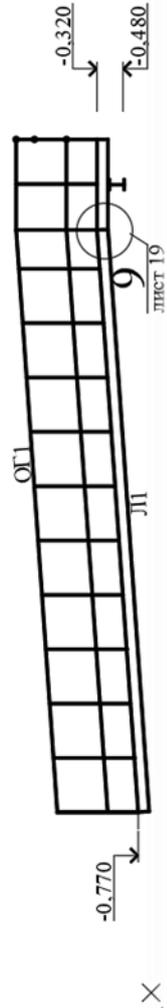
Розріз 13 - 13



Розріз 10 - 10



Розріз 11 - 11



Відомість елементів

Марка	Перетин		Опорні зусилля			Марка металу	При- мітка
	Ескіз	Поз	Склад	М, кН	Q, кН		
Б1			Л16				С245
Б2			Л16				С245
Л1			Л16				С245
ЛС1			ПВЛ-506				С235
С1			Гн.80x4				С235
Н1			ПВЛ-506				С235
ОГ1		1	Тр.Ø40x2				С235
		2	Тр.Ø20x2				

Схема розташування сходів з пандусом.

## ВІДГУК

керівника кваліфікаційної роботи

здобувача ступеня вищої освіти «магістр» Царікаєва Артема  
Миколайовича  
 (П.І.Б.)

Кваліфікаційна робота магістра на тему Особливості реконструкції частини житлової будівлі під магазин та офісні приміщення

виконана згідно до завдання, відповідає темі, містить 34 листів  
 (не) згідно (не) відповідає  
 графічного матеріалу і пояснювальну записку з 98 сторінок, підписана консультантами і має рецензію.

1. Актуальність теми, наявність замовлення роботи підприємством (організацією)   

Тема роботи є актуальною, бо на сьогодні реконструкція об'єктів проводиться частіше ніж нове будівництво. Об'єкт є реальним, робота виконана на замовлення організації.

2. Глибина обґрунтувань прийнятих рішень (повнота розрахунків, наявність багатоваріантності)

Розрахунки виконані в достатньому обсязі для прийняття проектних рішень по реконструкції. В роботі наведені різноманітні варіанти підсилення конструкцій та приведені їх конструктивні схеми.

3. Загальний рівень підготовки та ерудиції здобувача ступеня вищої освіти «магістр»

Здобувач ступеня вищої освіти показав високий рівень підготовки

4. Творчий потенціал і ступінь самостійності студента у вирішенні поставлених задач

Студент проявляв самостійність у вирішенні поставлених задач

5. Науковий рівень (для робіт дослідницького характеру) та глибина експериментальних досліджень   

Робота виконана на достатньому науковому рівні як для здобувача рівня вищої освіти «магістр», глибина досліджень теж відповідає рівню.

6. Застосування сучасних системних та інформаційних технологій, фізичного або математичного моделювання, наявність обґрунтування вибору типу ЕОМ, застосування стандартних та оригінальних програм, наявність аналізу результатів та їх використання у роботі \_\_\_\_\_

В роботі застосовувались спеціалізовані програми для виконання інженерних розрахунків та розробки креслень, а саме LIRA-WINDOWS, AUTOCAD.

7. Відповідність оформлення до вимог діючих стандартів робота оформлена згідно до вимог діючих стандартів

8. Дотримання студентом графіка виконання роботи робота виконувалась згідно графіку

9. Наукова цінність роботи, практична значимість \_\_\_\_\_

Робота має певну наукову цінність. Результати роботи та прийняті конструктивні рішення були використанні при проведенні реконструкції об'єкту.

10. У кваліфікаційній роботі магістра можна відмітити такі недоліки: \_\_\_\_\_


В роботі суттєвих недоліків не виявлено

Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана на високому рівні

і при відповідному захисті заслуговує на оцінку:

кількість балів 93 національною відмінно ЄКТС A

Керівник доцент, к.т.н.  
(посада, науковий ступінь)

  
(підпис)

Сьомчина М.В.  
(ПІБ)

## Рецензія

На кваліфікаційну роботу здобувача ступеня вищої освіти «магістр» Царікаєва Артема  
Миколайовича

на тему «Особливості реконструкції частини житлової будівлі під магазин  
та офісні приміщення»

Кваліфікаційна робота магістра виконана згідно до завдання відповідає темі,  
(не) згідно не (відповідає)

містить 34 листів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 98 сторінок.

1. Актуальність теми (повнота постановки проблеми, формування проблеми та її значимість, постановка завдань досліджень Тема роботи досить актуальна. Для вирішення задач, пов'язаних із збереженням здатності будівель нести навантаження при їх реконструкції, потрібен статичний розрахунок конструкцій будівлі або його фрагменту. Такий розрахунок дозволить оцінювати наслідки, які можуть впливати не тільки на приміщення, які реконструюються, а також на несучу здатність будівлі в цілому.

2. Ступінь науковості роботи (широта вивчення результатів досліджень за проблемою, методика дослідження, наявність елементів наукової новизни та ступінь їх розробки)

В роботі застосовувалися чисельні методи дослідження напружено-деформованого стану будівлі. Застосована методика розрахунку будівель, яка дозволяє досліджувати НДС конструкцій будівлі по трьохвимірній розрахунковій моделі, робити висновки щодо ефективності того чи іншого варіанту підсилення конструкцій при їх реконструкції.

3. Якість подачі матеріалу роботи (ступінь взаємозв'язку розділів роботи, застосування комп'ютерних технологій, чіткість і технічна грамотність оформлення роботи, науковий стиль викладення матеріалу)

Подача матеріалу роботи виконана якісно, структура і стиль роботи відповідають вимогам, що пред'являються до науково-дослідних робіт, текст

викладений грамотно, всі розділи взаємопов'язані, науково-технічна термінологія адекватна матеріалу, що викладається.

4. Практична значимість результатів роботи (рівень реальності результатів та пропозицій, техніко - економічні показники запропонованих рішень, наявність публікацій за темою роботи) \_\_\_\_\_

Робота виконана за замовленням організації, за результатами роботи планується реконструкція об'єкту. Результати роботи опубліковані в книзі матеріалів XXIV науково-технічної конференції 2019 р. у ІІ ЗНУ, м. Запоріжжя.

5. Недоліки кваліфікаційної роботи магістра \_\_\_\_\_

В роботі недоліків не виявлено


6. Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана (ний) на достатньому рівні і заслуговує оцінки:

кількість балів 95

за національною шкалою відмінно

за шкалою ЄКТС A

Рецензент к.т.н., доцент кафедри «Міського будівництва і господарства»  
Інженерного інституту ЗНУ  
(посада, місце роботи)

  
(підпис)

Фостащенко О.М.  
(П.І.Б.)