

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО- НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ім. Ю.М. ПОТЕБНИ

Кафедра Промислове та цивільне будівництво  
(повна назва)

## Кваліфікаційна робота

рівень вищої освіти Магістр  
(рівень вищої освіти)

на тему: Особливості реконструкції будівлі амбулаторії  
загальної практики сімейної медицини

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1921  
– пцб

Кондратюк Р. С.  
(прізвище та ініціали)

спеціальність  
192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

освітньо-професійна програма  
промислове і цивільне будівництво  
(шифр і назва)

Керівник проф., д.е.н. Анін В. І.  
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент \_\_\_\_\_  
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя – 2022 року

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра Промислового та цивільного будівництва  
Рівень вищої освіти магістерський  
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
(код та назва)  
Освітня програма «Промислове і цивільне будівництво»  
(код та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри [підпис]  
«    » 20 року

**ЗАВДАННЯ**  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТОВІ

Кондратюк Руслан Сергійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

- 1 Тема роботи (проекту) Особливості реконструкції будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини

керівник роботи Анін Віктор Івінович, д.е.н., проф.

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

затверджені наказом ЗНУ від «02» 06 2022 року

№ 597-С

- 2 Строк подання студентом роботи \_\_\_\_\_  
3 Вихідні дані до роботи нормативно-технічна документація, вихідні дані стосовно будівництва цивільної будівлі

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Стан питання необхідності розрахунку при реконструкції будівель на просідаючих ґрунтах та розгляд стану інфраструктури медичної галузі 2. Характеристика об'єкту дослідження 3. Розрахунок конструкцій будівлі.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) 8 листів \_\_\_\_\_

6 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада	Підпис, дата
--------	------------------------------	--------------

	консультанта	завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Анін В. І.		
Розділ 2	Анін В. І.		
Розділ 3	Анін В. І.		

7 Дата видачі завдання \_\_\_\_\_

### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Стан питання необхідності розрахунку при реконструкції будівель на просідаючих ґрунтах та розгляд стану інфраструктури медичної галузі	з 01.09 по 01.10.2022	
2	Характеристика об'єкту дослідження	з 02.10.2022 по 28.10.2022	
3	Розрахунок конструкцій будівлі	з 29.10.2022 по 30.11.2022	

Студент   
(підпис)

Р.С. Кондратюк  
(ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проекту)   
(підпис)

В.І. Анін  
(ініціали та прізвище)

**Нормоконтроль пройдено**

Нормоконтролер   
(підпис)

Данкевич Н.О.  
(ініціали та прізвище)

## АНОТАЦІЯ

Кондратюк Р. С. Особливості реконструкції будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник В. І. Анін, Інженерний навчально-науковий інститут Запорізького національного університету ім. Ю. М. Потебні, 2022.

В роботі проведено оцінку можливості та особливості реконструкції будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини. На кафедрі «Промислового та цивільного будівництва» розроблена методика розрахунку будівель, яка дозволяє досліджувати НДС конструкцій будівлі по трьох вимірній розрахунковій моделі, робити висновки щодо ефективності того чи іншого варіанту підсилення конструкцій при їх реконструкції.

Така методика розрахунку застосовувалася для оцінки можливості реконструкції будівлі амбулаторії «Загальної практики сімейної медицини», розташованої в м. Гуляйполе Запорізької області. Запропоновані конструктивні та об'ємно-планувальні рішення реконструкції.

Ключові слова. *Реконструкція, статичний розрахунок, напружено-деформований стан.*

Список публікацій магістранта:

1. Анін В.І. Кондратюк Р. С. Особливості реконструкції будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини. *Збірник наукових праць II Всеукраїнської науково-практичної конференції за участю молодих науковців «АКТУАЛЬНІ ПИТАННЯ СТАЛОГО НАУКОВО-ТЕХНІЧНОГО ТА СОЦІАЛЬНО-ЕКОНОМІЧНОГО РОЗВИТКУ РЕГІОНІВ УКРАЇНИ».* Запоріжжя: ІННІ ЗНУ, 2022..

## ABSTRACT

Kondratyuk R. S. Peculiarities of the reconstruction of the building of the outpatient clinic of general practice of family medicine.

Qualifying final thesis for obtaining the degree of master of higher education in specialty 192 - Construction and civil engineering, supervisor V. I. Anin, Engineering Educational and Scientific Institute of the Zaporizhia National University named after Yu. M. Potebny, 2022.

The work evaluates the possibilities and features of the reconstruction of the building of the general practice outpatient clinic of family medicine. The department of "Industrial and Civil Engineering" has developed a methodology for calculating buildings, which allows you to study the VAT of building structures according to a three-dimensional calculation model, to draw conclusions about the effectiveness of one or another option for strengthening structures during their reconstruction.

This method of calculation was used to assess the possibility of reconstruction of the building of the "General Practice of Family Medicine" outpatient clinic, located in Gulyaipole, Zaporizhzhia region. Proposed constructive and volumetric planning solutions for reconstruction.

Keywords. Reconstruction, static calculation, stress-strain state

List of publications of the master's student:

1. Анін В.І. Кондратюк Р. С. Особливості реконструкції будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини. *Збірник наукових праць II Всеукраїнської науково-практичної конференції за участю молодих науковців «АКТУАЛЬНІ ПИТАННЯ СТАЛОГО НАУКОВО-ТЕХНІЧНОГО ТА СОЦІАЛЬНО-ЕКОНОМІЧНОГО РОЗВИТКУ РЕГІОНІВ УКРАЇНИ»*.

Запоріжжя: ІННІ ЗНУ, 2022.

## ЗМІСТ

	стр.
<b>Вступ.....</b>	<b>4</b>
<b>1      <b>Стан питання необхідності розрахунку при реконструкції будівель на просідаючих ґрунтах та розгляд стану інфраструктури медичної галузі.....</b></b>	<b>10</b>
1.1      Специфіка розрахунків будівель, зведених на просідаючих ґрунтах.....	10
1.2      Моделі й методи розрахунку будівель від просідаючих впливів .....	14
1.3      Розгляд стану існуючих лікарень та амбулаторій медичної галузі в містах України.....	26
<b>2      <b>Характеристика об'єкту дослідження.....</b></b>	<b>30</b>
2.1      Інженерно-геологічні умови майданчика.....	30
2.2      Характеристика будівлі.....	32
2.3      Характеристика конструктивних елементів.....	37
2.4      Технічні обстеження конструкцій.....	54
2.4.1 Фасади будівлі.....	54
2.4.2 Прилегла до будівлі територія.....	56
2.4.3 Приміщення підвалу будівлі.....	57
2.4.4           Приміщення           1-ого           поверху будівлі.....	58
2.4.5 Приміщення 2-ого поверху будівлі.....	59
2.4.6 Конструкції покриття будівлі.....	61
2.5      Характеристика реконструкції будівлі.....	67
2.5.1 Характеристика зовнішніх вхідних груп.....	68

	2.5.1.1 Вхідна група фасаду Г-А.....	68
	2.5.1.2 Вхідна група фасаду А-Г.....	68
	2.5.1.3 Вхідна група фасаду 1-8.....	69
	2.5.1.4 Вхідна група фасаду 8-1.....	69
	2.5.2 Характеристика прибудови тамбуру та розширення приміщень .....	69
	2.5.3 Характеристика внутрішніх приміщень.....	70
	2.5.4 Характеристика прорізів, що пробиваються.....	71
<b>3</b>	<b>Розрахунок конструкцій будівлі</b> .....	72
3.1	Вибіркове розкриття закритих елементів перекриття.....	72
3.2	Оцінка НДС та резерву несучої здатності конструкцій стін та фундаментів.....	73
3.3	Теплотехнічний розрахунок конструкцій .....	93
	3.3.1 Стінове огороження.....	93
	3.3.2 Горищне перекриття.....	94
3.4	Рекомендації по влаштуванню прорізів.....	96
	3.4.1 Прорізи, що розширюються за рахунок розбирання підвіконної частини.....	96
	3.4.2 Прорізи, що пробиваються.....	97
	Висновки	
	Список використаних джерел.....	102
	Додаток А.....	109
	Додаток Б.....	112
	Додаток В.....	113
	Додаток Г.....	115
	Додаток Д.....	117
	Додаток Е.....	118





## ВСТУП

Так як більшість будівель закладів охорони здоров'я України побудовані у минулому столітті, майже 90% медичних закладів не відповідають сучасним будівельним нормам. Особливо це стосується питання доступності будівель та приміщень медичних закладів, так як більшість закладів не мають доступного безбар'єрного доступу для людей з інвалідністю та інших маломобільних груп населення – людей похилого віку, вагітних жінок, людей з післяопераційним станом здоров'я. Ця проблема стосується майже всієї інфраструктури охорони здоров'я.

При реконструкції будівель медичних закладів, потрібно приділяти особливу увагу таким особливостям – обов'язковий і повсюдний безбар'єрний простір, доступність та оснащення пандусами допустимого уклону або підйомниками всіх головних входів та виходів, пересування по поверхах, доступ до палат та всіх необхідних приміщень, правильні та просторові санвузли.

При реконструкції та вирішенні цих питань, в більшості випадках відбувається втручання в несучі конструкції будівлі, такі як розширення або влаштування нових дверних або віконних прорізів в несучих стінах, втручання в перекриття між поверхами для влаштування підйомника для сполучення між поверхами, розширення приміщень шляхом прибудови або часткового демонтажу стін та ін.

Тому при реконструкції такого типу для оцінки надійності і збереження несучої здатності конструкцій необхідно робити розрахунок несучих конструкцій будівлі в цілому або його фрагмента. Цей розрахунок дозволяє оцінити наслідки, які можуть позначитися на конструкціях будівлі в процесі її експлуатації.

Методом оцінки надійності будівлі є дослідження її напружено-деформованого стану від дії можливих просадок основи. На підставі аналізу напружено-деформованого стану будівлі від дії просадки здійснюється вибір конструктивних рішень проектованої будівлі, а також оцінка її несучої

здатності. Особливо актуальне це питання при реконструкції будівель в складних ґрунтових умовах Запорізького регіону, де ґрунти відносяться до другого типу просадочності.

Для вирішення цього актуального питання розроблена методика розрахунку таких будівель. Ця методика дозволяє досліджувати напружено-деформований стан конструкцій будівлі спільно з просадочною основою по тривимірній розрахунковій моделі.

Для цього виконується просторовий розрахунок будівлі з основою. Несучі стіни будівлі моделюються пластинчатими елементами кінцевої товщини, фундаменти - стержневими кінцевими елементами заданого профілю, конструкції перекриттів - стержневими кінцевими елементами еквівалентної жорсткості, а основа - просторовими тривимірними кінцевими елементами, що пошарово моделюють ґрунти основи відповідно до інженерно-геологічних умов майданчика будівництва.

Застосування тривимірної розрахункової моделі дозволяє точніше визначити НДС будівлі і усувати недоліки, властиві одно- і двовимірній моделі. Різним аспектам теорії і практики розрахунку будівель та споруд на просідаючих ґрунтах присвячено праці таких вітчизняних професорів та науковців, як Васильков Г. В., Приходченко О. Є., Шкода В. В., Дежина І. Ю., Клепиков С. Н., Трегуб А. С., Матвеев І. В., Голов О. О., Бойко І. П. та інші. Вагомий внесок зробили такі фахівці інших зарубіжних країн такі, як Сагасета К., Мой І. Ф., Отео К. С., Ханафи Е. А. та інші.

**Актуальність теми.** В даний час через застарілу інфраструктуру медичної галузі, більшість будівель потребують належної реконструкції. 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.

Тому **метою роботи** є оцінка можливості та вирішення особливостей при реконструкції будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини.

**Об'єктом дослідження** є процеси реконструкції будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини.

**Предмет дослідження** напружено-деформований стан і несуча здатність конструкцій при реконструкції будівлі.

**Задачі дослідження.** Досягнення поставленої мети зумовило необхідність вирішення наступних завдань:

- провести обмірні роботи для складання креслень проектної документації; виконати візуальне обстеження і надати оцінку технічного стану конструкцій будівлі;
- виконати статичний розрахунок просторової моделі будівлі і визначити напружено-деформований стан з врахуванням передбачуваної реконструкції;
- прийняти достатні перетини конструкцій посилення прорізів, що пробиваються;
- розробити конструктивні рішення, для досягнення належного стану будівлі при реконструкції для відповідності сучасним будівельним нормам та подальшої безпечної експлуатації.

**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.).

**Наукова новизна.** В цій роботі запропоновані оптимальні рішення при реконструкції медичних закладів для відповідності сучасним вимогам доступності будівель та збереження здатності будівель нести навантаження при їх реконструкції.

**Практичне значення** прийнятих конструктивних рішень для вирішення особливих вимог які вимагаються від сучасних будівель медичних закладів дозволяють досягти відповідності реконструйованої будівлі сучасним державним будівельним нормам та забезпечити необхідну несучу здатність будівлі при її реконструкції.

Результати запропонованої роботи можуть бути використані на всіх підприємствах і організаціях незалежно від виду їхньої діяльності.

**Апробація.** Запропонована магістерська робота виконана в Запорізькому національному університеті інженерному навчально-науковому інституті ім. Ю.М. Потебні, на кафедрі «Промислового та цивільного будівництва».

Дана робота брала участь в науково-технічній конференції студентів, магістрантів, аспірантів і викладачів Запорізького національного університету.

# **1 СТАН ПИТАННЯ НЕОБХІДНОСТІ РОЗРАХУНКУ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ НА ПРОСІДАЮЧИХ ГРУНТАХ ТА РОЗГЛЯД СТАНУ ІНФРАСТРУКТУРИ МЕДИЧНОЇ ГАЛУЗІ**

## **1.1 Специфіка розрахунків 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 улаштуватися для усунення існуючих деформацій, що були отримані в процесі експлуатації.

Вибір способу захисту будівлі виконується на підставі аналізу напружено-деформованого стану (далі – 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 зміни 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 посібнику до СНиП [1] і керуванню [2], які засновані на розробках методів розрахунку будівель від просідаючих впливів в 60-70х рр. минулого сторіччя Клепиковим С.М. [3] та ін., при розрахунку будівель на просідаючих

грунтах рекомендувалось приймати одновимірну модель основи у вигляді змінного коефіцієнта жорсткості.

В сучасних нормах [4] з проектування цегляних будівель на просідаючих грунтах, 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.



## 1.2 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 [22-23].

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 поверхах, 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-підвальній частині моделі будівлі зіставляються із припустимими значеннями деформацій будівлі, нормованих ДБН [4]. 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 напруженодеформованого 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

грунтів 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. Очевидно, уперше напружений стан просідаючого ґрунту при локальній області замочування проаналізовані В.І. Крутовим і В.П. Дьяконовим [5]. Ними визначалися зусилля, які передавалися від обводненого ґрунту на ґрунт природної вологості за допомогою диференціального рівняння першого порядку. У роботах О.Н. Гельфандбейна й Л.А. Геліс [6] розрахункова модель побудована для двовимірної області й призначена також для визначення нерівномірної деформації поверхні ґрунту.

Досить складне завдання одночасного обліку розтікання води й деформування просадного ґрунту разом із закріпленими масивами вирішене групою дослідників країн СНД О.Є. Приходченко, Г.В. Василькова і ін. [7]. Ними складена практично застосовна програма, заснована на вирішенні методом кінцевих елементів плоского завдання, де як навантаження враховується власна вага ґрунту й масиву, а також навантаження на поверхні.

Слід відмітити роботи І.В. Матвєєва [8], 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.

Застосовування методу кінцевих елементів (далі - МКЕ) для аналізу зміни напружено-деформованого стану просадного ґрунту при обводнюванні спільно з палями й закріпленими масивами відмічено у декількох роботах І.П. Бойко та А.А. Васильковського [9, 10]. При цьому враховувалися особливості роботи просадного ґрунту, а також його нелінійне деформування. Ю.М. Зарецьким і М.І. Карабаєвим [15] за допомогою МКЕ моделювалася взаємодія буронабивних паль із просідаючим ґрунтом, що працює як упругопластичний

матеріал. В роботах [11-14] запропонована класифікація розрахункових моделей ґрунтових основ.

І.П. Бойко й В.С. Ничипоренко [16] з використанням розрахунково-програмного комплексу, що реалізує положення теорії пластичного стану із застосуванням схеми моментів МКЕ і кроково-ітераційного алгоритму, також досліджували взаємодію палі з обводненим просідаючим ґрунтом. При таких уточнених моделях отриманий характер роботи паль, близький до дійсного.

С.М. Клепиков й А.О. Васильківський досліджували НДС просідаючого ґрунту при різних контурах областей замочування [3], 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.

Варто визнати цікавими роботи закордонних авторів [17-18], що моделюють деформації ґрунту при розробці тунелів. У роботі [18] використана упругопластична модель основи, а в [17] – в'язко-пластична модель. Розрахунок основи виконується за допомогою метода кінцевих елементів.

У роботі С.М. Клепикова і А.І. Маркова [19] 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.

У роботі [20] В.В. Шкода досліджував НДС бескаркасної будівлі по двовимірній моделі. Просідаючі впливи основи також задавались самоврівноваженою системою сил, яка представляла собою як би опорні реакції умовно виділеної області (рис. 1.1).

Для одного кінцевого елемента області замочування сили визначаються по формулі:

$$N_x = \delta \cdot b \cdot \sigma_x \cdot \frac{E_e - E_B}{E_e} \quad (1.1)$$

$$N_z = \delta \cdot b \cdot \sigma_z \cdot \frac{E_e - E_B}{E_e} \quad (1.2)$$

де  $N_x$ ,  $N_z$  – горизонтальні і вертикальні сили, які відповідають одному кінцевому елементу, кН;

$a$ ,  $b$ ,  $\delta$  – відповідно ширина, висота і товщина елемента, м;

$\sigma_x$ ,  $\sigma_z$  – побутові горизонтальні і вертикальні напруги в ґрунті, кН/м<sup>2</sup>;

$$\sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_z \quad (1.3)$$

$E_e$ ,  $E_B$  – модулі деформації ґрунту, відповідно, природньої вологості і в замоченому стані, кН/м<sup>2</sup>;

$\mu$  – коефіцієнт Пуасона ґрунту.

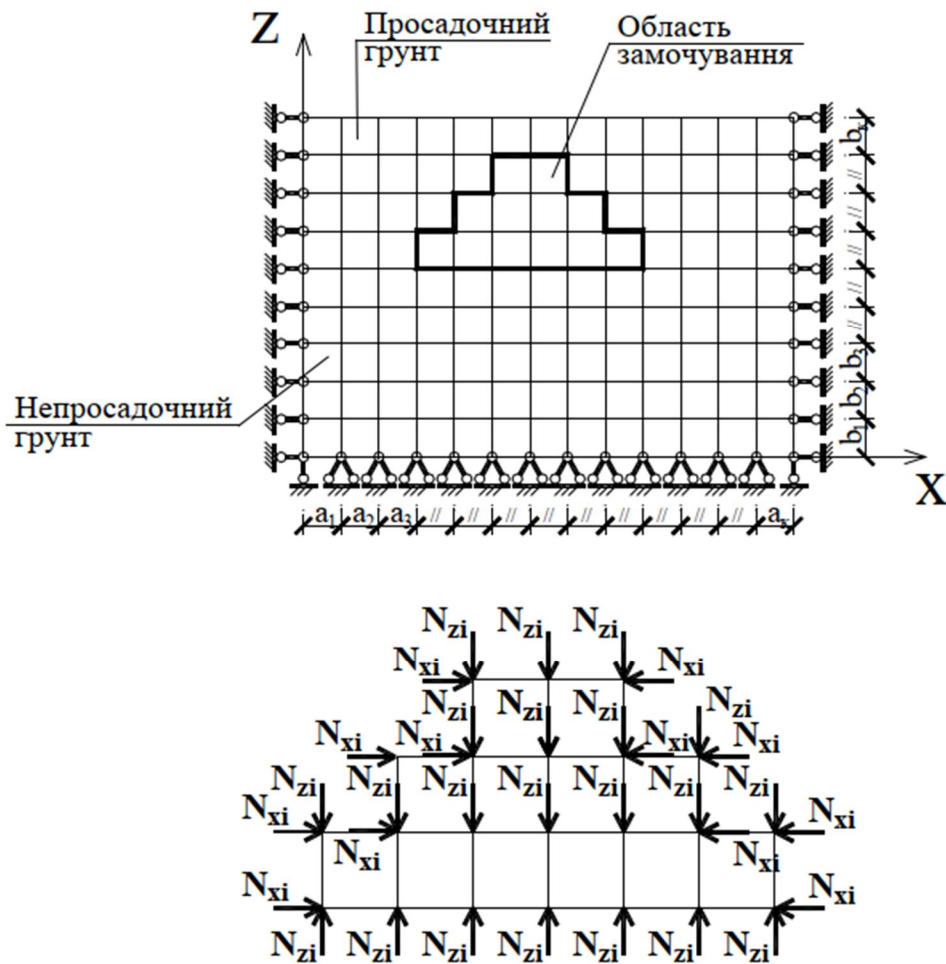


Рисунок 1.1 – Розрахункова модель основи.

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.



В роботі [21] приведена методика розрахунку будівель на одночасну дію просадки основи та сейсмічних дій у єдиній постановці. Розрахункова модель будівлі представлена у вигляді составних стержнів, де використана теорія просторової деформації составних стержнів, які складаються із тонкостінних стовпів відкритого профілю.

Розглянемо методи розрахунку системи "будівля-основа" які застосовувалися при діючих нормах [23]. Мали застосування два види розрахункових моделей "будівля-основа".

У схемі першого виду, яка застосовувалася при ґрунтових умовах першого типу просадки, основа представлена моделлю змінного коефіцієнта жорсткості. Нерівномірність жорсткості основи, обумовлена обводнюванням ґрунту, визначається за даними інженерно-геологічних вишукувань. Розрахунок виконується на навантаження від будинку.

Для ґрунтових умов II типу просадки застосовувалася розрахункова модель, у якій жорсткість основи приймається однакової величини по всій довжині будівлі [23].

$$C_{II} = \frac{C}{1 + \frac{l_{np}}{l_{oc}}} \quad (1.4)$$

де  $C$  - жорсткість не обводненої основи;

$l_{np}$  - середня відносна деформація ґрунту при осіданні його від власної ваги;

$l_{oc}$  - середня відносна деформація ґрунту при навантаженні від фундаменту в межах зони стиску.

Значення жорсткості при цьому знижується в 6-12 разів щодо не обводненої основи. Але таке різке зниження жорсткості основи викликає сумнів, особливо при наявності потужної ґрунтової подушки й тільки локальному обводнюванню основи.

Ще одним недоліком такої розрахункової моделі було неврахування стадійності розвитку осідання, відсутність алгоритму вибору найбільш небезпечного положення області замочування щодо будівлі й неврахування

непружної роботи основи і конструкції будівлі. Отже, необхідно було якось враховувати ці впливи.

При розрахунку на горизонтальні впливи до підшви фундаменту прикладаються сили, рівні граничним величинам зсуву фундаменту по ґрунту. Такий розрахунок дає досить великі зусилля при роботі на розтяг, особливо у фундаментно-підвальної частині. На практиці ушкодження нижньої частини будівлі спостерігаються відносно рідко.

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

Варто оцінити можливість використання розрахункових моделей із двовимірною областю основи. Застосування таких моделей знімає проблеми розрахунку на горизонтальні впливи, обліку розподільної здатності основи, контуру просадочної воронки й багато чого іншого. У рамках цієї моделі можливий також облік нелінійної роботи ґрунту й послідовності розвитку осідання. Але результати розрахунку є загальними.

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.

Простежимо вирішення цього питання іншими авторами й при інших типах складних ґрунтових умов.

Найбільш значними варто визнати роботи О.П. Пшеничкіна [24, 25]. Автор розглядає основу як випадкове поле осідань. Розрахунок будівлі виконується послідовно, в три етапи.

На першому етапі будівля розраховується як багатозв'язкова призматична оболонка, що лежить на стохастиній основі, яке описується рівнянням:

$$y^{IV}(\xi, t) - 2r^2(t) \cdot y^{III}(\xi, t) + S^4 \cdot y(\xi, t) = q(\xi, t) \quad (1.5)$$

де  $r^2(t)$ ,  $S^4(t)$  - випадкові величини;

$y(\xi, t)$ ,  $q(\xi, t)$  - випадкові функції.

На другому етапі розрахунку визначаються зусилля взаємодії між поздовжніми й поперечними стінами, умови їх рівноваги й рівності спільних деформацій, перевіряється міцність стиків.

На третьому етапі поздовжні стержні розраховуються як основні, що лежать на стохастній основі. Таким чином, імовірнісний розрахунок дозволяє робити проектування будинків з урахуванням випадкових факторів.

У роботах О.І.Козачевського, О.Л. Пекарського [26] розглядаються питання розрахунку й проектування крупнопанельних будівель у складних інженерно-геологічних і ґрунтових умовах будівництва з урахуванням непружних властивостей матеріалів конструкцій і основи. Елементом основної системи є плоска панель, що представляє собою пластину із прорізами та без них, що у процесі розрахунку замінюється шарнірно-стержневою системою, що розраховується з використанням реальних діаграм роботи матеріалу.

Виконано кілька досліджень для аналізу НДС системи "будівля-основа" у роботах І.Ю.Дежина, Ю.Н.Музиченко, Я.Д. Гільмана [27]. Для розрахунку безкаркасних будівель застосований метод послідовних наближень. При цьому будівлю апроксимовано балковою або рамною розрахунковою моделлю. Це рішення було б точніше, якби враховувалася зміна жорсткості основи при замочуванні.

В.Г. Кравцовим [28] 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 [29-32] виконані дослідження аналізу НДС системи «основа - споруда», вдосконалені методи моделювання ґрунтових основ, що взаємодіють із спорудою, що деформується.

В.А. Банах у своїх статтях [34-36] 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 [38] 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 роботах О.Г. Шашкіна і К.Г. Шашкіна [39-40] 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 [39] 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 [41-42] досліджується прогнозування осадок і кренів фундаментів на водонасиченій порохняно-глинистій основі, що перебуває під впливом змінного в часі навантаження.

В роботі [43] увага приділена особливостям деформування слабких ґрунтів та основам моделювання взаємодії споруд і основ з використанням

програмного комплексу FEM models. Надаються і рекомендаціям по підвищенню надійності будівель, що зводяться в складних ґрунтових умовах.

У статті [45] 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.

Роботи О.С. Городецького, Я.О. Слободяна, В.А. Баженова [46-50] 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 урахувати стадійність замочування, місце розташування джерела замочування та інші фактори.

### **1.3 Розгляд стану існуючих лікарень та амбулаторій медичної галузі в містах України**

В Україні діє документ ДБН В.2.2-10-2001 "Будинки та споруди. Заклади охорони здоров'я" [51]. Цей документ регламентує норми проектування будівництва/реконструкції медичних установ. З моменту виходу цього документа минуло майже 20 років. Досить багато, особливо з огляду на те, як змінилися за цей час люди, суспільство, технології.

З 1 квітня 2019 року набрали чинності нові будівельні норми щодо обов'язкового створення безбар'єрного простору в Україні для маломобільних груп населення – ДБН В.2.2-40:2018 «Будинки і споруди». Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення»[52]. Зрозуміло що більшість лікарень, які були збудовані в минулому столітті не відповідають цим нормам. Більшість з них не мають належних пандусів, спеціальних підйомників та інших засобів доступності для людей з порушеннями опорно-рухового апарату.

З 1 січня 2021 року для того, щоб підписати договір з Національною службою здоров'я України, медичний заклад має подати скановану копію документа, що підтверджує доступність медичних закладів для осіб з інвалідністю та інших маломобільних груп населення відповідно до будівельних норм і правил, виданого фахівцем з питань технічного обстеження будівель та споруд, який має відповідний кваліфікаційний сертифікат. Більшість будівель закладів охорони здоров'я побудовані у минулому столітті, і тому зовсім не відповідають зазначеним будівельним нормам щодо інклюзивності. Тому у більшість закладів охорони здоров'я виникла проблема з проведенням технічного обстеження та отримання такого сертифікату. Витрати на проведення обстеження та отримання сертифікату відповідності складають у середньому за один об'єкт Центру первинної медико-санітарної допомоги від 2,5 до 15 тис грн. Оскільки таких об'єктів у Центру декілька, то загалом по ЦПМСД таке обстеження може складати більше 100-150 тис грн. Також значних коштів потребують обстеження та реконструкція будівель, в яких знаходяться стаціонарні відділення, що не мають ні підйомників, ні ліфтів, ні туалетів для осіб з інвалідністю та маломобільних груп населення. Слід

звернути увагу, що переважна більшість медичних закладів підпадає під реконструкцію або капітальний ремонт, і потребує виготовлення проектно-кошторисної документації. А на це також необхідні додаткові кошти на виготовлення проектно-кошторисної документації.

Слід зазначити, що в результаті проведення реформи місцевого самоврядування та територіальної організації влади відбуваються зміни адміністративно-територіального устрою, які призведуть до реструктуризації мережі медичних закладів, передачі майна між органами місцевого самоврядування тощо. Зокрема, відбуватиметься передача з районного рівня медичних закладів, що надають первинну та вторинну медичну допомогу, на рівень сільських, селищних, міських територіальних громад. На цьому етапі є важливим збереження безперервності надання медичних послуг населенню, укладених декларацій між пацієнтами та лікарями і фінансування закладів охорони здоров'я. Тобто після місцевих виборів 25 жовтня 2020 року розпочався процес передачі будівель медичних закладів між органами місцевого самоврядування. Лише після цього нові власники зможуть визначити відповідність таких будівель вимогам доступності. Проте профінансувати з місцевих бюджетів проведення технічних обстежень будівель, виготовлення проектно-кошторисної документації, проведення реконструкції або капітальний ремонт будівель неможливо.

Асоціація міст України запропонувала НСЗУ на перехідний період при укладанні договорів про медичне обслуговування населення застосувати норму п.4.1 ДБН В.2.2-40:2018 [52], а саме: у разі, якщо в існуючих житлових та громадських будівлях і спорудах неможливо у повному обсязі забезпечити вимоги доступності, зручності, інформативності і безпеки для потреб осіб з інвалідністю, з урахуванням думки громадських об'єднань осіб з інвалідністю здійснюється їх розумне пристосування. Разом з цим Асоціація пропонує міністерству розробити державну програму та профінансувати з держбюджету приведення будівель медичних закладів до вимог доступності. Це відповідатиме ст. 142 Конституції України, згідно якої витрати органів

місцевого самоврядування, що виникли внаслідок рішень органів державної влади, компенсуються державою.

У 2020 році була ініційована програма «Велике будівництво». Метою програми було заявлено покращення транспортної, освітньої, соціальної та спортивної інфраструктури. Для початку в рамках програми Emergency, яка є важливою частиною президентського "Великого будівництва", були визначені лікарні, де запланували реконструювати приймальні відділення.

На першому етапі обласні держадміністрації визначили 212 установ охорони здоров'я, які склали оптимальні варіанти мереж багатопрофільних лікарень в кожному госпітальному окрузі. Потім цей список було затверджено Міністерством охорони здоров'я і в результаті Кабмін 15 січня 2020 року затвердив перелік опорних лікарень на період до 2023 року.

Головний критерій вибору опорних медустанов – ефективність функціонування госпітального округу. Таким чином, опорні лікарні повинні створити мережу по всій країні, яка гарантує забезпечення медичною допомогою населення, в тому числі екстреною медичною допомогою.

У програмі Emergency акцент робиться не тільки на ремонті і будівництві приймальних відділень, але й на їх якісному оснащення сучасною медичною апаратурою.

За час дії цієї програми було реконструйовано багато відділень та лікарень швидкої медичної допомоги, найпопулярніші з них: Вінницька лікарня швидкої медичної допомоги, приймальне відділення КНП «Міська лікарня екстреної та швидкої медичної допомоги» Запорізької міської ради, приймальне відділення КНП "Міська лікарня швидкої медичної допомоги" Миколаївській міській ради та інш.



## **2 ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ДОСЛІДЖЕННЯ**

### **2.1 Інженерно-геологічні умови майданчика**

На території амбулаторії загальної практики сімейної медицини за адресою: вул. Соборна, 105 в м. Гуляйполе Запорізької області центром інженерних вишукувань ТОВ «Геобест» в квітні 2021 р. виконані інженерно-геологічні вишукування [60].

В геоструктурному відношенні територія району розташована на Приазовському мегаблоці Українського щита. В геологічній будові району приймають участь докембрійські кристалічні утворення та товща осадових відкладів мезозой-кайнозойського віку. Поверхня кристалічного фундаменту нерівна, хвиляста, глибина залягання на відносно невеликих ділянках різко змінюється [60].

Практичний інтерес в інженерно-геологічному відношенні в районі вишукувань мають відклади четвертинної системи, які представлені легкими суглинками з карбонатними включеннями [60]. Також відмічається на досліджуваній ділянці розповсюдження сучасних техногенних відкладів, що утворилися в результаті господарської діяльності людини й з кожним роком мають усе більше практичне значення.

Згідно фізико-географічної карти України, досліджувана ділянка належить до Східноєвропейської рівнини, Степової зони, Північностепової підзони, приурочена до Лівобережнодніпровсько-Приазовського краю, розташовуючись в межах Кінсько-Ялинської низовинної області [60].

Рельєф поверхні ділянки злегка пологий, з регіональним ухилом в східному напрямку в бік річки Гайчур [60]. Ділянка інженерно-вишукваних робіт по сукупності факторів, вказаних в додатку Ж [61] відноситься до II (середньої складності) категорії інженерно-геологічних умов. Досліджувана товща ґрунтів за генезисом, номенклатурною ознакою і властивостям,

відповідно до вимог [62] розділена на інженерно-геологічні елементи, у межах яких товща є статично однорідною за складом та властивостями.

Розрахункові значення показників фізико-механічних властивостей досліджуваних шарів приведені в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Фізико-механічні властивості досліджуваних шарів

№ ІГЕ	Найменування	Глибина, м	Потужність, м	$\gamma / \gamma_{ск}$ , т/м <sup>3</sup>	$R_0 / R_B$ , кПа	$E/E_B$ , МПа	$\varphi / \varphi_0$ , град	$C/C_B$ , кПа
1	Насипний ґрунт з включенням будівельного сміття	1,4-2,2	1,4...2,2					
2	Суглинок легкий, твердий, світло-коричневого кольору, з включенням карбонатів	5,2...6,2	3,8...4,0	1,72 1,44	372 189	13,0 7,0	21 17	16,0 11,0
3	Суглинок легкий, тугопластичний, коричнево-бурого, з включенням карбонатів	7,2...8,8	2,0...2,6	1,87 1,48	193	8,0	18	13,0

Насипний ґрунт (ІГЕ-1) відсипаний без ущільнення, неоднорідний, пухкий [60]. Згідно з таблицею Е4 додатку Е [63] розрахунковий опір ( $R_0$ ) для ІГЕ-1 прийнятий рівним 90 кПа.

Лесоподібні ґрунти у природних умовах залягання відносяться до І типу ґрунтових умов по просіданню (проявляють просадні властивості при навантаженнях, які перевищують побутові). Величина сумарної просадки по ІГЕ-2 складає до 5 см [60]. Загальна потужність просадної товщі становить близько 4,0 м. Середній початковий просадний тиск для ІГЕ-2 становить 150 кПа [60]. Ґрунти ІГЕ-3 у зв'язку з природною змочуваністю просадними властивостями не володіють [60]. Нормативна середньо багаторічна глибина сезонного промерзання ґрунтів становить 0,9 м.

Ґрунти за найгіршими показниками згідно [64] середньо агресивні до бетону марки W4 та неагресивні до залізобетонних конструкцій.

## **2.2 Характеристика будівлі**

В адміністративному відношенні існуюча будівля знаходиться в центрі міста Гуляйполе по вул.. Соборна всередині міської території, яка обмежена вул.. Шевченка та вул.. Базарна.

Будівля «Амбулаторія загальної практики сімейної медицини» знаходиться за адресою: вул.. Соборна, 105. Згідно технічного паспорту БТІ будівля амбулаторії зведена в 1967 р. Існуюча будівля – двоповерхова, з частково розташованим під будівлею підвалом та горищем на всю площу будівлі. Загальні види амбулаторії зі сторони головного, дворового та бокових фасадів будівлі приведені на рис. 2.1...2.4.

Будівля амбулаторії П-подібної форми за планом. Загальні габаритні розміри будівлі за планом складають 38,56x17,74 м (див. Плакати). Висота приміщень підвалу від рівня чистої підлоги до низу несучих конструкцій перекриття складає 2,55 м. Висота приміщень 1-го і 2-го поверхів від рівня чистої підлоги до низу несучих конструкцій (плити перекриття) складає 3,0 м.

Конструктивна схема двоповерхової будівлі – безкаркасна. Будівля складається із трьох залежних друг від друга відсіків, які утворюють за планом букву «П». Посередині розташований відсік з поздовжніми зовнішніми та внутрішньою стінами із кам'яних матеріалів, на які спираються збірні плити перекриття. До торців цього відсіку симетрично з двох сторін примикають два інших відсіки будівлі без улаштування деформаційних швів. Довжина цих відсіків більше ширини відсіку, який розташований посередині будівлі. В цих відсіках несучими являються поздовжні зовнішня та внутрішні стіни із кам'яних матеріалів, на які спираються збірні плити перекриття



Рисунок 2.1 – Загальний вид будівлі зі сторони головного фасаду



Рисунок 2.2 – Загальний вид будівлі бокового фасаду зліва від головного входу.



Рисунок 2.3 – Загальний вид будівлі зі сторони дворового фасаду.



Рисунок 2.4 – Загальний вид будівлі зі сторони бокового фасаду справа від головного входу..

Несуча здатність будівлі забезпечується подовжніми зовнішніми і внутрішніми стінами кожного відсіку, які виконані із кам'яних матеріалів, збірними плитами перекриття, дерев'яними поздовжніми рамами кожного відсіку та кроквяними балками покриття.

### 2.3 Характеристика конструктивних елементів

Нижче наведемо стисло характеристику основних конструктивних елементів будівлі амбулаторії.

Основа - так як будівля зводилася до 70-х років минулого сторіччя, то при підготовці основи на той час не передбачалося спеціальних заходів щодо усунення просадних властивостей ґрунтів.

Фундаменти під подовжніми та поперечними стінами будівлі виконані стрічковими із монолітного бетону. Для обстеження фундаментів проводились шурфування в характерних місцях будівлі. Схеми розташування шурфів та розрізи по ним приведені в додатку А.

Для визначення габаритних розмірів та глибини закладення фундаментів стін в підвалі будівлі виконано два шурфи. Результати обмірів фундаментів приведені в табл. 2.2.

Для визначення габаритних розмірів та глибини закладення фундаментів стін на 1-му поверсі будівлі від поверхні землі на рівні вимощення виконані три шурфи. Результати обмірів фундаментів, що шурфувалися, приведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.2 – Результати обмірів фундаментів в підвалі

№ шурфа	Стіна в підвалі	Ширина стрічки, мм	Висота, мм	Ширина підшви, мм	Висота, мм	Глибина заклад., м
1	Подовжня по ряду В	1150	370	1410	300	-3,38



2	Подовжня по ряду Б	780	670	-	-	-3,38
1	Поперечна по вісі 3	840	370	1100	300	3,38

Таблиця 2.3 – Результати обмірів фундаментів на 1-му поверсі

№ шу рфа	Стіна в підвалі	Ширина стрічки, мм	Висота, мм	Ширина підосви, мм	Висота, мм	Глибина заклад., м
3	Поперечна по ряду Г	730	1400	-	-	-2,27
4	Подовжня по вісі 8	630	1300	1030	400	-2,47
5	Поперечна по ряду А	650	1300	990	400	-2,47

Зовнішні стіни в підвалі будівлі виконані із керамічної цегли з товщиною кладки 510 мм та монолітного залізобетону товщиною 700 мм. Поверхні всередині приміщень оздоблені цементно-піщаною штукатуркою та пофарбовані на різну висоту (рис. 2.5). На висоту 380...400 мм над підлогою виступають фундаменти із монолітного залізобетону (рис. 2.6). Товщина фундаментів в цьому місці складає 940 мм та 1070 мм.

Перегородки в приміщеннях підвалу виконані із керамічної цегли з товщиною кладки 120 мм. Внутрішні поверхні перегородок оздоблені цементно-піщаною штукатуркою та покриті вапняною побілкою або пофарбовані (рис. 2.7).

Плити перекриття в приміщеннях підвалу виконані із збірних залізобетонних плит з круглими порожнечами. Плити спираються на подовжні стіни по рядах Б і В (див. Плакати). Довжина плит складає 5,7 м, ширина – 0,8 м. Поверхні плит оздоблені вапняною побілкою (рис. 2.8).

Сходи в приміщенні підвалу виконані із збірного залізобетону (рис. 2.9). Сходи складаються із двох маршів з проміжним майданчиком. Ширина сходів складає 990 мм.

Двері в приміщеннях підвалу виконані із дерев'яних матеріалів (див. рис. 2.7). Вхідні двері в підвал виготовлені із металевих профілів. Вхід в приміщення підвалу із сходів облаштований сталевими ґратами (див. рис. 2.9).

Підлога в приміщеннях підвалу виготовлена із монолітного бетону (рис. 2.10).



Рисунок 2.5 – Технічний стан зовнішніх стін в підвалі по ряду Б.



Рисунок 2.6 – Ділянки зовнішніх стін по ряду В із монолітного бетону.



Рисунок 2.7 – Технічний стан перегородок в підвалі.



Рисунок 2.8 – Технічний стан плит перекриття в підвалі.



Рисунок 2.9 – Технічний стан сходів в приміщення підвалу.



Рисунок 2.10 – Технічний стан підлоги в приміщеннях підвалу.

Зовнішні стіни на 1-2-ому поверхах будівлі виконані із силікатної цегли з товщиною кладки 510 мм. Зовні поверхні стін оздоблені утеплювачем із мінераловатних плит товщиною 100 мм, пластиковою сіточкою, захищені цементно-клейовим розчином та пофарбовані (див. рис. 2.1...2.4). Поверхні стін всередині приміщень оздоблені вапняно-піщаною штукатуркою та покриті вапняною побілкою, фарбою, паперовими шпалерами або керамічними плитками (рис. 2.11, рис. 2.12). З урахуванням оздоблення загальна товщина зовнішніх стін складає 630...650 мм.

Внутрішні стіни в приміщеннях 1-2-го поверхів виконані із силікатної цегли з товщиною кладки 380 мм. Поверхні стін оздоблені вапняно-піщаною штукатуркою та покриті вапняною побілкою, фарбою, паперовими шпалерами або керамічними плитками (рис. 2.13...2.14). З урахуванням оздоблення загальна товщина зовнішніх стін складає 420...450 мм.

Перегородки в приміщеннях 1-2-го поверхів виконані із силікатної цегли з товщиною кладки 120 мм. Поверхні перегородок оздоблені вапняно-піщаною штукатуркою та покриті вапняною побілкою, фарбою, паперовими шпалерами або керамічними плитками (див. рис. 2.11). З урахуванням оздоблення загальна товщина перегородок складає 160 мм. В деяких службових приміщеннях встановлені перегородки товщиною 80 мм із дерев'яних елементів, а в коридорі – перегородка із металопластикових профілів товщиною 80 мм.

Плити перекриття над 1-м і 2-м поверсі виконані із збірних залізобетонних плит з круглими порожнечами. Ширина плит перекриття складає від 0,8 м до 1,2 м. Прольоти збірних залізобетонних плит складають від 3,3 м до 6,3 м. Спираються плити перекриття на зовнішні та внутрішні подовжні стіни умовно трьох залежних відсіків (див. Плакати). Товщина цих стін складає відповідно 510 мм та 380 мм. Поверхні плит в основному оздоблені вапняною побілкою (рис. 2.15), але є приміщення в яких поверхня плит пофарбована (рис. 2.16).

Сходова клітина для сполучення між 1-м та 2-м поверхами розташована посередині будівлі. Ширина сходової клітини складає 2,82 м (див. Плакати). Виготовлені сходи в вигляді двох збірних залізобетонних маршів з проміжним

майданчиком (рис. 2.17). Ширина сходового маршу складає 1360 мм, сходинок шириною 300 мм, висотою 150 мм.

Евакуаційні сходи встановлені на дворовому фасаді будівлі (рис. 2.18). Ширина сходів складає 700 мм. Виготовлені косоури сходів із широкоштабової сталі перетином 100x10 мм (ГОСТ 82-70). Проступи сходів виготовлені із двох стрижнів із круглої сталі діаметром 16 мм (ГОСТ 2590-2006). Сходи примикають до майданчика шириною 700 мм і довжиною 2500 мм (див. Плакати). Майданчики сходів облаштовані огорожею висотою 1000 мм із стрижнів круглої сталі перетином 20 мм (ГОСТ 2590-2006).

Двері входу в службових приміщеннях виготовлені із дерев'яних брусків, які обшиті листами ДВП, а також в приміщеннях на 2-му поверсі встановлені двері із матеріалів МДФ. Двері головного входу в будівлю амбулаторії виготовлені із металопластикових профілів. Металопластикові двері встановлені на ганку входу зі сторони бокового фасаду, в приміщеннях санвузлів на 1-му та 2-му поверхах, а також виходи на майданчики евакуаційних сходів на 2-му поверсі будівлі.

Вікна в службових приміщеннях та коридорах будівлі виготовлені однокамерними із металопластикових профілів (див. рис. 2.1...рис. 2.4).

Підлога в службових кабінетах на 1-2-му поверхах будівлі в основному виготовлена із лінолеуму (рис. 2.19), в деяких кабінетах – із штучного паркету. В коридорах на 1-му поверсі підлога - із уламків керамічних плиток (рис. 2.20). В вестибюлі головного входу на 1-му поверсі та в санвузлах підлога – із керамічних плиток. В приміщеннях коридорів на 2-му поверсі підлога – із лінолеуму (рис. 2.21).

Покриття над будівлею виконано із дерев'яних елементів. Внутрішні несучі стіни кожного умовного відсіку будівлі виступають на 700 мм від рівня верха перекриття 2-го поверху. По цим стінам товщиною 380 мм укладений мауерлат із дерев'яного бруса перетином  $V \times H = 100 \times 100$  мм (рис. 2.22). На мауерлати встановлені подовжні рами із дерев'яних елементів (рис. 2.23). Висота рами складає 2910 мм від верху мауерлату до верху подовжньої балки. Перетин подовжньої балки рами виконано із бруса  $V \times H = 100 \times 200$  мм. Подовжня

балка рами спирається на дерев'яні стійки із бруса  $V \times H = 100 \times 100$  мм, які встановлені з кроком 2000...3150 мм (рис. 2.24). Зовнішні стіни кожного умовного відсіку виступають на 1300 мм від рівня верха перекриття 2-го поверху. По цим стінам товщиною 510 мм укладений мауерлат із дерев'яного бруса перетином  $V \times H = 100 \times 100$  мм. Нахильні кроквяні балки із брусів перетином  $V \times H = 60 \times 170$  мм спираються одним кінцем на балку подовжньої рами, а другим кінцем на мауерлати, які розташовані на зовнішніх стінах (рис. 2.25). Кроквяні балки встановлені з кроком 1100...1300 мм. Для зменшення прольоту кроквяні балки додатково облаштовані підкосами із бруса перетином  $V \times H = 100 \times 100$  мм та розпірками із бруса перетином  $V \times H = 60 \times 170$  мм (див. рис. 2.23...рис. 2.25).

Покрівля в будівлі – чотирьохскатна крутосхильна із листів АЦВ. По дерев'яним кроквяним балкам укладена решетування із брусків перетином  $V \times H = 60 \times 60$  мм (рис. 2.26). Крок установки решетування складає 500...600 мм. Виконана покрівля із зовнішнім неорганізованим водовідведенням атмосферних опадів (див. рис. 2.1...2.3).

Ганок головного входу в амбулаторію (рис. 2.27) відповідно до вимог [52] облаштований пандусом шириною 1200 мм із сталевих профілів. Конструкція пандусу довжиною 9700 мм має огороження з двох сторін із сталевих профілів. Пандус примикає до майданчика з розмірами в плані  $V \times H = 1600 \times 1600$  мм. Покриття ганку виконано із штучних бетонних плиток. Для підйому на ганок влаштовані сходи шириною 3450 мм. Висота підйому на ганок складає 900 мм. Конструкції ганку та сходів облаштовані огороженням із сталевих профілів.

Ганки входу з бокового фасаду будівлі справа від головного входу виконані із бетону з обрамленням сталевими профілями сходинок та майданчика (рис. 2.28). Висота підйому складає 700 мм. Ганок та сходи з однієї сторони облаштовані огороженням із сталевих профілів.

Вимощення навколо будівлі виконано із асфальтобетону. Ширина вимощення навколо будівлі складає 1,5 м.





Рисунок 2.11 – Технічний стан зовнішньої стіни, перегородки та вікна в приміщенні актового залу.



Рисунок 2.12 – Технічний стан зовнішньої та внутрішньої стін в приміщенні санвузла.



Рисунок 2.13 – Технічний стан внутрішньої стіни, дверей.



Рисунок 2.14 – Технічний стан внутрішніх стін в приміщенні санвузлу.



Рисунок 2.15 – Технічний стан перекриття оздобленого вапняною побілкою.



Рисунок 2.16 – Технічний стан перекриття оздобленого фарбою.



Рисунок 2.17 – Технічний стан сходової клітини



Рисунок 2.18 – Технічний стан евакуаційних сходів будівлі.

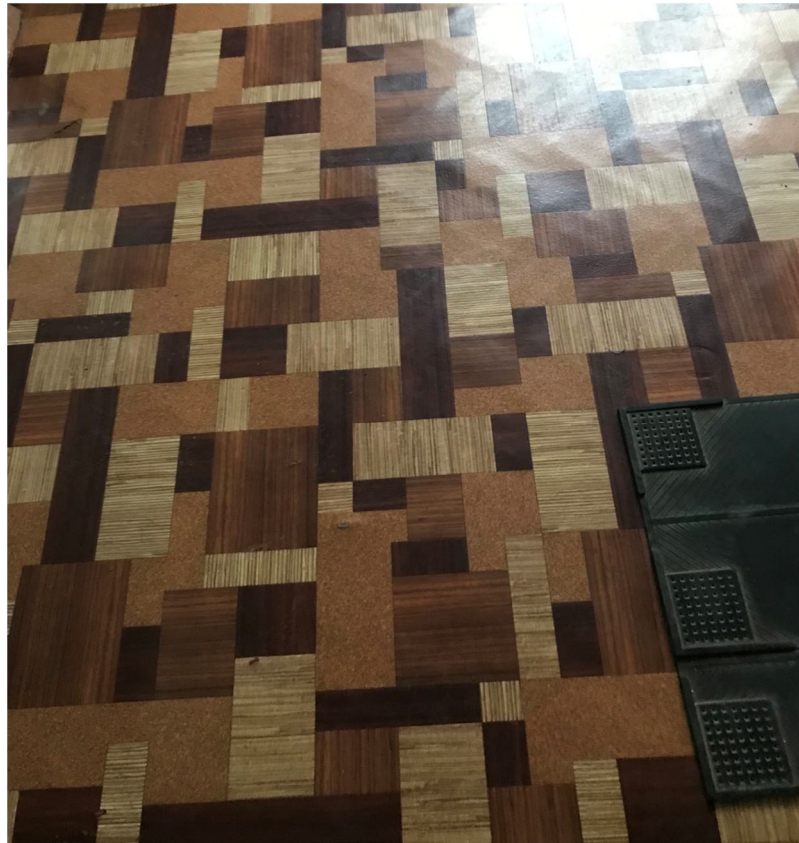


Рисунок 2.19 – Технічний стан підлоги із лінолеуму в кабінетах.



Рисунок 2.20 – Технічний стан підлоги із уламків керамічних плиток.



Рисунок 2.21 – Технічний стан підлоги із лінолеуму в коридорах.



Рисунок 2.22 – Технічний стан внутрішньої стіни та мауерлату.



Рисунок 2.23 – Технічний стан дерев'яних елементів покриття.



Рисунок 2.24 – Технічний стан подовжньої рами покриття.



Рисунок 2.25 – Технічний стан кроквяних балок з підкосами.



Рисунок 2.26 – Технічний стан решетування і листів АЦВ.





Рисунок 2.27 – Технічний стан ганку головного входу в будівлю.



Рисунок 2.28 – Технічний стан ганків входу з бокового фасаду будівлі.

## 2.4 Технічні обстеження конструкцій

Відповідно до вимог норм [55], [56] виконано обстеження технічного стану конструкцій амбулаторії ЗПСМ. При оцінці технічного стану обстежених конструкцій враховувалася їх здатність виконувати всі функції, передбачені нормативною та проектною документацією, протягом прогнозованого терміну експлуатації будівлі [55].

Технічний стан окремої будівельної конструкції згідно [55] характеризують однією з чотирьох категорій.

Нормальний (категорія 1) – фактичні зусилля в елементах та перерізах конструкції не перевищують допустимих за розрахунком, відсутні дефекти та пошкодження, які знижують несучу здатність та довговічність або перешкоджають нормальній експлуатації.

Задовільний (категорія 2) – за експлуатаційними якостями конструкція відповідає категорії технічного стану «1», але мають місце часткові відхилення від вимог проекту, дефекти або пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції або частково порушити вимоги другої групи граничних станів, що в конкретних умовах експлуатації конструкції не обмежує використання об'єкта за визначеним призначенням.

Потрібні заходи захисту конструкції та дотримання встановлених вимог щодо його використання.

Не придатний до нормальної експлуатації (категорія 3) – конструкція не відповідає категоріям технічного стану «1» та «2» щодо несучої здатності або нормальної реалізації захисних функцій, але аналіз дефектів і пошкоджень з перевірними розрахунками виявляє можливість забезпечення її цілісності до проведення ремонту, підсилення або заміни.

Необхідно виконати ремонт, підсилення або заміну конструкції, а до завершення цих заходів використовувати об'єкт за обмеженим режимом експлуатації, контролюючи стан конструкції, навантаження та впливи.

Аварійний (категорія 4) – порушені вимоги першої групи граничних станів (або неможливо запобігти цим порушенням), і аналіз дефектів та пошкоджень з перевірними розрахунками показує неможливість гарантувати цілісність конструкції до проведення її ремонту, підсилення або заміни, або остаточно втрачена можливість нормальної реалізації захисних функцій конструкції.

Необхідно негайно виключити перебування людей в зоні можливого обвалення та/або вжити заходів, які унеможливають таке обвалення до проведення ремонту, підсилення або заміни конструкції або до ліквідації об'єкта.

Розглянемо більш детально результати візуального обстеження конструкцій амбулаторії ЗПСМ.

#### **2.4.1 Фасади будівлі**

При візуальному обстеженні фасадів будівлі встановлено:

- наклонна тріщина з шириною розкриття до 10 мм над вікном 1-го поверху в зовнішній стіні бокового фасаду справа від головного входу (рис. 2.29);

- вертикальна та горизонтальна тріщини з шириною розкриття до 10 мм на віконному простінку на рівні 1-го поверху на боковому фасаді справа від головного входу будівлі (див. рис. 2.29);

- других деформацій і дефектів, які знижують експлуатаційні якості, на конструкціях зовнішніх стін не виявлено.

В цілому, технічний стан фасадів будівлі знаходиться в задовільному стані (категорія «2»).

Всі виявлені тріщини в зовнішніх стінах будівлі є наслідком просадки основи ґрунту при його замочуванні в процесі експлуатації будівлі. Замочування основи ґрунтів можливе при витоку із мереж водовідведення при

розгерметизації стиків, а також із-за відсутності організованого водовідведення атмосферних опадів при експлуатації будівлі.

#### **2.4.2 Прилегла до будівлі територія**

При візуальному обстеженні території навколо будівлі встановлено:

- прилегла до будівлі територія зі сторони бокового фасаду зліва від головного входу має належне вертикальне планування, що усуває потрапляння атмосферних опадів під будівлю (див. рис. 2.2);

- прилегла до будівлі територія зі сторони дворового фасаду має вертикальне планування, що спосібствує потраплянню атмосферних опадів під основи ґрунтів будівлі, так як рівень земної поверхні знаходиться на одному рівні з вимощенням;

- прилегла до будівлі територія зі сторони бокового фасаду справа від головного входу також має вертикальне планування, що спосібствує потраплянню атмосферних опадів під основи ґрунтів будівлі, так як рівень земної поверхні знаходиться на одному рівні з вимощенням;

- зруйноване вимощення навколо будівлі зі сторони головного входу (2.30).

- зруйноване вимощення навколо будівлі зі сторони бокового фасаду зліва від головного входу.

- зруйноване вимощення навколо будівлі зі сторони бокового фасаду справа від головного входу.

- практична відсутність вимощення навколо будівлі зі сторони дворового фасаду.

В цілому, технічний стан прилеглої до будівлі території, за винятком території розташованої на боковому фасаді зліва від головного входу, знаходиться в непридатному для нормальної експлуатації стані (категорія «3»).

Технічний стан вимощення з усіх сторін будівлі знаходиться в непридатному для нормальної експлуатації стані (категорія «3»).

Для усунення виявлених недоліків необхідно провести наступні заходи:

- демонтувати залишки існуючого вимощення навколо будівлі та влаштувати нове вимощення навколо будівлі шириною до 2,0 м;
- провести випробування мережі внутрішньої дворової каналізації будівлі на можливий витік стоків із-за розгерметизації стиків мережі.

#### **2.4.3 Приміщення підвалу будівлі**

При візуальному обстеженні приміщень, які розташовані в підвалі будівлі, встановлено:

- замочування ділянки плит перекриття та зовнішньої стіни по ряду Б (рис. 2.31);
- руйнування оздоблення зовнішньої стіни в результаті замочування атмосферними опадами (див. рис. 2.31) внаслідок відсутності водовідведення з покрівлі над головним входом будівлі;
- руйнування цементно-піщаної штукатурки на куті стін по ряду Б та вісі 3;
- замочування плит перекриття з оголенням арматури у стіни по ряду Б внаслідок відсутності водовідведення з покрівлі над головним входом будівлі;
- замочування плит перекриття внаслідок протікання внутрішньої мережі каналізації;
- завалення проходу в приміщення підвалу залишками будівельних матеріалів та сміттям;
- тріщин і других дефектів, які знижують міцнісні показники, на зовнішніх і внутрішніх стінах, перегородках та плитах перекриття не виявлено.

Таким чином, технічний стан зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок, плит перекриття в приміщеннях підвалу на момент обстеження - задовільний (категорія «2»).

Для усунення виявлених недоліків необхідно провести наступні заходи:

- розробити проект по водовідведенню атмосферних опадів з покрівлі і ганку головного входу для унеможливлення попадання вологи на конструкції підвалу;

- відремонтувати або замінити внутрішні інженерні мережі водовідведення для унеможливлення попадання вологи на конструкції плит перекриття і стін підвалу;

- звільнити проходи в приміщення підвалу від залишків будівельних матеріалів та сміття для запобігання пожежної небезпеки;

- провести поточний ремонт по відновленню експлуатаційної придатності конструкцій приміщення підвалу.

#### **2.4.4 Приміщення 1-го поверху будівлі**

При візуальному обстеженні приміщень, які розташовані на 1-му поверсі будівлі, встановлено:

- вертикальну тріщину з шириною розкриття до 3 мм (рис. 2.33) у внутрішній стіні по вісі 7 правого відсіку будівлі, що є наслідком просадки основи ґрунту при його замочуванні в процесі експлуатації будівлі;

- у внутрішній стіні по вісі 7 вертикальну тріщину з шириною розкриття до 3 мм (рис. 2.34), яка переходить у розкриття швів до 5 мм між плитами перекриття, що також є наслідком просадки основи ґрунту при його замочуванні в процесі експлуатації будівлі;

- тріщин і других дефектів, які знижують міцнісні показники, на зовнішніх і внутрішніх стінах, перегородках та на збірних плитах перекриття не виявлено;

- деформацій і других дефектів, які знижують експлуатаційні якості, на конструкціях вікон, дверей та підлоги не виявлено;

Таким чином, технічний стан конструкцій зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок, збірних плит перекриття, вікон, дверей та підлоги на момент обстеження – задовільний (категорія «2»).

Вказані дефекти конструкцій розташовані в приміщеннях, які знаходяться в правому відсіку від головного входу в будівлю. Всі виявлені тріщини є наслідком просадки основи ґрунту при його замочуванні в процесі експлуатації

будівлі. Замочування основи ґрунтів є наслідком витіку із мереж каналізації при розгерметизації стиків (термін експлуатації будівлі складає більше 50 років), а також із-за відсутності організованого водовідведення атмосферних опадів при експлуатації будівлі.

Службі експлуатації будівлі необхідно на всіх вказаних вище тріщинах встановити маяки для контролю динаміки процесу утворення тріщин. Завести журнал, в якому періодично 1 раз в два місяця, або після сильних атмосферних опадів, знімати показники зміни утворення тріщин.

Для усунення виявлених недоліків необхідно провести наступні заходи:

- розробити проект по водовідведенню атмосферних опадів з покрівлі і ганку головного входу для унеможливлення попадання вологи на конструкції будівлі;

- розробити проект по вертикальному плануванню території навколо будівлі, в якому передбачити водовідведення атмосферних опадів від ґрунтів основи будівлі;

- провести випробування мережі внутрішньої дворової каналізації будівлі на можливий витік стоків із-за розгерметизації стиків мережі.

#### **2.4.5 Приміщення 2-го поверху будівлі**

При візуальному обстеженні приміщень, які розташовані на 2-му поверсі будівлі, встановлено:

- тріщину в шві між плитами перекриття в коридорі правого відсіку від головного входу;

- вертикальна тріщину в стіні по вісі 7 з переходом в тріщину в шві між плитами перекриття з шириною розкриття до 5 мм;

- вертикальна тріщину в стіні по вісі 7 з переходом в тріщину в шві між плитами перекриття на всю довжину коридору, і з переходом в похилу тріщину в стіні по вісі 6 з шириною розкриття до 5 мм (рис. 2.35, рис. 2.36);

- похила тріщину з шириною розкриття до 5 мм в стіні по вісі 7 з переходом в тріщину в шві між плитами перекриття, місцеве замочування шву між плитами перекриття (рис. 2.37);

- криволінійну тріщину в шві між плитами перекриття (рис. 2.38);

- вертикальну тріщину в торці внутрішньої стіни по вісі 6;

- похилу тріщину у внутрішній стіні по ряду В середнього відсіку будівлі;

- вертикальну тріщину з шириною розкриття до 3 мм у внутрішній стіні по ряду В;

- похилу тріщину з шириною розкриття до 6 мм у внутрішній стіні по ряду В;

- тріщин та других дефектів, які знижують міцнісні показники, на зовнішніх і внутрішніх стінах, перегородках та збірних плитах перекриття не виявлено;

- дефектів, які знижують експлуатаційні якості, на конструкціях вікон, дверей та підлоги не виявлено.

Таким чином, технічний стан конструкцій зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок, плит збірного перекриття, конструкцій вікон, дверей, підлоги на момент обстеження – задовільний (категорія «2»).

Вказані дефекти конструкцій в основному розташовані в приміщеннях, які знаходяться в правому відсіку будівлі, причому у внутрішніх стінах та перекритті коридору. Всі виявлені тріщини є наслідком просадки основи ґрунту при його замочуванні в процесі експлуатації будівлі. Замочування основи ґрунтів є наслідком витоку із мереж каналізації при розгерметизації стиків (термін експлуатації будівлі складає більше 50 років), а також із-за відсутності організованого водовідведення атмосферних опадів при експлуатації будівлі.

Для усунення виявлених недоліків необхідно провести наступні заходи:

- розробити проект по водовідведенню атмосферних опадів з покрівлі і ганку головного входу для унеможливлення попадання вологи на конструкції будівлі;



- розробити проект по вертикальному плануванню території навколо будівлі, в якому передбачити водовідведення атмосферних опадів від ґрунтів основи будівлі;

- провести випробування мережі внутрішньої дворової каналізації будівлі на можливий витік стоків із-за розгерметизації стиків мережі.

## 2.4.6 Конструкції покриття будівлі

При візуальному обстеженні елементів покриття будівлі встановлено:

- масове намокання дерев'яних конструкцій через пошкодження покрівлі із листів АЦВ (див. рис. 2.37);
- гниття елементів подовжньої рами покриття (див. рис. 2.36);
- масове намокання решетування через пошкодження покрівлі (див. рис. 2.35);
- на несучих стінах покриття ділянки мауерлатів, які пошкоджені цвільлю та гниттям;
- місцеві протікання покрівлі через руйнування листів АЦВ;
- відсутність організованого відведення атмосферних опадів з покрівлі будівлі.

Таким чином, технічний стан конструкцій покриття на момент обстеження знаходиться в непридатному для нормальної експлуатації стані (категорія «3»).

Для усунення виявлених недоліків необхідно провести наступні заходи:

- демонтувати існуючі дерев'яні конструкції покриття та покрівлю, так як через гниття несучих елементів, вони не мають належного терміну довговічності;
- запроектувати та влаштувати по несучим стінам будівлі монолітний залізобетонний пояс для обпирання нових конструкцій покриття;
- запроектувати та влаштувати нові конструкції покриття із дерев'яних елементів;
- запроектувати та влаштувати нову покрівлю будівлі із сучасних елементів (наприклад, із металочерепиці);
- при влаштуванні нових конструкцій покриття передбачити організоване відведення атмосферних опадів з покрівлі і унеможливити попадання вологи конструкції будівлі.



Рисунок 2.29 – Тріщини в зовнішній стіні бокового фасаду будівлі.



Рисунок 2.30 – Зруйноване вимощення зі сторони головного фасаду будівлі



Рисунок 2.31 – Замочування плит перекриття та стіни по ряду Б.



Рисунок 2.32 – Замочування та оголошення арматури в плитах перекриття у стіни по ряду Б.



Рисунок 2.33 – Вертикальна тріщина у внутрішній стіні по вісі 7.



Рисунок 2.34 – Тріщина у внутрішній стіні та розкриття швів між плитами перекриття.



Рисунок 2.35 - Вертикальна тріщина в стіні по вісі 7 з переходом в тріщину у шві між плитами перекриття з шириною розкриття до 5 мм.

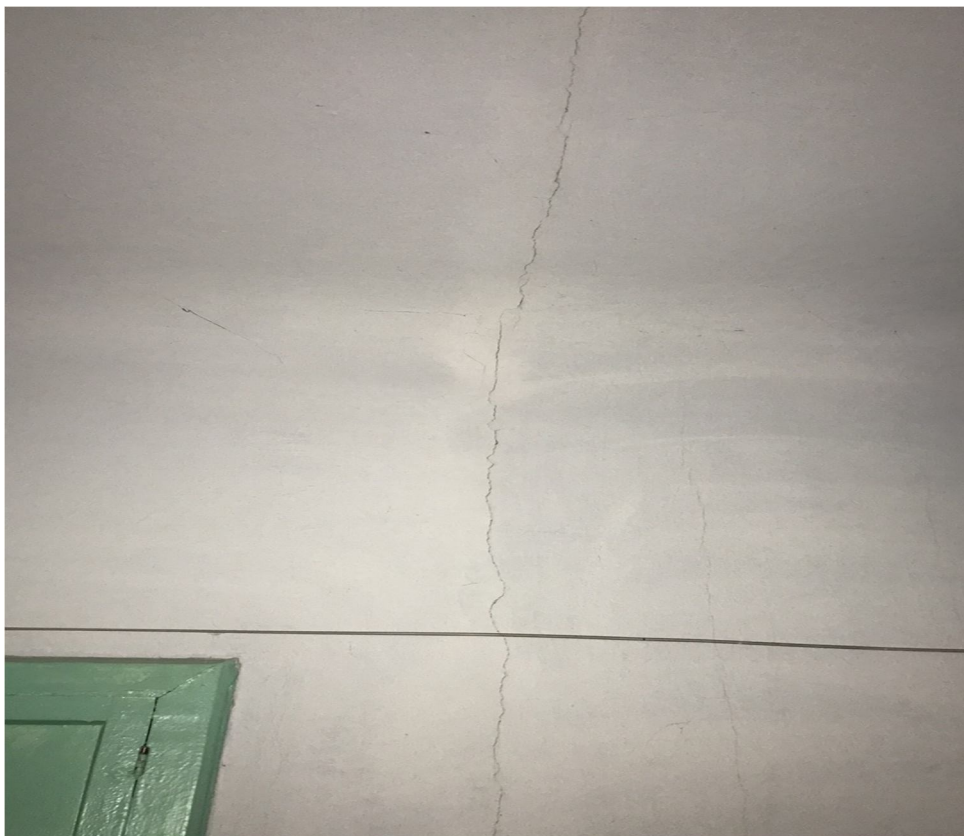


Рисунок 2.36 - Похила тріщина в стіні по вісі 6 з переходом в тріщину у шві між плитами перекриття з шириною розкриття до 5 мм.



Рисунок 2.37 - Похила тріщина в стіні по вісі 7 з переходом в тріщину у шві між плитами перекриття, замочування шву між плитами перекриття.



Рисунок 2.38 - Криволінійна тріщина у шві між плитами перекриття.

## 2.5 Характеристика реконструкції будівлі

По проекту реконструкції демонтуються існуюча вхідна група з центрального входу яка складається з сходів та пандусу для МГН, дві вхідні групи з бокового фасаду та вхідна група з заднього фасаду, які складаються з сходів з огороженням. Замість них влаштовуються нові вхідні групи з центрального входу та з бокових фасадів, які складаються з сходів з огороженням та пандуса для МГН та нова вхідна група з заднього фасаду, яка складається з сходів з огороженням (див. Додаток Б).

Також по проекту реконструкції ззвоні біля центрального входу виконується розширення приміщень та прибудова тамбуру, шляхом влаштування монолітних фундаментів з колонами, на які будуть монтуватись зовнішнє огороження з металопластикових вітражів, та балками покриття. Також влаштовуються фундаменти всередині приміщень 1-ого поверху для нових перегородок з газобетону (див. Додаток В).

По проекту реконструкції демонтується монолітна плита підлоги на відм. 0,000, та влаштовується нова монолітна плита підлоги на підготовлену основу (див. Додаток Г).

Для функціонального перепланування приміщень демонтуються всі існуючі перегородки із силікатної цегли, а також з дерев'яних елементів та із металопластикових профілів, та влаштовуються нові перегородки з газобетонних блоків (див. Додаток Д).

Також по проекту реконструкції в внутрішніх стінах будівлі пробиваються три нових дверних прорізів, також дев'ять існуючих прорізів розширюються та один віконний проріз в зовнішній стіні розширюється під дверний проріз, а також закладається декілька існуючих прорізів цеглою (див. Додаток Е).

Більш детальна характеристика проекту реконструкції будівлі приведена нижче.



## **2.5.1 Характеристика зовнішніх вхідних груп**

### **2.5.1.1 Вхідна група фасаду Г-А**

Вхідна група складається з стрічкового фундаменту з монолітного залізобетону. Ширина фундаменту 400 мм, глибина закладання -1,650 м від рівня підлоги 1-ого поверху, та висота 300 мм. Фундамент з'єднується з підпірної стінкою, з монолітного залізобетону, шириною 200 мм та висотою 1500 мм.

Монолітна плита ганку має габаритні розміри  $V \times H = 1900 \times 1700$  мм, товщина плити 120 мм.

Сходи ганку – виготовлені з монолітного залізобетону, мають розміри  $V \times H = 280 \times 160$  мм.

Пандус – з монолітного залізобетонну, має розміри  $V \times H = 11750 \times 1500$  мм. Ухил пандусу 10% (див. Додаток Б).

### **2.5.1.2 Вхідна група фасаду А-Г**

Вхідна група складається з стрічкового фундаменту з монолітного залізобетону. Ширина фундаменту 400 мм, глибина закладання -1,750 м від рівня підлоги 1-ого поверху, та висота 300 мм. Фундамент з'єднується з підпірної стінкою, з монолітного залізобетону, шириною 200 мм та висотою 1600 мм.

Монолітна плита ганку має габаритні розміри  $V \times H = 1915 \times 1700$  мм, товщина плити 120 мм.

Сходи ганку – виготовлені з монолітного залізобетону, мають розміри  $V \times H = 290 \times 135$  мм.

Пандус – з монолітного залізобетонну, має розміри  $V \times H = 10000 \times 1500$  мм. Ухил пандусу 10% (див. Додаток Б).

### 2.5.1.3 Вхідна група фасаду 1-8

Вхідна група складається з стрічкового фундаменту з монолітного залізобетону. Ширина фундаменту 400 мм, глибина закладання -1,850 м від рівня підлоги 1-ого поверху, та висота 300 мм. Фундамент з'єднується з підпірної стінкою, з монолітного залізобетону, шириною 200 мм та висотою 1550 мм.

Монолітна плита ганку має габаритні розміри  $V \times H = 3120 \times 1640$  мм, товщина плити 120 мм.

Сходи ганку – виготовлені з монолітного залізобетону, мають розміри  $V \times H = 280 \times 145$  мм.

Пандус – з монолітного залізобетонну, має розміри  $V \times H = 11375 \times 1240$  мм. Ухил пандусу 10% (див. Додаток Б).

### 2.5.1.4 Вхідна група фасаду 8-1

Вхідна група складається з монолітної плити ганку, яка має габаритні розміри  $V \times H = 3500 \times 1800$  мм, товщина плити 120 мм.

Сходи ганку – виготовлені з монолітного залізобетону, мають розміри  $V \times H = 220 \times 228$  мм (див. Додаток Б).

## 2.5.2 Характеристика прибудови тамбуру та розширення приміщень

Фундаменти під зовнішнє огороження запроектовані стрічковими із монолітного залізобетону з шириною опорної подушки  $V \times H = 600 \times 200$  мм та стінками розмірами  $V \times H = 400 \times 1025$  мм. Під залізобетонну колону фундамент передбачений стовпчастого типу з чотирма типорозмірами в плані:

1.  $V_1 \times V_2 \times H = 1000 \times 800 \times 200$  мм;
2.  $V_1 \times V_2 \times H = 1000 \times 660 \times 200$  мм;

3.  $V_1 \times V_2 \times H = 800 \times 660 \times 200$  мм;

4.  $V_1 \times V_2 \times H = 660 \times 660 \times 200$  мм.

Глибина закладання фундаментів складає 1,065 м. від рівня підлоги приміщень на відм. 0,000.

Зовнішнє огороження запроектоване з металопластикових вітражів.

Колони прибудови запроектовані з сталевих труб квадратного перерізу розмірами 120x120 мм з товщиною стінки 6 мм (ДСТУ 8940:2019).

Сталеві балки покриття запроектовані з гарячекатаних двутаврів №12 (ДСТУ 8768:2018), які приварюються до подовжніх сталевих балок з гарячекатаних двутаврів №24 (ДСТУ 8768:2018), які спираються на сталеві колони.

Покриття передбачено з профнастилу НС60-0,7 (ДСТУ 8802:2018) по сталевим балкам покриття (див. Додаток В).

### **2.5.3 Характеристика внутрішніх приміщень**

За проектом реконструкції передбачається влаштування нової плити підлоги з монолітного залізобетону товщиною 100 мм, окрім міст в яких розташовуються залізобетонні пустотні плити перекриття підвального поверху. Монолітна плита підлоги влаштовується на підготовлену основу з трамбованого щебня з расклінцовкою гранітним відсівом товщиною 200 мм.

Також влаштовуються нові фундаменти під нові перегородки.

Фундаменти запроектовані стрічковими із монолітного залізобетону розмірами  $V \times H = 300 \times 200$  мм.

Перегородки запроектовані з силікатної цегли з товщиною кладки 120 мм. Поверхні перегородок оздоблені вапняно-піщаною штукатуркою та покриті вапняною побілкою, фарбою, паперовими шпалерами або керамічними плитками. З урахуванням оздоблення загальна товщина перегородок складає 160 мм (див. Додаток Г, Додаток Д).

#### **2.5.4 Характеристика прорізів, що пробиваються**

По проекту реконструкції закладаються цеглою наступні прорізи: на першому поверсі – в зовнішній стіні по осі 3 дверний проріз розмірами  $V \times H = 1030 \times 2100$  мм та по ряду Б віконний проріз розмірами  $V \times H = 1160 \times 1500$  мм; у внутрішній стіні по осі 2 три дверних прорізів розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм, по осі 6 дверний проріз з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм та віконний проріз  $V \times H = 1160 \times 1500$  мм та по осі 7 дверний проріз з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм; на другому поверсі - у внутрішній стіні по осі 2 два дверних прорізів розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм, та по осі 7 три дверних прорізів розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм.

По проекту на першому поверсі у внутрішній стіні по осі 2 влаштовується один новий дверний проріз з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм, та один дверний проріз розширюється до розмірів  $V \times H = 2240 \times 2100$  мм; по осі 7 влаштовується два нових дверних прорізів з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм, та один дверний проріз розширюється до розмірів  $V \times H = 2240 \times 2100$  мм; у зовнішній стіні по ряду Б влаштовується три нових дверних прорізів з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм та дверний проріз  $V \times H = 4000 \times 2100$  мм, які утворюються шляхом розширення віконних прорізів; у зовнішній стіні по ряду В влаштовується новий дверний проріз з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм.

На другому поверсі у внутрішній стіні по осі 2 влаштовується один новий дверний проріз з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм; у внутрішній стіні по ряду В влаштовується два нових дверних прорізів з розмірами  $V \times H = 900 \times 2100$  мм.

Всі дверні прорізи, які влаштовуються, обрамляються сталевими профілями (див. Додаток Е).

## 3 РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ

### 3.1 Вибіркове розкриття закритих елементів перекриття

Для виконання перевірочних розрахунків конструктивної системи будівлі амбулаторії необхідно визначити реальні схеми завантаження існуючих перекриттів. Для досягнення поставленої задачі проведені вибіркові розкриття складу і товщини існуючих підлог на перекритті підвалу, 1-го та 2-го поверху будівлі. Місця розташування проведених розкриттів приведені в Додатку **Е**.

Для визначення складу і товщини елементів підлоги виконані розкриття в наступних місцях будівлі:

1 - в кабінеті за реєстратурою на 1-му поверсі (середній відсік будівлі) в перекритті над підвалом;

2 – в загальному коридорі на 1-му поверсі (середній відсік будівлі) в перекритті по ґрунту;

3 – біля кабінету №16 на 2-му поверсі (лівий відсік від головного входу будівлі) в перекритті над 1-м поверхом;

4 – біля кабінету №30 на 2-му поверсі (правий відсік від головного входу будівлі) в перекритті над 1-м поверхом;

5 – справа від сходів для підйому на горище (середній відсік будівлі) в перекритті над 2-м поверхом.

В таблиці 3.1 приведені характеристики елементів підлоги, які отримані по результатам розкриття.

Таблиця 3.1 – Характеристика елементів підлоги

№	Склад елементів підлоги	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характер. навантаж., т/м <sup>2</sup>	Коеф. надійн.	Розрахунк.. навантаж., т/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7
Місце розкриття - 1						
1	Лінолеум	1,6	5	0,008	1,1	0,009
2	Дерев'яні дошки	0,8	30	0,024	1,1	0,026
3	Дерев'яні лаги 100х30 мм з кроком 400 мм	0,8	30	0,006	1,1	0,007
4	Керамічна плитка	1,8	8	0,014	1,1	0,016
5	Цементно-піщана стяжка	1,8	80	0,144	1,3	0,187
6	Підсіпка із щебеню з піском	1,6	80	0,128	1,3	0,166
	Всього					0,411
Місце розкриття - 2						
1	Керамічна плитка	1,8	8	0,014	1,1	0,016
2	Цементно-вапняний розчин	1,5	40	0,060	1,3	0,078
3	Цементно-піщана стяжка	1,8	70	0,126	1,3	0,164
	Всього					0,258
Місце розкриття - 3						
1	Лінолеум	1,6	5	0,008	1,1	0,009
2	Цементно-піщана стяжка	1,8	80	0,144	1,3	0,187
3	Підсіпка із щебеню з піском	1,6	210	0,336	1,3	0,437
	Всього					0,633
Місце розкриття - 4						
1	Лінолеум	1,6	5	0,008	1,1	0,009
2	Цементно-піщана стяжка	1,8	80	0,144	1,3	0,187
3	Підсіпка із щебеню з піском	1,6	150	0,240	1,3	0,312
	Всього					0,508
Місце розкриття - 5						
1	Пташиний послід	0,1	30	0,003	1,1	0,003
2	Цементно-піщана стяжка	1,8	30	0,054	1,3	0,070
3	Підсіпка із гранітного відсіву	1,6	120	0,192	1,3	0,250
4	2 шара руберойду	-	8	0,015	1,3	0,018
	Всього					0,341

## **3.2 Оцінка НДС та резерву несучої здатності конструкцій стін і фундаментів**

Для оцінки напружено-деформованого стану та оцінки резерву несучої здатності стін і фундаментів був виконаний розрахунок просторової моделі будівлі.

Розрахункова схема включає в себе моделювання поздовжніх та поперечних несучих стін, стрічкових фундаментів у вигляді пластинчатих елементів. Моделювання збірних залізобетонних плит перекриття, перемичок, а також дерев'яних стійок, зв'язків, прогонів та кроквяних балок покриття здійснювалось у вигляді стержневих елементів.

На рис. 3.1 та 3.2 представлена розрахункова схема будівлі зі сторони головного та дворового фасадів. На рис. 3.3...3.5 подані розрахункові схеми несучих стін приміщень підвалу, 1-го та 2-го поверхів будівлі. На рис. 3.6 наведена розрахункова схема несучих конструкцій покриття.

При розрахунку використовувався програмний комплекс LIRA-Windows версії 9.4, що реалізовує метод кінцевих елементів.

Жорсткісні характеристики були задані виходячи із реальних властивостей матеріалів стін, фундаментів, плит перекриття, перемичок та конструкцій покриття.

Навантаження прикладалися від власної ваги стін, фундаментів, перекриттів і покриття. Власна вага стін розраховувалася виходячи із їх товщини і щільності цегли. Власна вага перекриттів розраховувалася виходячи із складу підлоги в приміщеннях.

Збір навантажень на перекриття підвалу, перекриття 1...2-го поверхів, а також на покриття будівлі виконаний в табличній формі і приведений в табл. 3.2...3.5.

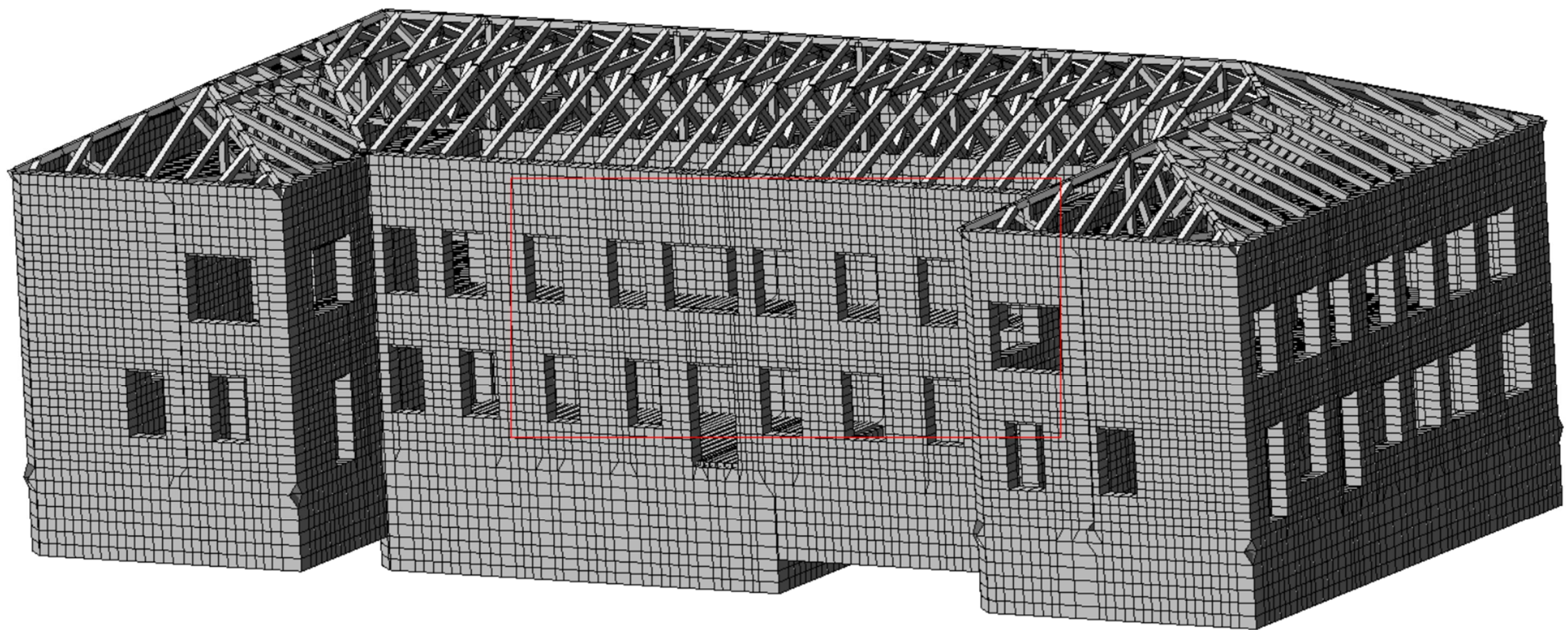


Рисунок 3.1 – Просторова модель будівлі зі сторони головного фасаду.



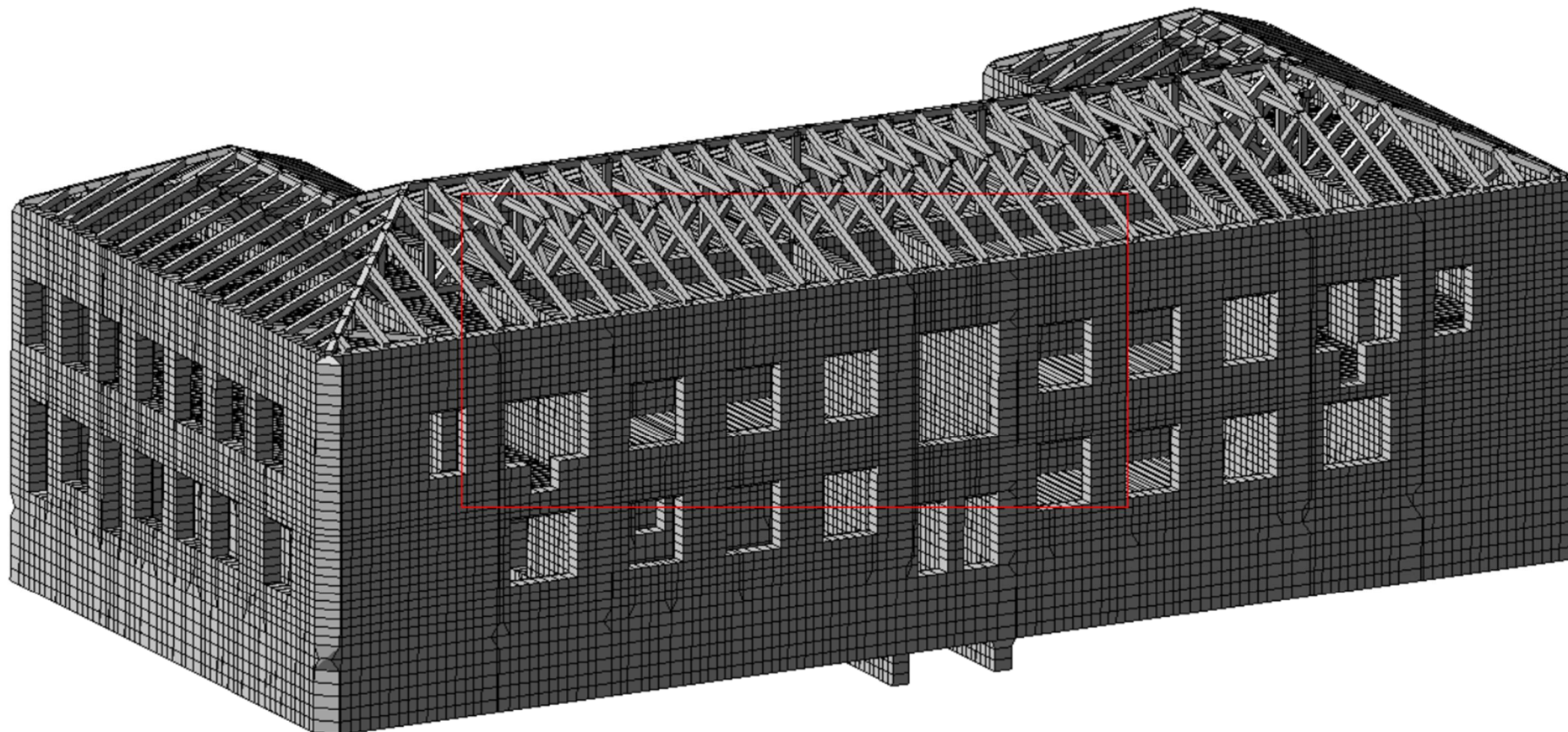


Рисунок 3.2 – Просторова модель будівлі зі сторони дворового фасаду.

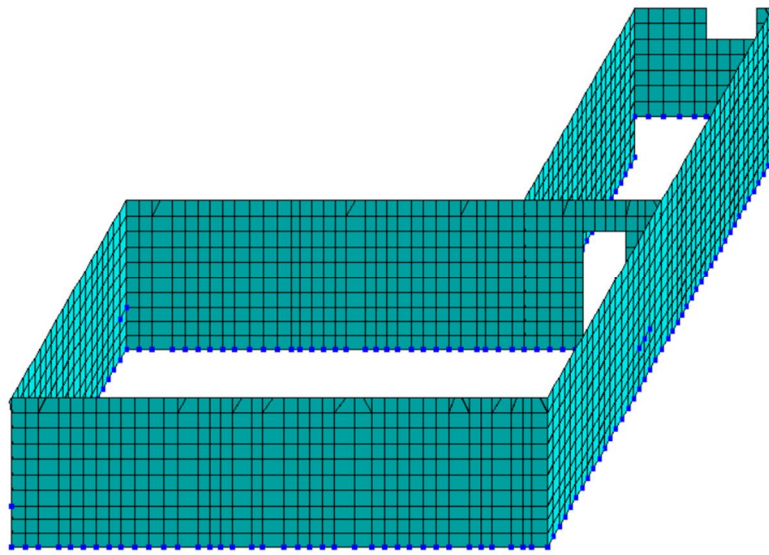


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема несучих конструкцій підвалу будівлі.

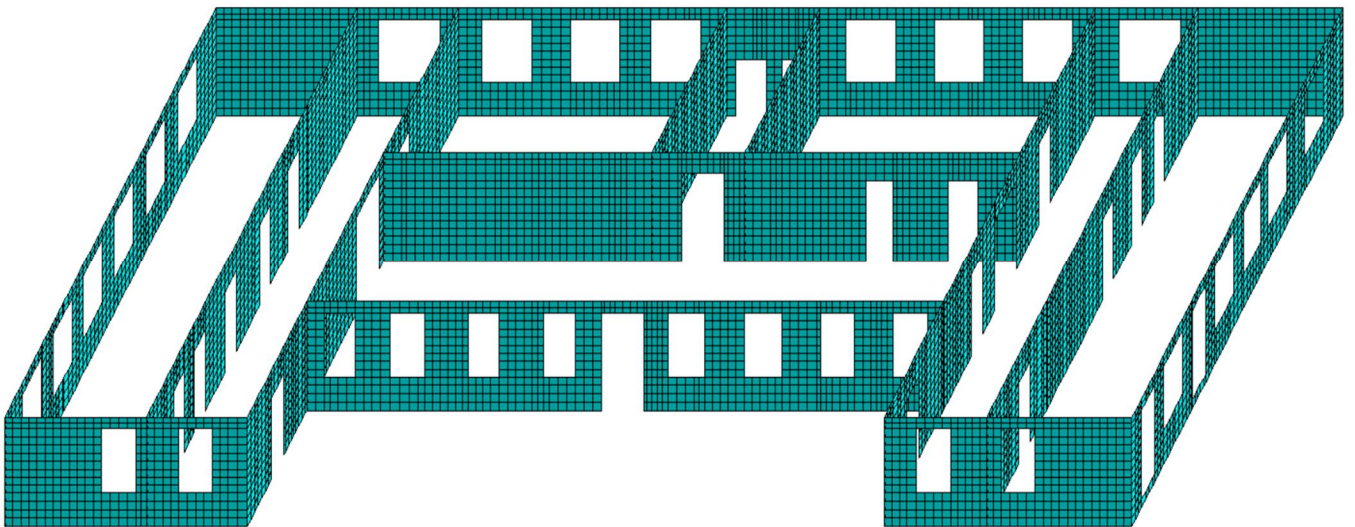


Рисунок 3.4 – Розрахункова схема несучих конструкцій першого поверху будівлі.

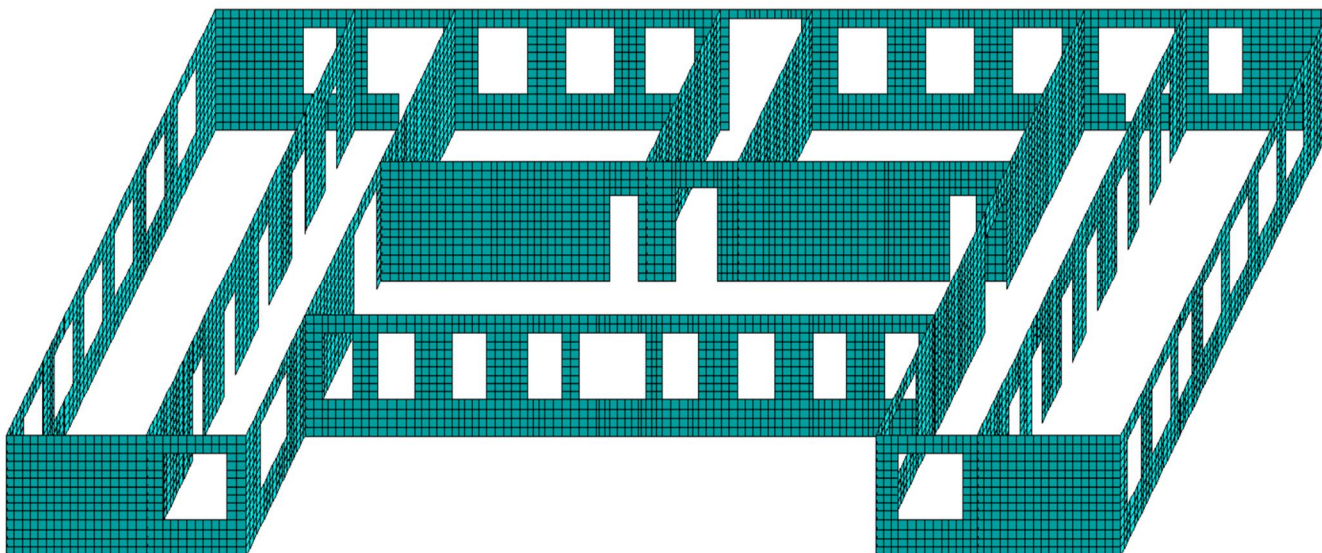


Рисунок 3.5 – Розрахункова схема несучих конструкцій другого поверху будівлі.

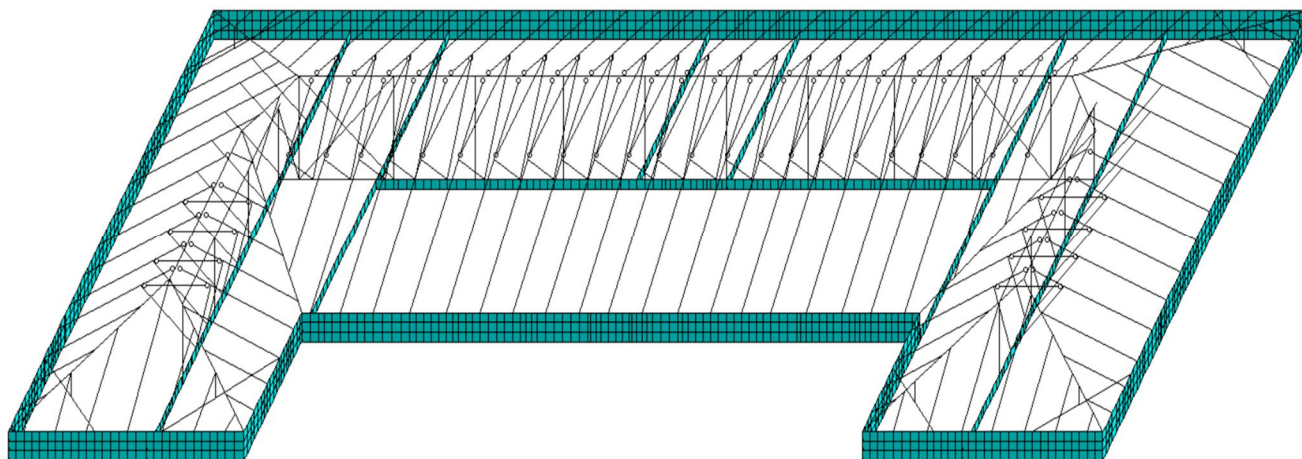


Рисунок 3.6 – Розрахункова схема несучих конструкцій покриття будівлі.

Прикладалось також корисне навантаження на перекриття, снігове навантаження на покриття та вітрове навантаження [58].

Таблиця 3.2 – Навантаження на 1м<sup>2</sup> перекриття підвалу

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф. надійн	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7
1	Лінолеум	1,6	5	0,008	1,1	0,009
2	Дерев'яні дошки	0,8	30	0,024	1,1	0,026
3	Дерев'яні лаги 100х30 мм з кроком 400 мм	0,8	30	0,006	1,1	0,007
4	Керамічна плитка	1,8	8	0,014	1,1	0,016
5	Цементно-піщана стяжка	1,8	80	0,144	1,3	0,187
6	Підсипка із щебеню з піском	1,6	80	0,128	1,3	0,166
7	З/б багатопустотна плита	2,5	220	0,300	1,1	0,330
8	Корисне навантаження	-	-	0,200	1,2	0,240
						0,981

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

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф. надійн	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7
1	Лінолеум	1,6	5	0,008	1,1	0,009
2	Цементно-піщана стяжка	1,8	80	0,144	1,3	0,187
3	Підсипка із щебеню з піском	1,6	180	0,288	1,3	0,374
4	З/б багатопустотна плита	2,5	220	0,300	1,1	0,330
5	Корисне навантаження	-	-	0,200	1,2	0,240
	Всього					1,140

Таблиця 3.4 – Навантаження на 1м<sup>2</sup> перекриття 2-го поверху

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф. надійн	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7
1	Пташиний послід	0,1	30	0,003	1,1	0,003
2	Цементно-піщана стяжка	1,8	30	0,054	1,3	0,070
3	Підсипка із гранітного відсіву	1,6	120	0,192	1,3	0,250
4	2 шара руберойду	-	8	0,015	1,3	0,018
5	З/б багатопустотна плита	2,5	220	0,300	1,1	0,330
6	Корисне навантаження	-	-	0,070	1,2	0,084
	Всього					0,755

Таблиця 3.5 – Навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф. надійн	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7
1	Листи АЦВ	-	-	0,020	1,1	0,022
2	Обрешетування із бруса 60х60 крок 500...600 мм	0,8	-	0,006	1,1	0,007
3	Кроквяні балки 60х170 крок 1100...1300 мм	0,8	-	0,008	1,1	0,009
4	Снігове навантаження	-	-	0,120	1,14	0,137
	Всього					0,175

Тиск ґрунту на стіни підвалу враховувався прикладенням еквівалентного трапецієвидного навантаження.

Корисне навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття підвалу та 1-го поверху будівлі відповідно до вимог норм [58] складає 200 кг/м<sup>2</sup>.

Розрахункове значення снігового навантаження відповідно до вимог норм [58] визначалось за формулою

$$S_m = s_o \cdot C \cdot \gamma_{fm} \quad (3.1)$$

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

$C$  – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1;$$

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

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

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

$\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності по граничному розрахунковому значенню снігового навантаження, який визначається в залежності від заданого середнього періоду повторюваності  $T$ . Середній період повторюваності  $T$  приймати рівним встановленому строку експлуатації конструкції  $T_{ef}$ .

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

$$\mu = 1, \text{ т.к. } \alpha = 20^\circ.$$

При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт

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

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

Розрахункове значення вітрового навантаження відповідно до вимог норм [58] визначалось за формулою

$$w_m = \gamma_{fm} w_0 C, \quad (3.2)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження;

$w_0$  – характеристичне значення вітрового тиску;

$C$  – коефіцієнт, який визначається по формулі:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \quad (3.3)$$

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,  $C_d = 1$ .

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

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

$$w_m = w_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot C = 0,05 \cdot 1,14 \cdot 1,24 = 0,071 \text{ т/м}^2$$

$$w'_m = w_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot C' = 0,05 \cdot 1,14 \cdot 0,775 = 0,044 \text{ т/м}^2$$

За результатами статичного розрахунку отримані розподіли напружень в зовнішніх і внутрішніх стінах та фундаментах будівлі (рис. 3.7...3.26).

Для зовнішньої стіни завтовшки 510 мм по ряду А максимальні стискуючі напруження складають  $37,9 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.7), максимальні розтягуючі напруження –  $5,86 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.8), для зовнішньої стіни завтовшки 510 мм по ряду Б –  $75,7 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.9) та  $13,7 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.10) відповідно. Розподіли напружень для внутрішньої стіни завтовшки 380 мм по ряду В

приведені на рис. 3.11...3.12. Максимальні стискуючі напруження склали  $79,2 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.11), розтягуючі –  $15,1 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.12). Для зовнішньої стіни завтовшки 510 мм по ряду Г максимальні стискуючі напруження склали  $51,7 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.13), розтягуючі –  $10,8 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.14).

Для зовнішньої стіни завтовшки 510 мм по вісі 1 максимальні стискуючі напруження складають  $56,8 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.15), максимальні розтягуючі напруження –  $7,11 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.16), для внутрішньої стіни завтовшки 380 мм по вісі 2 –  $59,4 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.17) та  $5,94 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.18) відповідно. Розподіли напружень для стіни завтовшки 380...510 мм по вісі 3 приведені на рис. 3.19...3.20. Максимальні стискуючі напруження склали  $60,7 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.19), розтягуючі –  $15,1 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.20). Для стіни завтовшки 380...510 мм по вісі 6 максимальні стискуючі напруження склали  $48,8 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.21), розтягуючі –  $8,32 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.22).

Для внутрішньої стіни завтовшки 380 мм по вісі 7 максимальні стискуючі напруження складають  $61,2 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.23), максимальні розтягуючі напруження –  $10,8 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.24), для зовнішньої стіни завтовшки 510 мм по вісі 8 –  $65,9 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.25) та  $8,43 \text{ т/м}^2$  (див. рис. 3.26) відповідно.

Максимальні напруження виникають в цегляній кладці стін. Несуча здатність стін із силікатної цегли марки 100 на марці розчину марки 75 на стиск складає  $150 \text{ т/м}^2$ , а на розтяг –  $16 \text{ т/м}^2$ . Несуча здатність фундаментів із бетону класу С12/15 на стиск складає  $870 \text{ т/м}^2$ , а на розтяг –  $76 \text{ т/м}^2$  [59].

Можна зробити висновок, що несуча здатність зовнішніх і внутрішніх стін і фундаментів будівлі достатня для сприйняття навантажень. Проте резерв міцності для сприйняття додаткових навантажень майже відсутній.

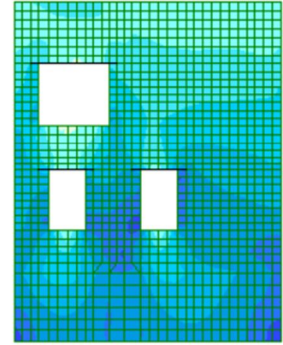
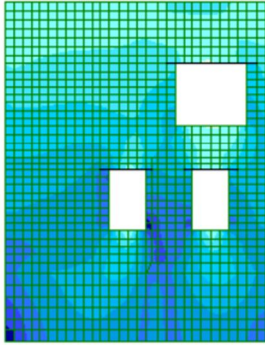


Рисунок 3.7 - Изополя головних стискаючих напружень в зовнішній повздожній стіні по ряду А.

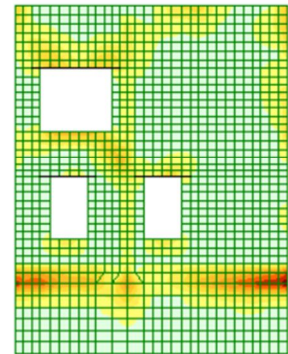
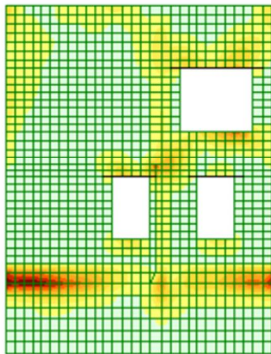
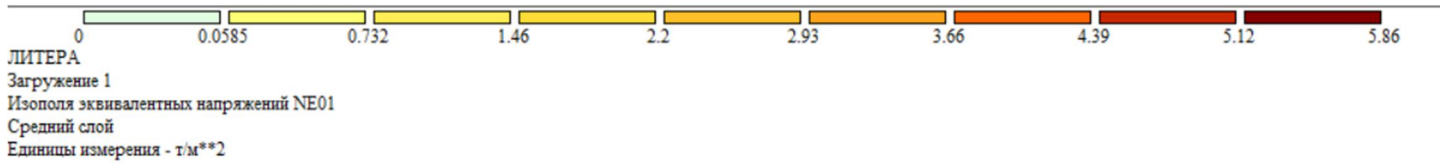


Рисунок 3.8 - Изополя головних розтягуючих напружень в зовнішній повздожній стіні по ряду А.



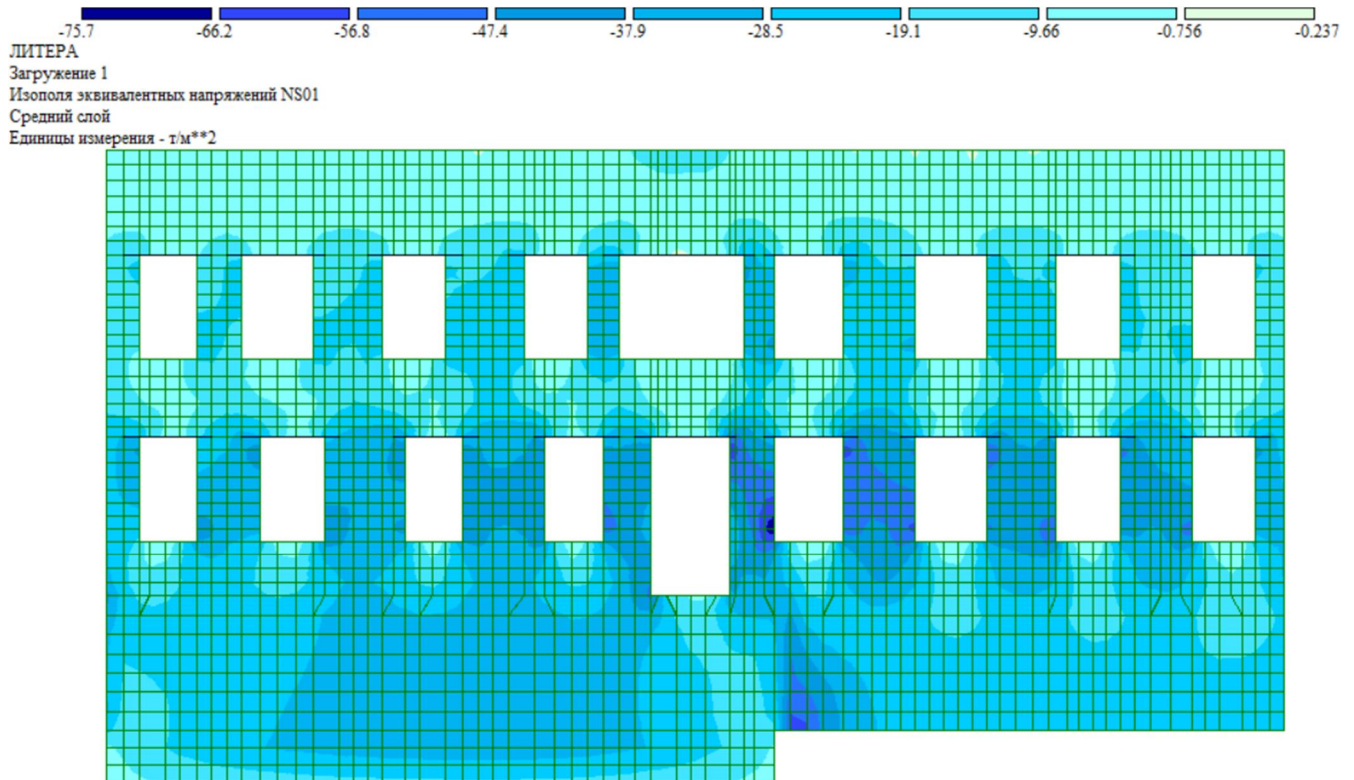


Рисунок 3.9 - Изополя головних стискаючих напружень в зовнішній повздовжній стіні по ряду Б.

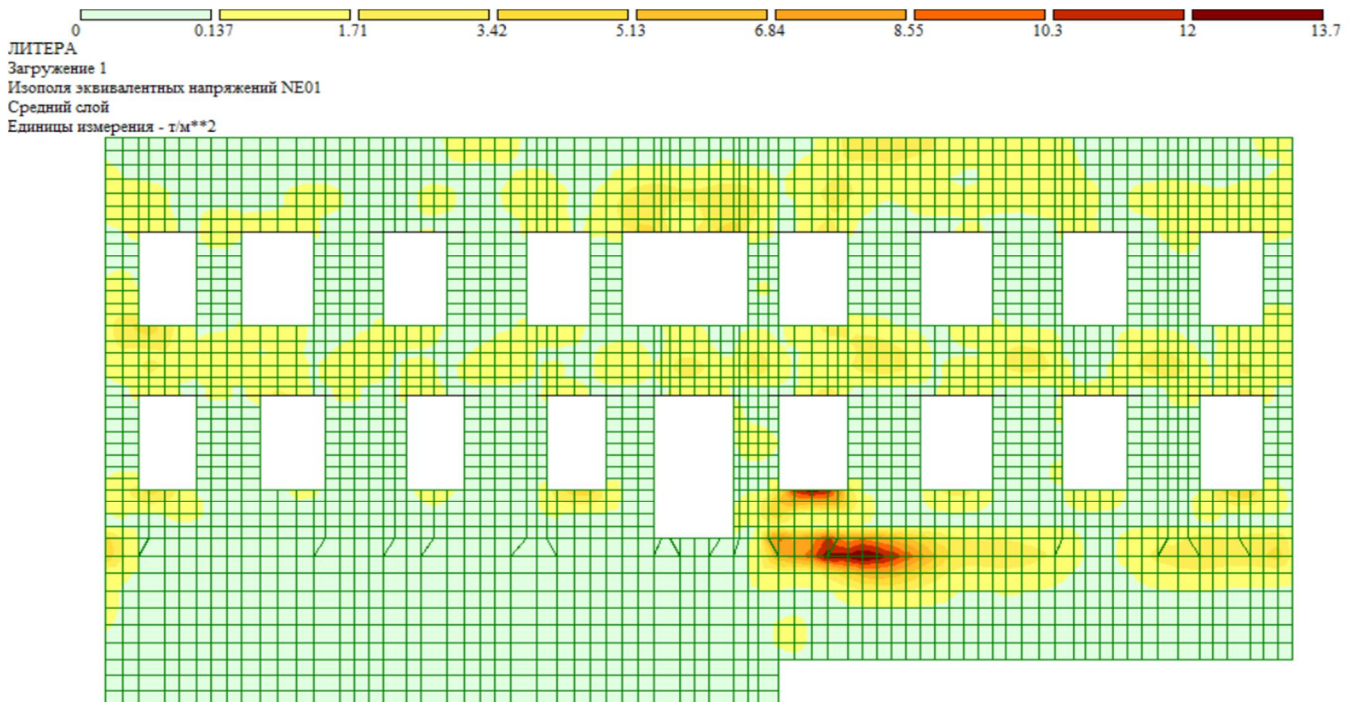


Рисунок 3.10 - Изополя головних розтягуючих напружень в зовнішній повздовжній стіні по ряду Б.

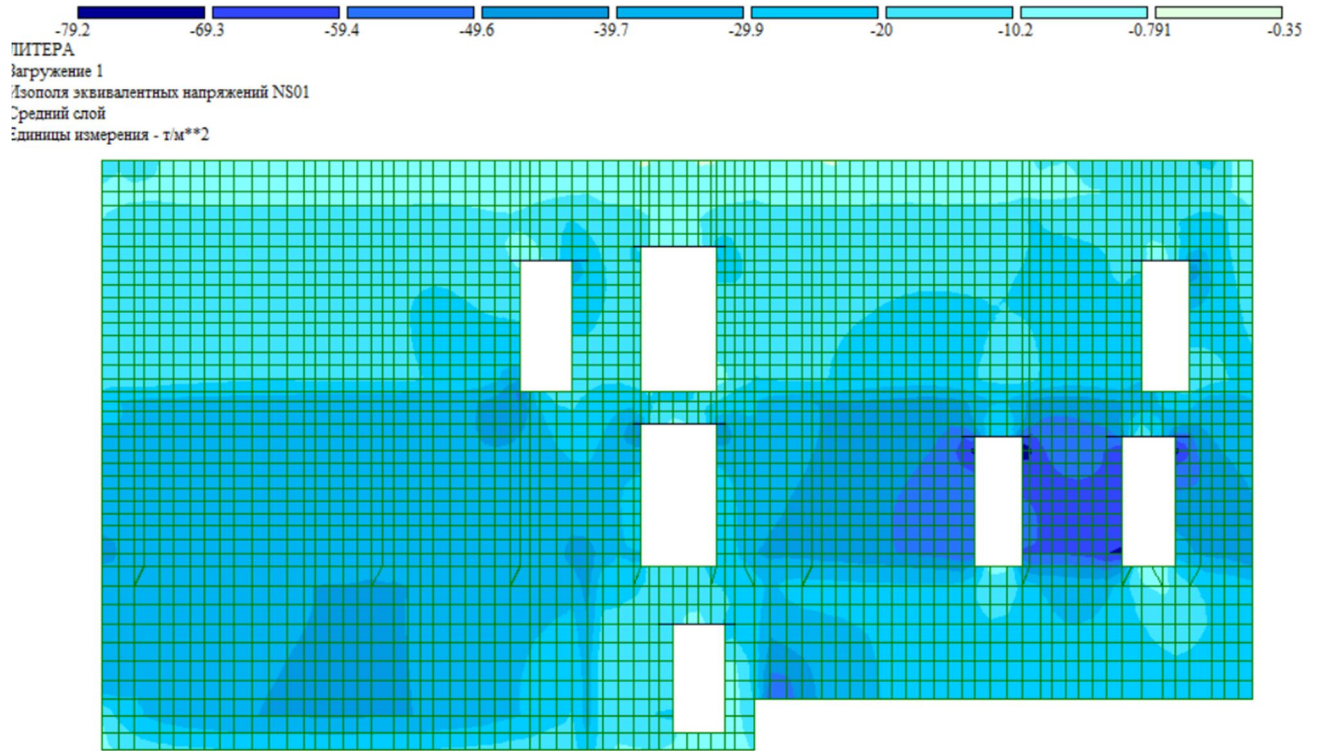


Рисунок 3.11 - Изополю головних стискаючих напружень у внутрішній повздожній стіні по ряду В.

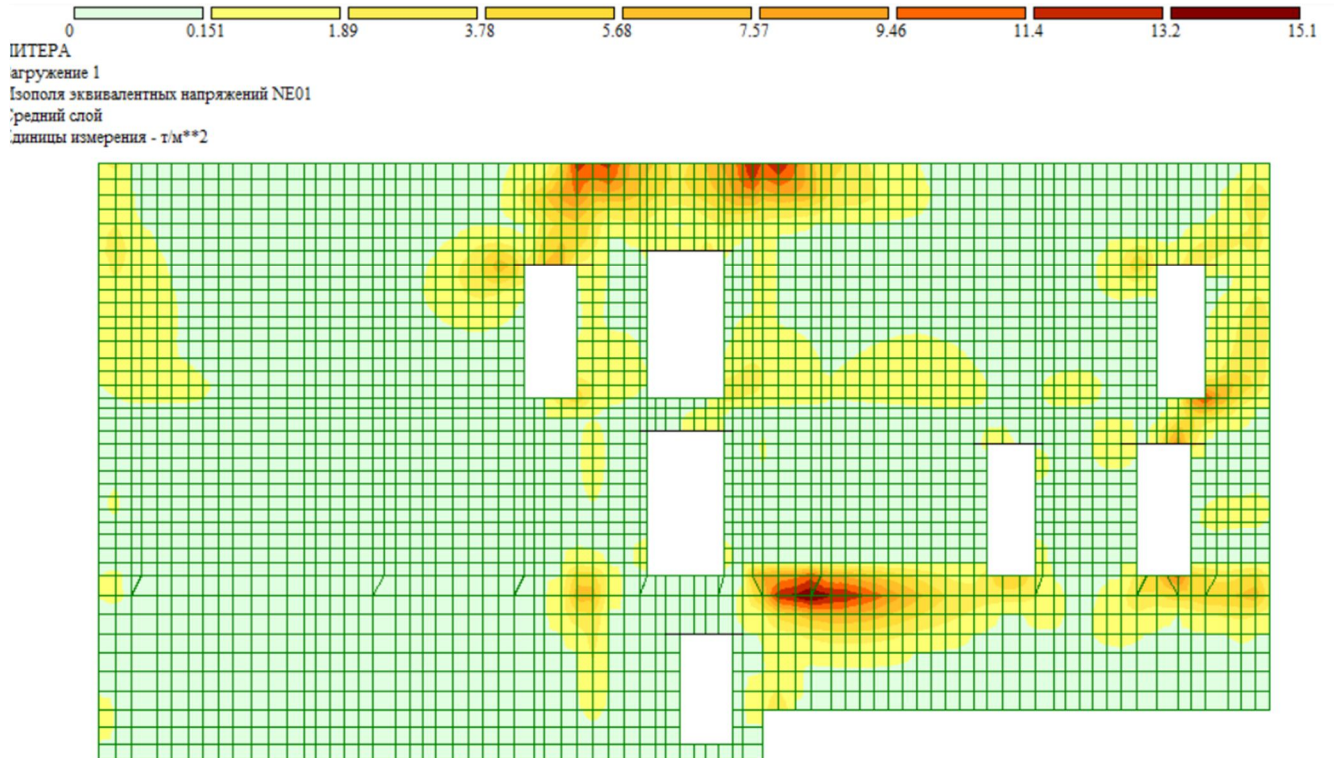


Рисунок 3.12 - Изополю головних розтягуючих напружень у внутрішній повздожній стіні по ряду В.

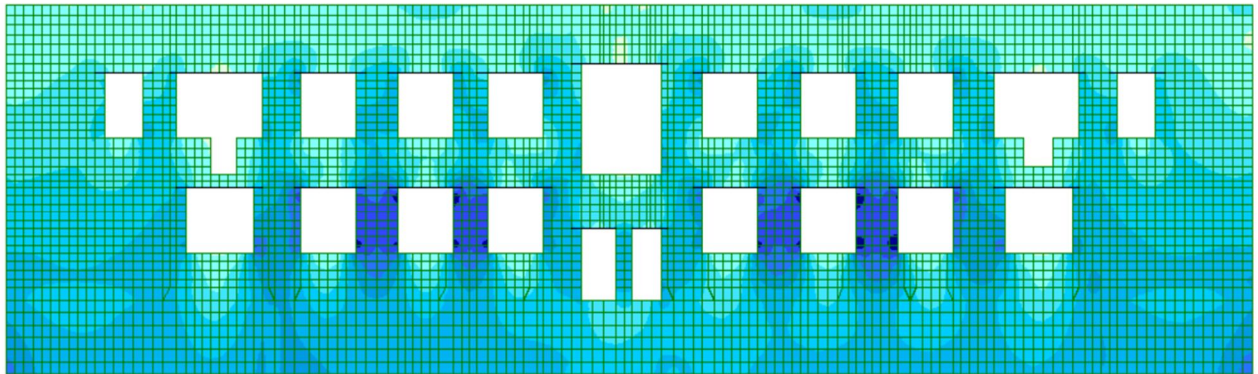


Рисунок 3.13 - Изополя головних стискаючих напружень у зовнішній повздожній стіні по ряду Г.

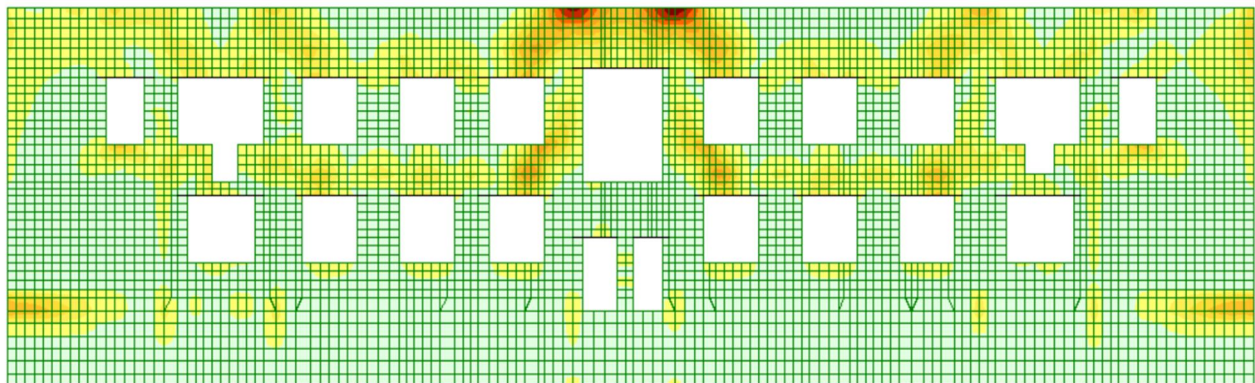
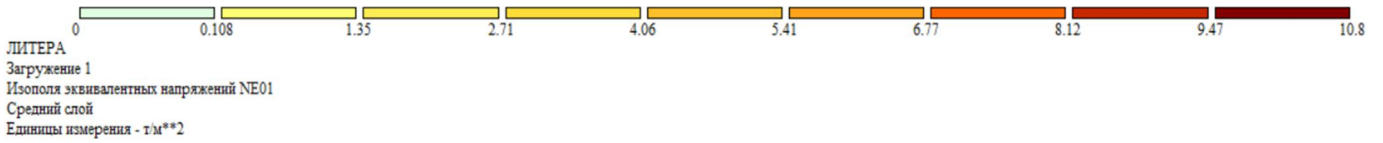
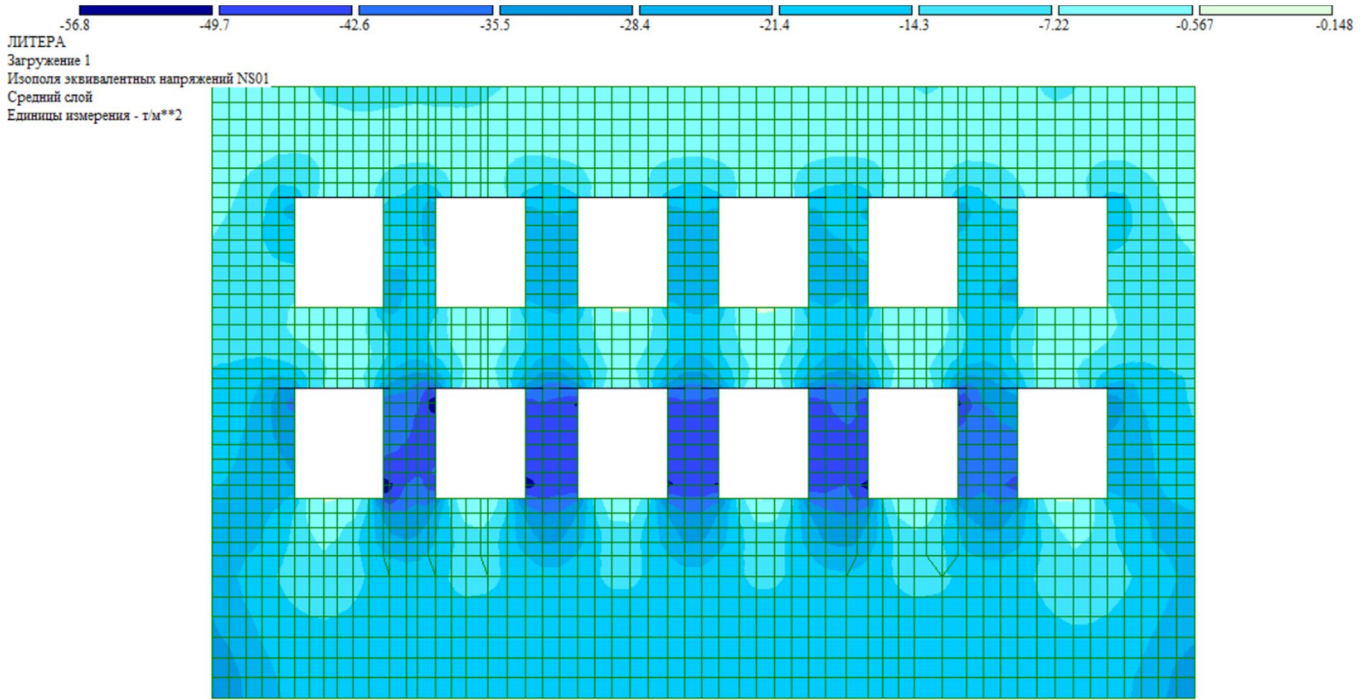
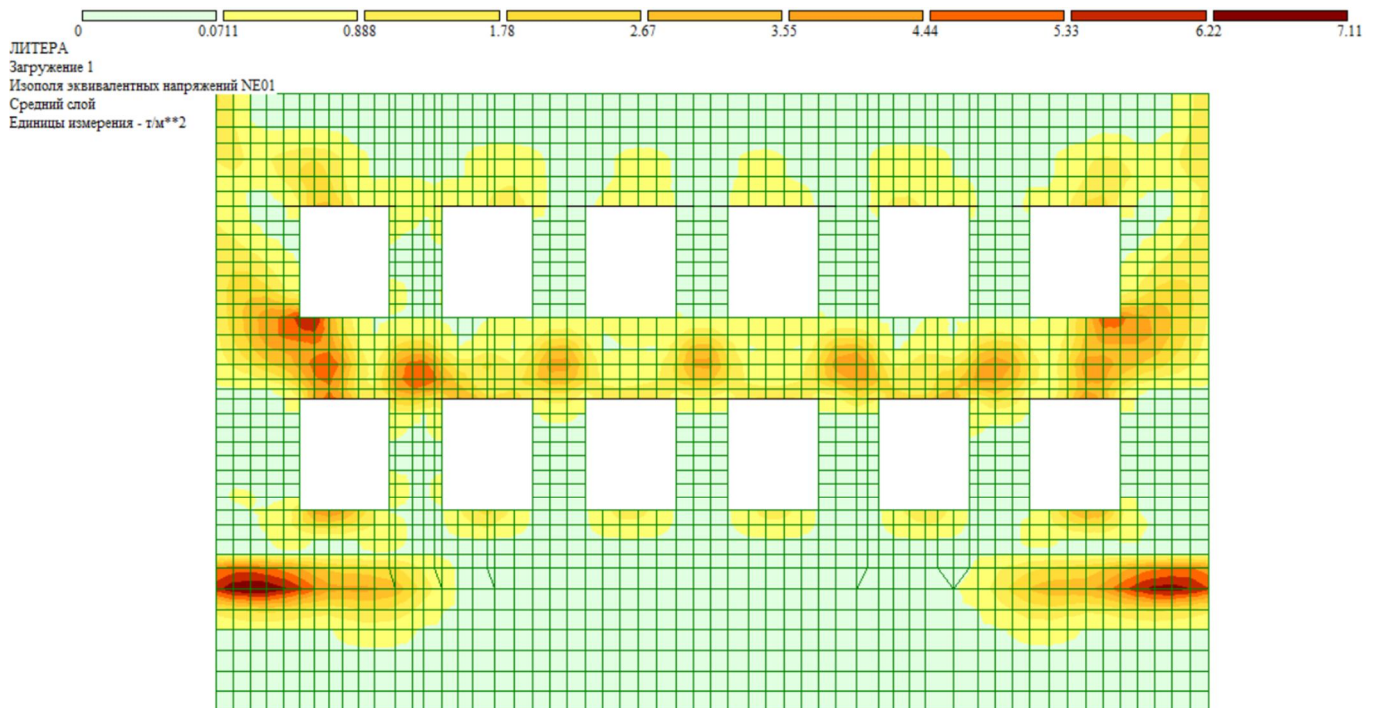


Рисунок 3.14 - Изополя головних розтягуючих напружень у зовнішній повздожній стіні по ряду Г.



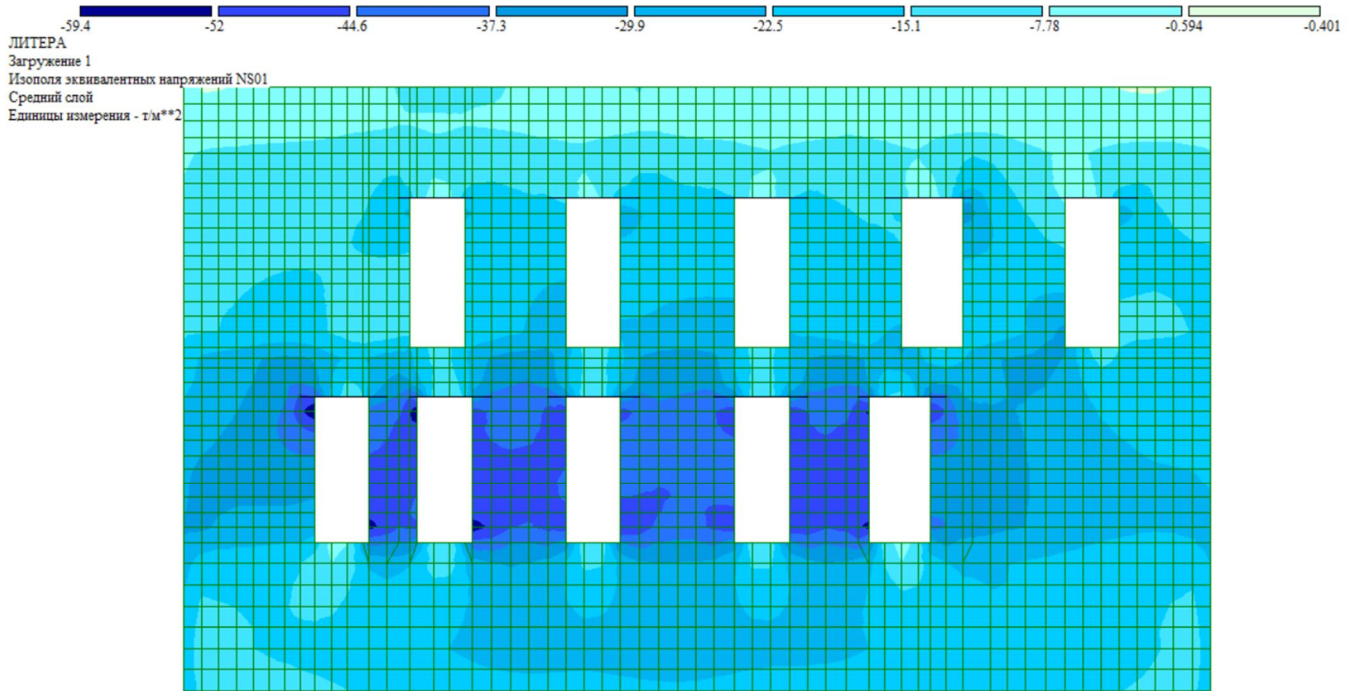
7

Рисунок 3.15 - Изополя головних стискаючих напружень у зовнішній стіні по вісі 1.



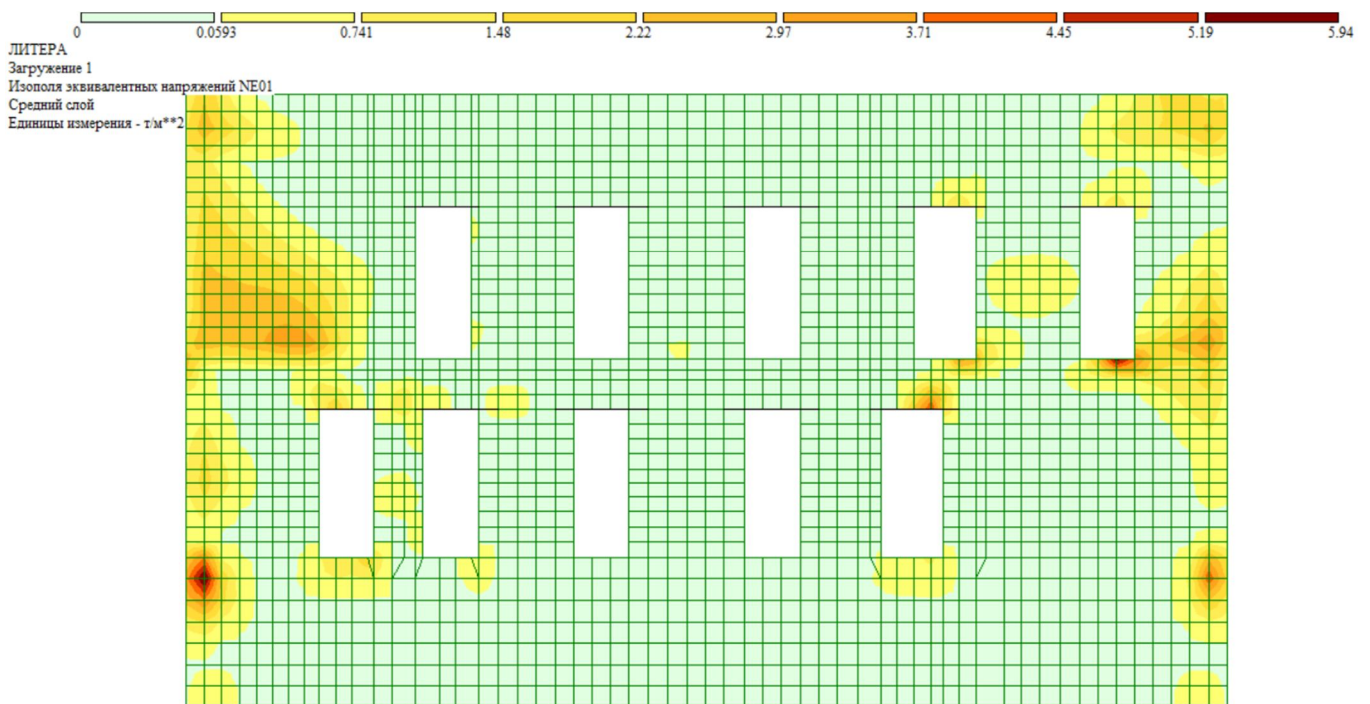
2

Рисунок 3.16 - Изополя головних розтягуючих напружень у зовнішній стіні по вісі 1.



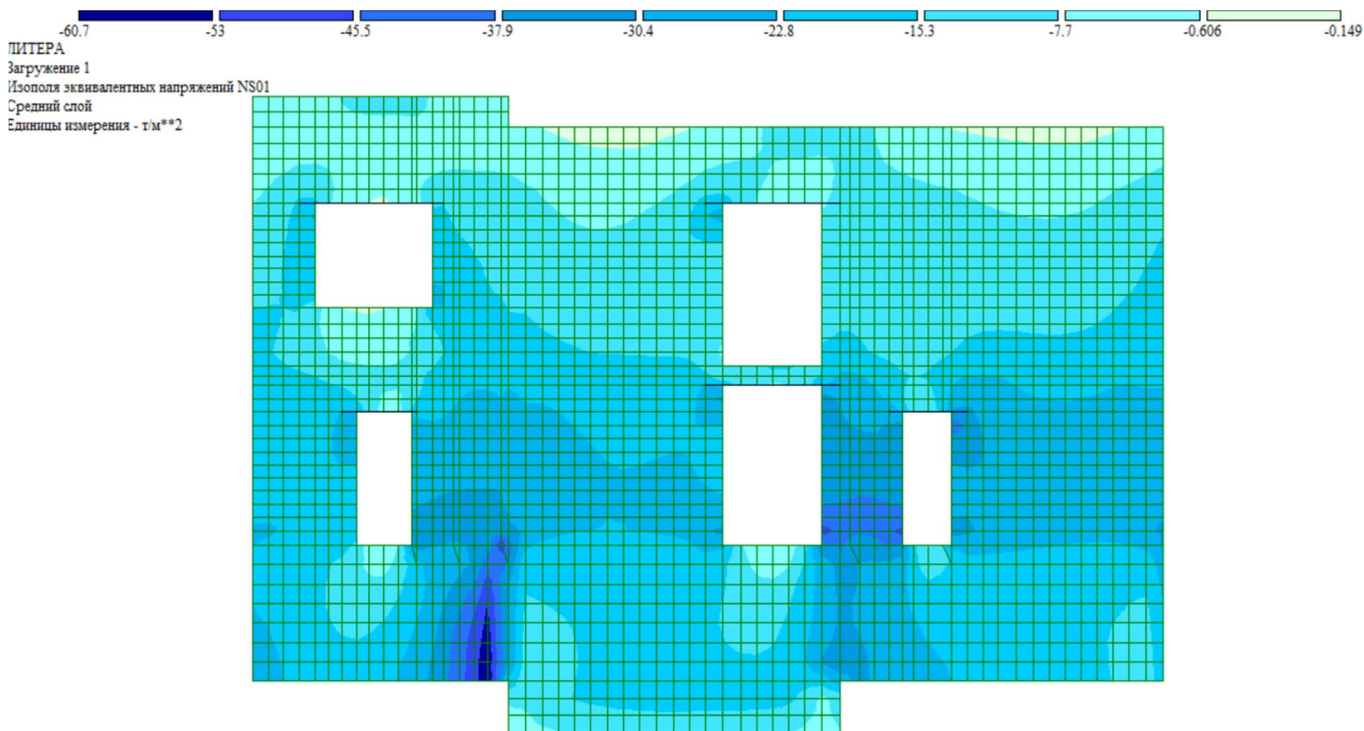
2

Рисунок 3.17 - Изополя головних стискаючих напружень у внутрішній стіні по вісі 2.



7

Рисунок 3.18 - Изополя головних розтягуючих напружень у внутрішній стіні по вісі 2.



2

Рисунок 3.19 - Изополя головных стискающих напряжений у стіні по вісі 3.

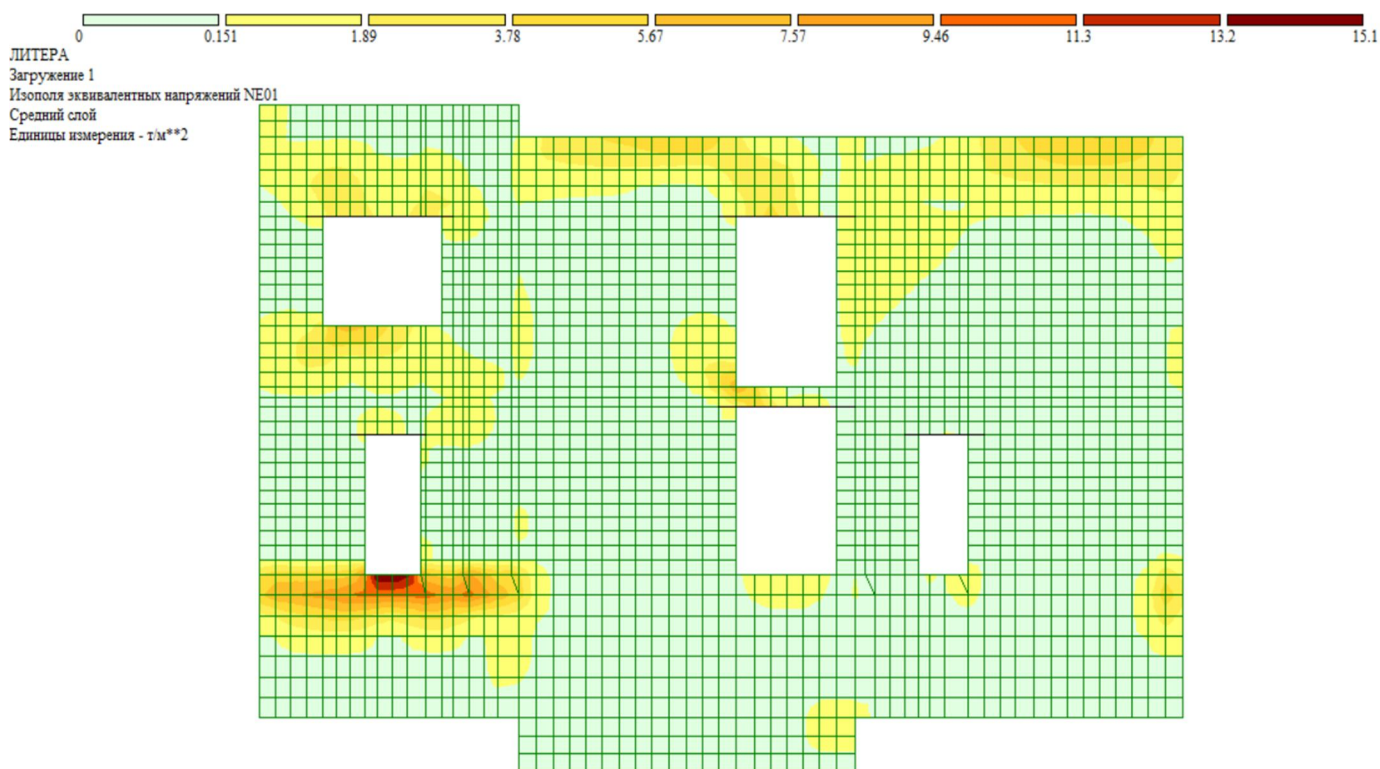


Рисунок 3.20 - Изополя головных растягивающих напряжений у стіні по вісі 3.

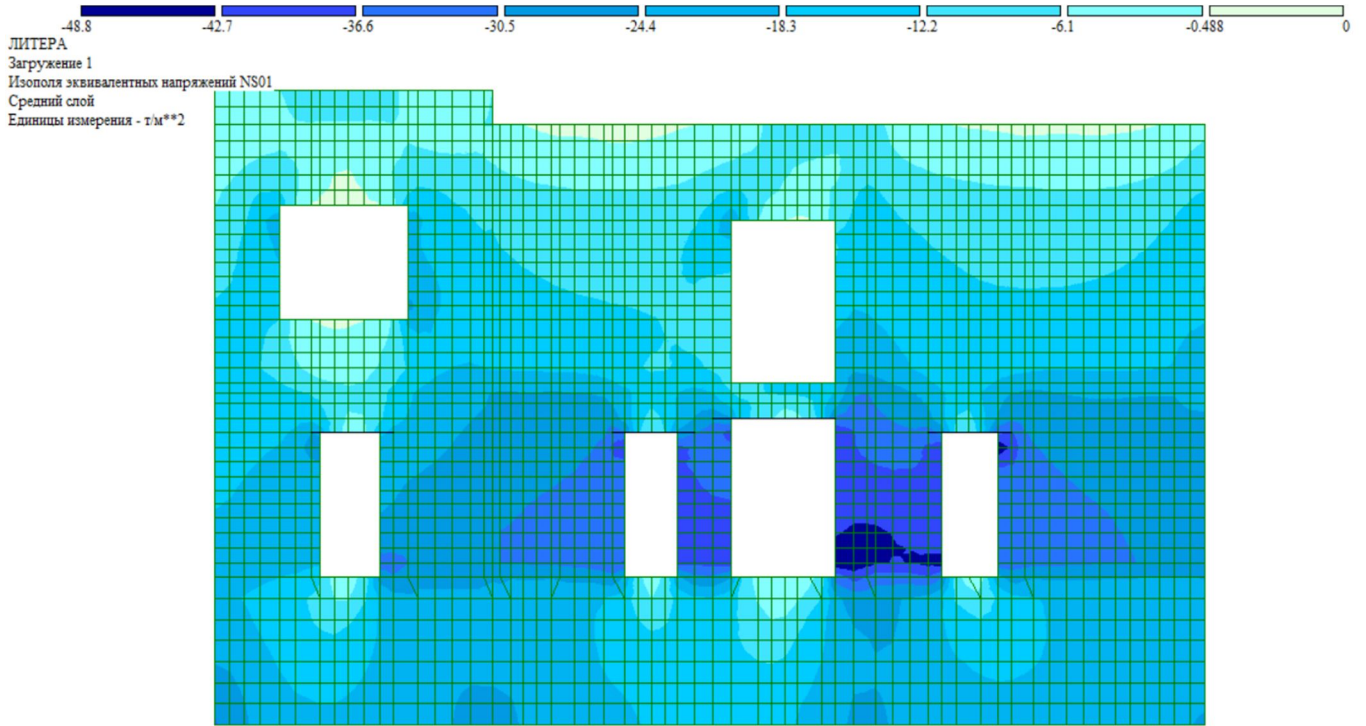


Рисунок 3.21 - Изополя головных стискающих напряжений у стіні по вісі 6.

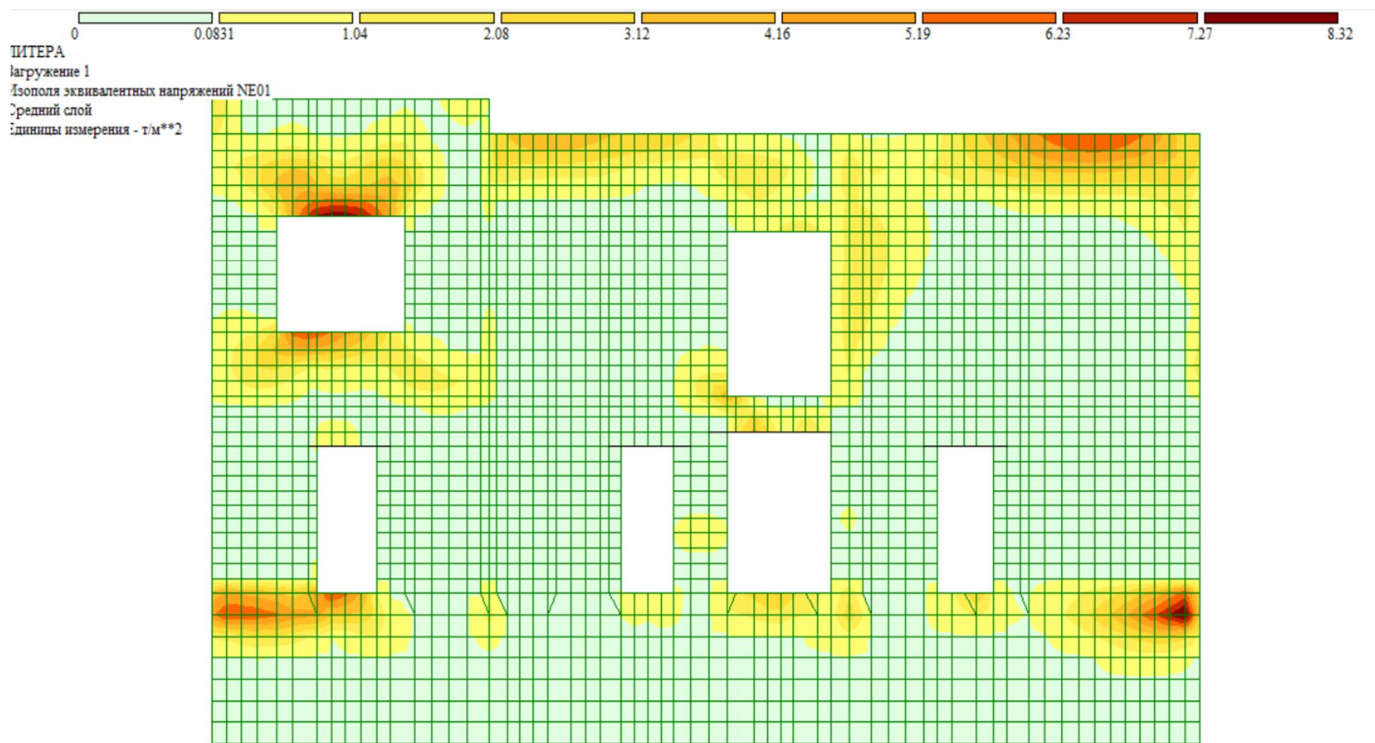
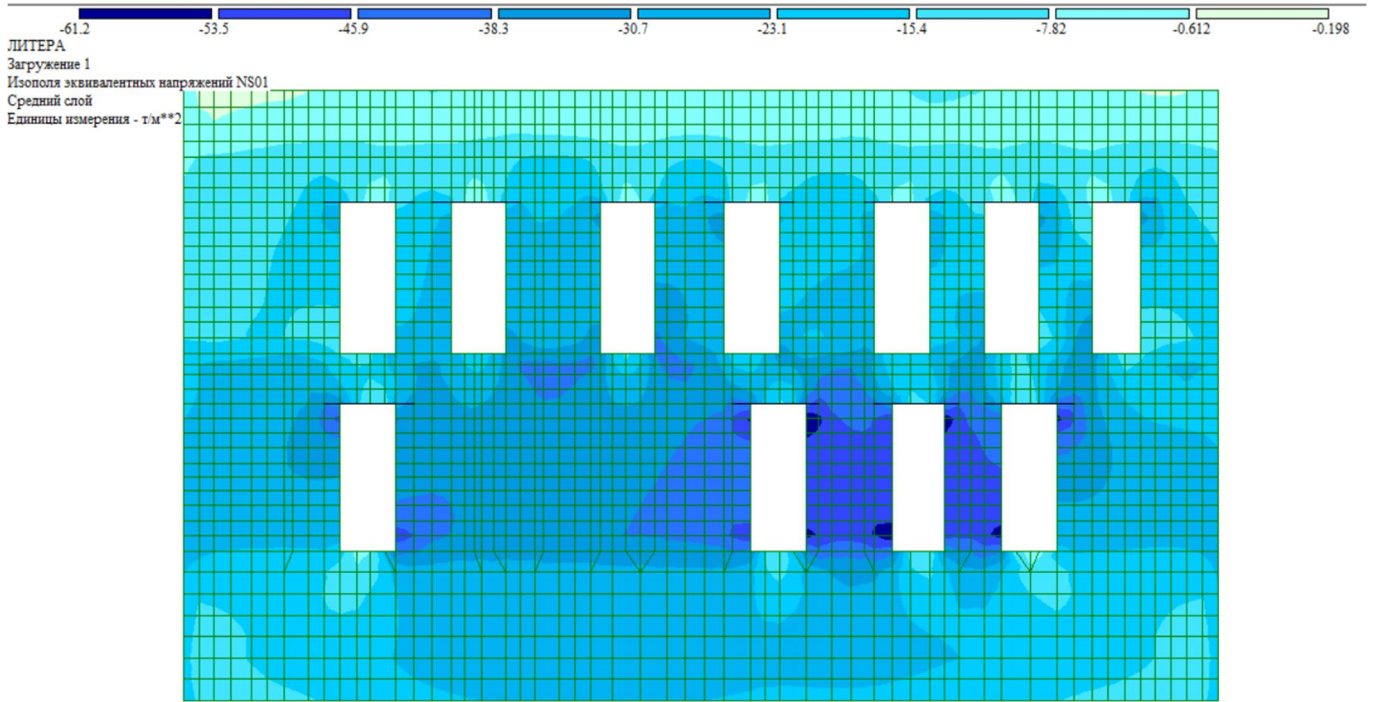
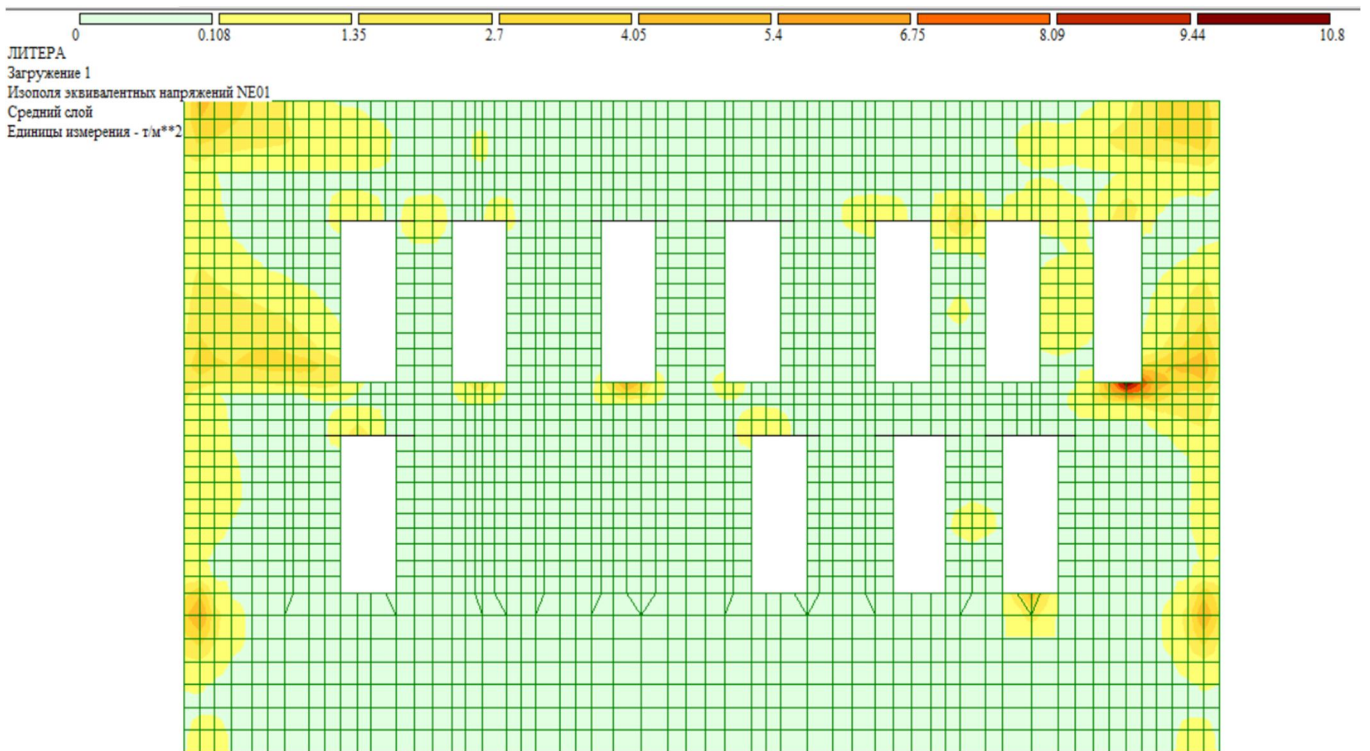


Рисунок 3.22 - Изополя головных растягивающих напряжений у стіні по вісі 6.



z

Рисунок 3.23 - Изополя головных стискающих напряжень у стіні по вісі 7.



-

Рисунок 3.24 - Изополя головних розтягуючих напряжень у стіні по вісі 7.



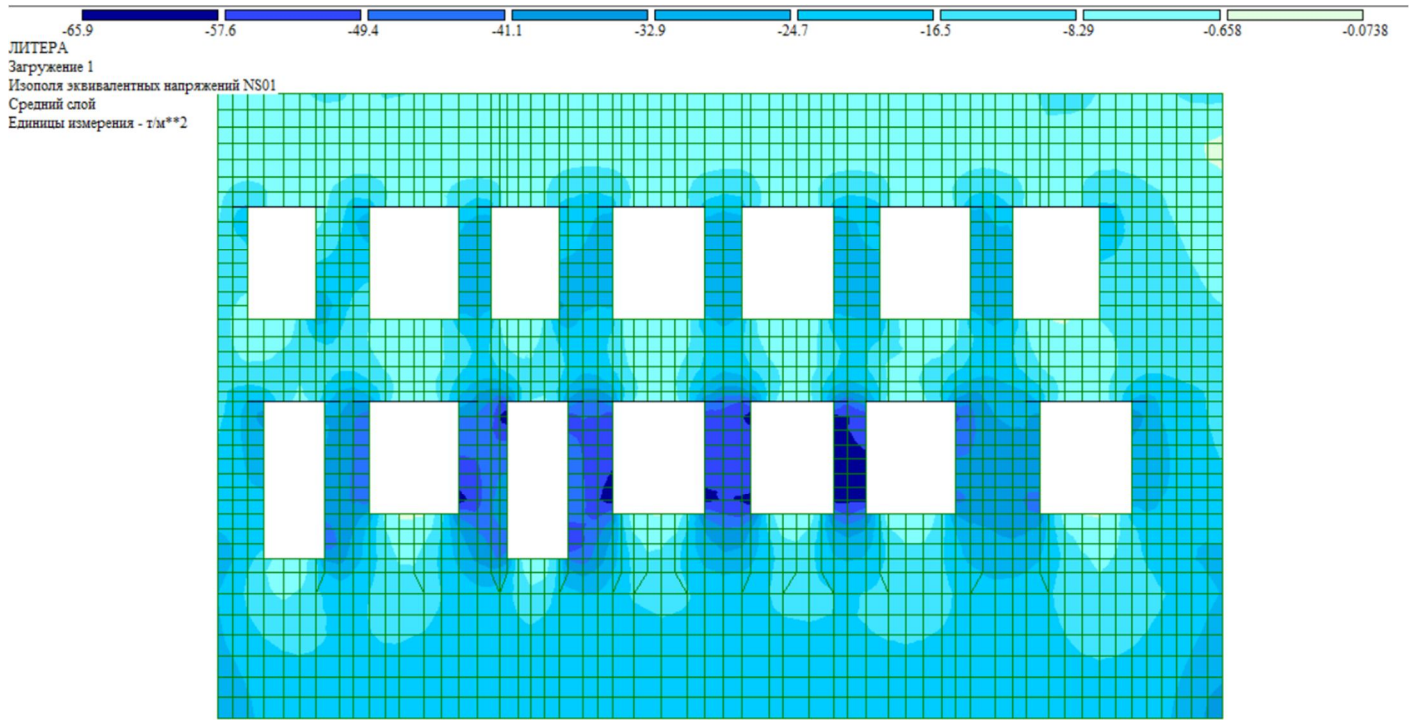


Рисунок 3.25 - Ізополя головних стискаючих напружень у стіні по вісі 8.

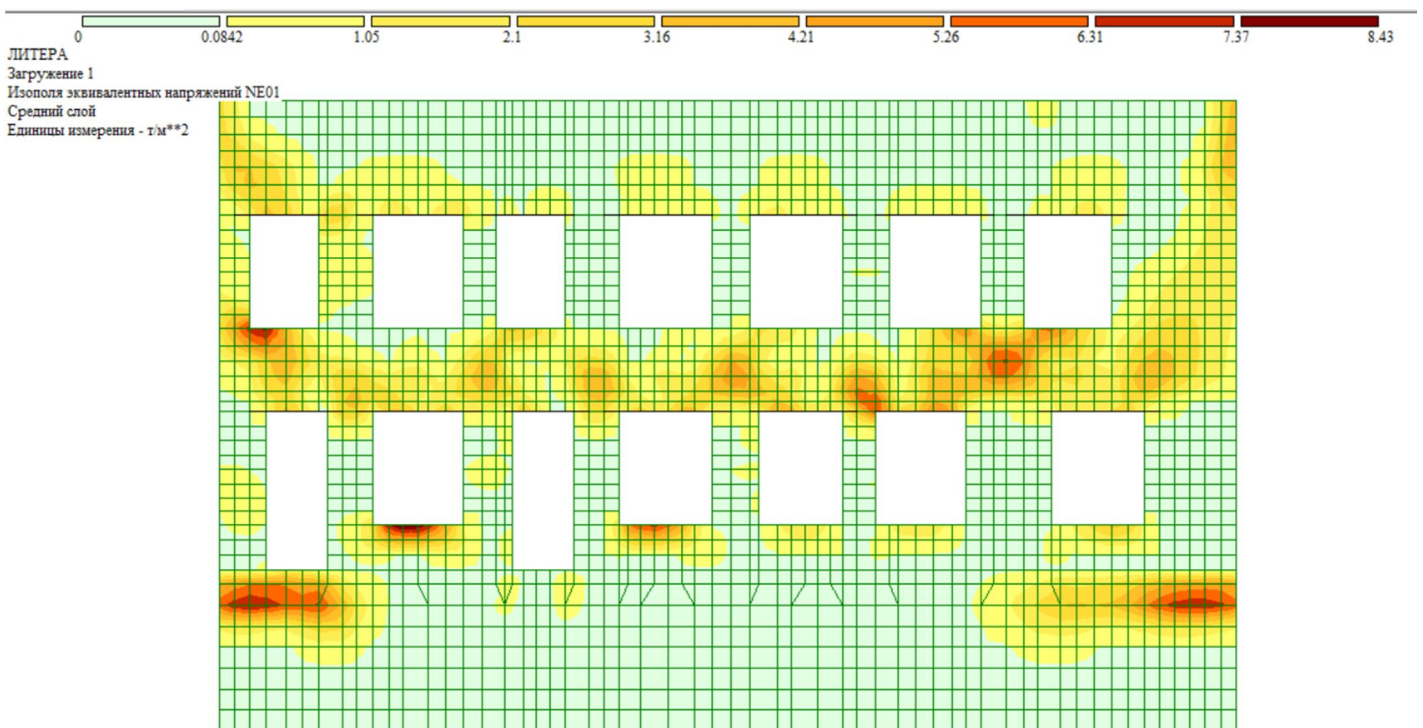


Рисунок 3.26 - Ізополя головних розтягуючих напружень у стіні по вісі 8.

### 3.3 Теплотехнічний розрахунок конструкцій

#### 3.3.1 Стінове огороження

Теплотехнічний розрахунок стінового огороження проводимо згідно вимог нормативних документів [66] та [67]. В таблиці 3.6 приведено склад стінового огороження по шарам, а також необхідні для розрахунку параметри.

Таблиця 3.6 - Склад стінового огороження

Найменування шару	Щільність, кг/м <sup>3</sup>	Товщина шару $\delta$ , мм	$\lambda_p$ , Вт/(м·К)	$R_{i-z}$ (м <sup>2</sup> ·К)/Вт	$\alpha_B$	$\alpha_3$
Вапняно-піщана штукатурка	1600	20	0,81	0,025	8,7	23
Стіна – Силікатна кладка на цементно-піщаному розчині	1800	510	0,87	0,59	8,7	23
Утеплювач – плити із мінеральної вати	50	100	0,048	2,083	8,7	23
Декоративна штукатурка з цементно-піщаного розчину	1800	5	0,93	0,006	8,7	23

Значення теплопровідності  $\lambda_p$  приймати згідно табл. А1 [67]. Згідно п. 6.1 [66] для зовнішніх стін огорожувальних конструкцій будівель і споруд, що опалюються та/або охолоджуються, обов'язкове виконання умови:

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min} \quad (3.4)$$

де  $R_{\Sigma}$  – опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, опір теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, (м<sup>2</sup>·К)/Вт;

$R_{q \min}$  – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, (м<sup>2</sup>·К)/Вт.

Згідно таблиці 3 [66] мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції для зовнішньої стіни складає

$$R_{q \min} = 2,8 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)/Вт}$$

Визначаємо опір теплопередачі зовнішніх стін згідно з формулою 2 [67]

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{\text{в}} + R_i + 1/\alpha_3 = 1/8,7 + 2,71 + 1/23 = 0,115 + 2,71 + 0,043 = 2,87 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)/Вт}$$

де  $R_i$  – тепловий опір  $i$  –того шару,  $(\text{м}^2 \cdot \text{К)/Вт}$ ;

$\alpha_{\text{в}}$ ,  $\alpha_3$  – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції,  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ , приймають згідно з Додатком Б [67], і дорівнюють:  $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;  $\alpha_3 = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;

$$2,87 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)/Вт} > 2,8 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)/Вт};$$

Умова виконується, але запас незначний.

### 3.3.2 Горищне перекриття

Теплотехнічний розрахунок горищного перекриття проводимо згідно вимог нормативних документів [66] та [67]. В таблиці 3.7 приведено склад горищного перекриття по шарам, а також необхідні для розрахунку параметри.

Таблиця 3.7 - Склад горищного перекриття

Найменування шару	Щільність, $\text{кг}/\text{м}^3$	Товщина шару $\delta$ , мм	$\lambda_p$ , $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$	$R_{i_2}$ , $(\text{м}^2 \cdot \text{К)/Вт}$	$\alpha_{\text{в}}$	$\alpha_3$
Цементно-піщана стяжка	1800	30	0,76	0,039	8,7	6
Підсіпка із гранітного відсіву	1600	120	0,47	0,260	8,7	6
2 шара руберойду	1000	8	0,17	0,047	8,7	6
Залізобетонна плита перекриття	2500	220	1,92	0,115	8,7	6

Значення теплопровідності  $\lambda_p$  приймати згідно табл. А1 [67]. Згідно п. 6.1 [66] для горищного перекриття та других огорожувальних конструкцій будівель і споруд, що опалюються та/або охолоджуються, обов'язкове виконання умови:

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min} \quad (3.5)$$

де  $R_{\Sigma}$  – опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, опір теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції,  $(m^2 \cdot K)/Wt$ ;

$R_{q \min}$  – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції,  $(m^2 \cdot K)/Wt$ .

Згідно таблиці 3 [66] мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції для горищного перекриття складає

$$R_{q \min} = 4,5 (m^2 \cdot K)/Wt$$

Визначаємо опір теплопередачі зовнішніх стін згідно з формулою 2 [67]

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_b + R_i + 1/\alpha_3 = 1/8,7 + 0,46 + 1/6 = 0,115 + 0,46 + 0,167 = 0,75 (m^2 \cdot K)/Wt$$

де  $R_i$  – тепловий опір  $i$ -того шару,  $(m^2 \cdot K)/Wt$ ;

$\alpha_b, \alpha_3$  – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції,  $Wt/(m^2 \cdot K)$ , приймають згідно з Додатком Б [67], і дорівнюють:  $\alpha_b = 8,7 Wt/(m^2 \cdot K)$ ;  $\alpha_3 = 6,0 Wt/(m^2 \cdot K)$ ;

$$0,75 (m^2 \cdot K)/Wt < 4,5 (m^2 \cdot K)/Wt;$$

Умова не виконується.

### **3.4 Рекомендації по влаштуванню прорізів**

#### **3.4.1 Прорізи, що розширюються за рахунок розбирання підвіконної частини**

Роботи по влаштуванню прорізів виконувати в наступній послідовності:

1. Знеструмити наявну електропроводку і зробити розмітку підвіконної частини прорізу, що розбирається. Зняти штукатурку на стіні в місцях розташування елементів підсилення.
2. Уздовж стіни з двох сторін в місцях передбачуваного прорізу зняти існуючу підлогу до плити перекриття.
3. Розмітити місця розташування в цегляній стіні для установки шпильок М16 для стійок із кутників 90х6 мм.
4. Просвердли в стіні отвори під стяжні шпильки М16 та встановити їх.
5. Встановити стійки із кутників 90х6 мм та з'єднати їх з шпильками за допомогою елементів листової сталі -120х100х6, які вдягаються на шпильки та приварюються до стійок із кутників 90х6 мм.
6. Стягнути шпильки гайками М16 з двох сторін цегляної стіни.
7. Встановити перемички з кутників 90х6 мм в проектне положення та приварити їх до стійок із кутників 90х6 мм.
8. Перемички з кутників 90х6 мм з'єднати між собою за допомогою листової сталі.
9. Розібрати підвіконну частину стіни для розширення прорізу без застосування ударних інструментів.
10. Стійки з кутників 90х6 мм з'єднати між собою за допомогою листової сталі.
11. В нижніх кутах прорізу встановити опорні кутики 50х5 мм, які приварити до стійок. По підлозі прорізу встановити обрамлення із кутиків 50х5

мм і приварити їх до опорних кутиків. Елементи обрамлення із кутиків 50x5 мм з'єднати між собою за допомогою листової сталі.

12. Місця монтажного зварювання елементів влаштування прорізу зачистити від шлаків та додатково пофарбувати шаром емалі ПФ-115.

13. Забетонувати підпрорізний простір бетоном класу С12/15.

### **3.4.2 Прорізи, що пробиваються**

Роботи по влаштуванню прорізів виконувати в наступній послідовності:

1. Знеструмити наявну електропроводку і зробити розмітку прорізу, що пробивається. Зняти штукатурку на стіні в місцях розташування елементів підсилення.

2. Уздовж стіни з двох сторін в місцях передбачуваного прорізу зняти існуючу підлогу до плити перекриття.

3. Розмітити в цегляній стіні місця розташування шпильок М16 для закріплення стійок.

4. Просвердлити в стіні отвори під стяжні шпильки М16 та встановити їх.

5. Встановити стійки з кутиків та з'єднати їх з шпильками за допомогою елементів листової сталі -120x100x6, які вдягаються на шпильки та приварюються до стійок.

6. Стягнути шпильки гайками М16 з двох сторін цегляної стіни.

7. Встановити перемички з швелерів в проектне положення та приварити їх до стійок. Пробити отвори в верхніх кутах прорізу та з'єднати перемички з стійками за допомогою опорних кутників 50x5 мм.

8. Для утворення прорізу позначити його контур шляхом висвердлювання в стіні. Розібрати частину стіни для утворення нового прорізу без застосування ударних інструментів.

9. Перемички з швелерів з'єднати між собою за допомогою листової сталі.

10. Стійки з кутиків з'єднати між собою за допомогою листової сталі.

11. В нижніх кутах прорізу встановити опорні кутики 50x5 мм, які приварити до стійок. По підлозі прорізу встановити обрамлення із кутиків і приварити їх до опорних кутиків. Елементи обрамлення з'єднати між собою за допомогою листової сталі.

12. Місця монтажного зварювання елементів влаштування прорізу зачистити від шлаків та додатково пофарбувати шаром емалі класу ПФ-115.

13. Забетонувати підпрорізний простір бетоном класу С12/15.

## ВИСНОВКИ

1. За результатами проведених досліджень по визначенню напружено-деформованого стану конструкцій будівлі встановлено, що можлива реконструкція будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини за адресою: Запорізька область, Пологівський район, м. Гуляйполе, вул. Соборна, 105 і можливість безпечної експлуатації.

2. На майданчику забудови залягають лесоподібні ґрунти, які у природних умовах залягання відносяться до I-го типу просадності (проявляють просадні властивості при навантаженнях, які перевищують побутові). Величина сумарної просадки складає до 5 см. Загальна потужність просадної товщі складає 4,0 м. Розрахунковий опір ґрунтів, на які спираються фундаменти будівлі, складає:  $R_0=372$  кПа – для сухого ґрунту;  $R_0=189$  кПа – для мокрого ґрунту. Середній початковий просадний тиск для цього ґрунту становить 150 кПа.

3. Будівля зводилася в 60-х роках минулого сторіччя тому не має комплексу протипросадних заходів. Під основою фундаментів будівлі до початку її зведення не виконувалася спеціальна підготовка просадних ґрунтів. Також у будівлі відсутні водозахисні і конструктивні заходи. В процесі подальшої експлуатації будівлі слід уникати тривалого замочування основи, в найкоротший термін часу усувати протікання із водонесучих комунікацій.

4. Будівля за об'ємно-планіровочними рішеннями складається із трьох залежних друг від друга відсіків, які утворюють в плані букву «П», що не є вдалим рішенням конструктивної системи будівлі. Нинішні норми проектування на просадочних ґрунтах забороняють розташовувати складні за планом контури будівлі без улаштування деформаційних швів. Складні за планом контури будівлі умовно розділяють на прямокутники, які блокуються безпосередньо друг з другом за допомогою деформаційних швів.



5. Прилегла до будівлі територія, вимощення навколо будівлі на момент обстеження знаходяться в непридатному для нормальної експлуатації стані (категорія «3»). Все це сприяє потраплянню атмосферних опадів під основу будівлю і проявленню просадних властивостей ґрунтів. В процесі подальшої експлуатації необхідно розробити проект по вертикальному плануванню території навколо будівлі, в якому передбачити водовідведення атмосферних опадів від ґрунтів основи будівлі. Виконати водонепроникне вимощення навколо будівлі шириною не менше 1,5 м, при цьому місця стиків вимощення зі стінами будівлі повинні ретельно загерметизовані.

6. Статичний розрахунок просторової моделі конструктивної системи будівлі по оцінці напружено-деформованого стану конструкцій стін і фундаментів показав, що в цегляних стінах, а також у залізобетонних фундаментах будівлі несуча здатність забезпечена, але резерв несучої здатності в деяких елементах практично відсутній.

7. Перевірочні розрахунки від дії постійних та короточасних навантажень на стіни будівлі показали, що фактичний тиск під подошвою фундаментів складає 11,26...23,80 т/м<sup>2</sup>, що менше несучої здатності сухих ґрунтів основи  $R_0=37,2$  т/м<sup>2</sup>. Але при замочуванні таких ґрунтів основи несуча здатність складає  $R_0=18,9$  т/м<sup>2</sup>, а просадка починає проявлятися при перевищенні тиску в  $R_s=15,0$  т/м<sup>2</sup>. Тому для запобігання прояви просадних деформацій велике значення має розробка комплексу водозахисних заходів при реконструкції будівлі.

8. Технічний стан конструкцій зовнішніх та внутрішніх стін, перегородок, збірних плит перекриття на момент обстеження знаходиться в задовільному стані (категорія «2») з урахуванням того, що в цегляних стінах правого відсіку від головного входу спостерігаються тріщини. Всі виявлені тріщини є наслідком просадки основи ґрунту при його замочуванні в процесі експлуатації будівлі. Замочування основи ґрунтів є наслідком витоку із мереж водовідведення при розгерметизації стиків, а також із-за відсутності організованого водовідведення атмосферних опадів від ґрунтів основи будівлі при експлуатації. Для забезпечення надійної і безаварійної експлуатації будівлі необхідно розробити

комплекс водозахисних заходів, який перешкоджає замочуванню просідаючої товщі ґрунтів основи.

9. Технічний стан конструкцій покриття будівлі знаходиться в непридатному для нормальної експлуатації стані (категорія «3»). Рекомендується демонтувати існуючі дерев'яні конструкції покриття та покрівлю із листів АЦВ та змонтувати нові конструкції покриття..

10. В цілому технічний стан конструкцій об'єкта віднесено до категорії технічного стану «3» - непридатний для нормальної експлуатації, через стан конструкцій покриття.

11. Допускається влаштування прибудови тамбуру та розширення приміщень з влаштуванням столбчатого фундаменту під каркасну конструктивну схему прибудови.

12. Допускається демонтаж частини існуючих перегородок і встановлення нових перегородок з газобетону та цегли з влаштуванням нових фундаментів під перегородки.

13. Допускається демонтаж існуючих пандусів та влаштування нових з допустимим ухилом.

14. Допускається демонтаж існуючої плити підлоги 1-ого поверху та влаштування нової монолітної плити підлоги за умови проведення протипросадних дій основи ґрунта.

15. Допускається демонтаж існуючих дерев'яних конструкцій покриття та покрівлі із листів АЦВ та влаштування нової конструкції покриття.

16. За результатами проведених статичних розрахунків встановлено, що влаштування і розширення віконних і дверних прорізів в існуючих внутрішніх і зовнішніх стінах не понизить несучу здатність будівлі при умові виконання посилення прорізів сталевими профілями.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Допоміжник з проектування основ будівель та споруд. (К СніП 2.02.01-83)/НИИОСП ім. Герсеванова. Київ.: Будівельник, 1986. 416 с.
2. Посібник з проектування конструкцій панельних житлових будівель для особливих ґрунтових умов. НИИСК Госстроя ССРСР. Київ.: Будівельник, 1982. 272 с.
3. Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. Розрахунок будівель та споруд на просадних ґрунтах: навч. посібник. Київ: Будівельник, 1987. 200 с.
4. ДБН В.1.1-45:2017. Видання. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. [Чинний від 01.10.2017]. Вид. офіц. Київ, Мінрегіон України, 2017. 33 с. (Державні будівельні норм)
5. Крутов В.Ф., Д'яконов В.П. Розрахунок просадок лісових ґрунтів від власної ваги з урахуванням форми та розмірів зволоженої зони. Основи, фундаменти та механіка ґрунтів. 1973. №3. с. 12-14.
6. Гельфандбейн А.М., Гелис Л.А. Методичні рекомендації з проектування основ промислових будівель, що зводяться на ґрунтах. Харьков: ПромстройНИИпроект, 1980. 49с.
7. Васильков Г.В., Приходченко О.Є., Дежина І.Ю. Дослідження ПДВ лесової основи як пружно-пластичного середовища з вченням зміни вологого режиму при замочуванні. Проблеми захисту, будівництва будівель та споруд на просадних ґрунтах: Тез. доп. Республ. наук. конф. 16-17 квітня 1987 г. Київ, 1987. с. 27-28.
8. Матвеев І.В. Моделиювання ґрунтових основ при розрахунку будівель: удосконалення методів розрахунку та випробувань будівельних конструкцій. Київ: Будівельник, 1980. с. 126-131.
9. Бойко І.П. Основи та фундаменти: теоретичні основи проектування пальових фундаментів при пружнопластичному деформуванні основи. Збірник трудов. Київ: Будівельник. 1985. Вип. 18. с. 11-17.

10. Васильковский А.А. Проблемы захисту, будівництва будівель та споруд на просадних ґрунтах: до питання про мінливість напружено-деформованого стану просадного масиву ґрунту при локальному замочуванні: Тез. допов. Республ. наук. конф. 16-17 квітня 1987 р. Київ, 1987. с. 70-71.
11. Сикаченко В.М. Дороги та мости: до питання про класифікацію розрахункових моделей ґрунтових основ. 2008. № 1. с. 70-85.
12. Муравський Г.Б. Будівельна механіка та розрахунок споруд: про модель пружної основи. 1967. № 6. с. 14-17.
13. Абелев Ю.М. Основи проектування та будівництва на просадних макропористих ґрунтах / Ю.М. Абелев, М.Ю. Абелев. Київ : Будівельник, 1968. 432 с.
14. Голов О.О. Деформації основ фундаментів будівель в умовах щільної міської забудови: дис. кандидата техн. наук: 05.23.02. Голов Олег Олександрович. Полтава, 2004. 183 с.
15. Зарецкий Ю.К. Карабаев М.І. Основи, фундаменти та механіка ґрунтів: розрахунок осад буронабивних паль у просадних ґрунтах . 1987. №1. с. 14-17.
16. Бойко І.П., Нічіпоренко В.С., Обухов А.В. Проблеми захисту, будівництва будівель та споруд на просадних ґрунтах: до питання визначення додаткового навантаження паль при просіданні основи: Тез. допов. Республ. науков. конф. 16-17 квітня 1987 р. Київ, 1987. с. 57-59.
17. Hanafy E.A., Emery I.I. Advancing face simulation of tunnel excavations and lining placement. Proc. 2 nd Int. Conf.
18. Sagaseta C., Moy I.F., Oteo C.S. Estimation of ground subsidence over urban tunnels. Proc. 2 nd Int. Conf. "Ground Movements and Structures", Cardiff, 1980, 331-344, Pentech Press, London.
19. Klepikov 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.

20. Шкода В.В. Дослідження надійності безкаркасних житлових будівель, зведених у складних ґрунтових умовах запорізького регіону: Дисертація на здобуття наукового ступеня канд. техн. наук: 05.23.01. Київ, 1990. 227 с.

21. Матвеев І.В., Кравченко В.І. Будів. механіка та розрахунок споруд: поєднання впливів просідання основ та сейсмики у розрахунках будівель 1990. № 4. с. 28-32.

22. Банах В.А. Особливості взаємодії безкаркасних житлових будівель із основами в ґрунтових умовах Запорізького регіону: дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Банах Віктор Аркадьєвич. Запорож'є, 1992. 174 с.

23. Інструкція з проектування безкаркасних житлових будинків, що будуються на просадних ґрунтах із застосуванням комплексу заходів. РЗП 297-78. Київ, 1978. 85 с.

24. Гаєвський С.К., Пшеничкін А.П. Проблеми захисту, будівництва будівель та споруд на просадних ґрунтах: розрахунок складних детермінованих та стохастичних просторових систем на прикладі багатоповерхових великопанельних будівель: Тез. допов. Республ. науков. конф. 16-17 квітня 1987 р. Київ, 1987. с. 187-189.

25. Пшеничкін А.П. Будівельні конструкції: питання ймовірнісного розрахунку житлових будівель у складних ґрунтових. Зб. науков. праць. Київ: Будівельник, 1975. Вип. 25. с. 78-84.

26. Козачевський А.І., Пекарський А.Л. Будівництво та архітектура: про жорсткість великопанельних систем у складних умовах. Зб. праць. Київ: Будівельник. 1971. Вип. 9. с. 81-85.

27. Музиченко Ю.Н., Гільман Я.О. Проблеми захисту, будівництва будівель та споруд: до розрахунку взаємопримикаючих будівель на нелінійно-деформованій шарово-неоднорідній лісовій основі. Тез. допов. Республ. науков. конф. 16-17 квітня 1987 р. Київ, 1987. с. 195-196.

28. Кравцов В.Г. Робота конструкцій безкаркасних будівель в умовах нерівномірних вертикальних деформацій лісової просадної основи: Дисертація на здобуття наукового ступеня канд. техн. наук: 05.23.01. Київ: КиївЗНДІЕП, 1984. 190 с.

29. Клепиков С.Н. Розрахунок споруд на деформованій основі. Київ: НДІБК, 1996. 206 с.
30. Крутов В.І. Основи та фундаменти на просадних ґрунтах. Київ: Будівельник, 1982. 224 с.
31. В.В. Кулябко, А.А. Дубихвост, І.І. Давідов. Механіка ґрунтів та фундаментобудування: Кулябко В.В. Новий підхід до моделювання взаємодії складових споруд із складними підставами: труді 3-й Укр. науков.-техн. конф. – Одесса, 1997. Т. 1. С. 61-64.
32. Межеровський В.А. Основи, фундаменти та механіка ґрунтів : поширення вологи та розвиток просадних деформацій у лісових основах будівель, №1. 1998.
33. Диховічний А.А. Моделі будівельних конструкцій та їх ідентифікація : дис. доктора техн. наук : 05.23.01 / Диховічний Александр Александрович. Київ, 1995. 322 с.
34. Банах В.А. Комунальне господарство міст: використання результатів обстеження існуючих будівель для формування та коригування їх розрахункових моделей. 2007. № 76. С. 101-106.
35. Банах В.А. Будівельні конструкції: моделювання взаємодії будівель з ґрунтовими основами у складних інженерно-геологічних умовах: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць Комунальне господарство міст. Вип. 75: в 2-х кн.: Книга 1. Київ, ДП НДІБК, 2011.
36. Банах В.А. Будівельні конструкції будівель та споруд: проектування, виготовлення, реконструкція та обслуговування: особливості формування розрахункових моделей конструкцій будівель, експлуатованих у складних умовах: Вісник ДНАБА. Вип. 4 (90). Донецьк: ДНАБА. 2011. С. 54-60.
37. Лучковський І.Я. Розрахунок залізобетонних конструкцій та споруд з урахуванням нелінійності їх взаємодії з основою : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня доктора техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». І.Я. Лучковський. Харків, 2001. 27 с.

38. Шокарев В.С., Чаплигін В.І. Геомеханічна модель ґрунтової основи будівлі на стрічковому фундаменті при його підробітку циліндричними URL: <http://www.nbuu.gov.ua>. (дата звернення: 20.11.2022).

39. Шашкін А.Г., Шашкін К.Г. Розвиток міст та геотехнічне будівництво: основні закономірності взаємодії основи та надземних конструкцій будівлі. 2006. № 10. С. 63-92.

40. Шашкін А.Г. Шашкін К.Г. Реконструкція міст та геотехнічне будівництво: взаємодія будівель та основ: методи розрахунку та їх застосування при проектуванні. 2003. № 7. С. 129-145.

41. Шаповал В.Г. Особливості взаємодії вагової водонасиченої основи з розташованими на ній будівлями та спорудами: монографія. Дніпро : Пороги, 2010. 251с.

42. Шаповал В.Г. Прогноз осадів та кренів, що знаходяться під впливом змінного в часі навантаження, фундаментів на водонасиченій пілувато-глинистій основі. Дніпро, 1996. 50 с.

43. Уліцкий В.М. Розвиток міст та геотехнічне будівництво: основи спільних розрахунків будівель та основ. 2006. № 10. С. 56-62.

44. Моргун А.С. Моделювання ефекту взаємодії системи «будівля – фундамент – основа» числовим методом граничних елементів : монографія. А.С. Моргун, І.М. Меть, А.В. Ніцевич. Вінниця : ВНТУ, 2010. 132 с.

45. Шашкін А.Г. Розвиток міст та геотехнічне будівництво: в'язко-пружно-пластична модель поведінки глинистого ґрунту. 2011. №2. С. 1-32.

46. Слободян Я. О. Опір матеріалів і теорія споруд: експериментальне обґрунтування чисельного розв'язання нелінійно-непружних контактних задач взаємодії споруд з нерівномірно-деформованими основами. 2000. Вип. 68. С. 147-155.

47. Городецкий А. С., Слободян Я. Е. Проблеме тонкостінних просторових систем: вирішення нелінійних завдань взаємодії споруд із основою за допомогою ПК ЛІРА. Тбілісі: Грузинський технічний університет, 2001. С. 53-57.

48. Слободян Я. О. Оцінка точності чисельного розв'язання нелінійних контактних задач взаємодії споруд з основами // Опір матеріалів і теорія споруд. 2002. Вип. 70. С. 136-144.
49. Баженов В. А., Слободян Я. О. Опір матеріалів і теорія споруд : моделювання нелінійного деформування складних просторових систем споруд при силових та деформаційних впливах. 2003. Вип. 72. С. 41-73.
50. Баженов В. А., Слободян Я. О. Опір матеріалів і теорія споруд : чисельні дослідження напружено деформованого стану споруд при ступінчатих деформаціях земної поверхні. 2003. Вип. 73. С. 91-99.
51. ДБН В.2.2-10:2001. Будівлі і споруди. Установи охорони здоров'я. Київ: Мінрегіонбуд України, 2001. 166 с.
52. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Київ: Мінрегіон України, 2018. 68 с
53. Висновок за результатами обстеження покриття будівлі поліклініки, розташованої по вул. Леніна, 105 в м. Гуляйполе Гуляйпільського району Запорізької області, з розробкою рекомендацій щодо ремонту. – ТОВ «НК Астра-Днепр», Запоріжжя. 2017 р.
54. Технічний звіт про стан будівельних конструкцій будівлі амбулаторії ЗПСМ за адресою: вул.. Соборна, 105 в м. Гуляйполе, Гуляйпільського району Запорізької області. шифр 10117, ТОВ «НАСТРОЙ», Запоріжжя. 2020.
55. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. К.: НДП «УкрНДНЦ». 2017. 44 с.
56. ГОСТ 31937-2011. Будівлі та споруди. Правила обстеження та моніторингу технічного стану. 2011. 89 с.
57. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 30 с.
58. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ: Мінбуд України, 2006. 60 с.



59. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 98 с.

60. Науково-технічний звіт про інженерно-геологічні вишукування на об'єкті: «Реконструкція будівлі амбулаторії загальної практики сімейної медицини м. Гуляйполе за адресою: Запорізька область, Пологівський район, м. Гуляйполе, вул. Соборна, 105», шифр 1509/1861, ТОВ «Інженерний центр «Геобест»», 2021. 40 с.

61. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. Київ, 2008.

62. ДСТУ Б В. 2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статичної обробки результатів випробувань. Київ, 1996.

63. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Київ: Мін. рег. розвитку, буд та жит.-комун. господ. України. 2018. 42 с.

64. ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Київ, 2010.

65. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Київ: Мінрегіон України, 2013. 122 с.

66. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. К.: Мінрегіонбуд України, 2017. 31 с.

67. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. К.: Мінрегіонбуд України, 2014. 51 с.

68. ПК ЛИРА, версія 9. Програмний комплекс для розрахунку та проектування конструкцій. Довідково-теоретичний посібник під ред. А.С.Городецького. К. 2003. 464 с.

69. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.