

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему:

Проект багатоповерхової житлової будівлі
з дослідженням роботи фундаментів

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмд-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Пізнюр М. І.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Баран Д. Я.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2023

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Пізнюру Максиму Ігоровичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект багатоповерхової житлової будівлі
з дослідженням роботи фундаментів

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, к.т.н. доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «__» _____ 20__ року № _____

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
6-8 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....	8
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та комунікаційної організації.....	8
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів розрізненого будівництва об'єкта капітального будівництва.....	9
1.2.1 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень у частині забезпечення відповідності будівель, споруд і споруд встановленим вимогам енергетичної ефективності	13
1.2.2 Перелік заходів із забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, що впливають на енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд.....	14
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час виконання фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	15
1.4 Опис робіт з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	16
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей	17
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	17
1.7 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів.....	18
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ	21
2.1 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва	21
2.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включаючи її просторову схему, прийняту при виконанні розрахунків будівельних	

	4
конструкцій	21
2.2.1 Загальні положення. Розрахункова схема будівлі	21
2.3 Збір навантажень	24
2.3.1 Постійні навантаження	24
2.3.2 Тимчасові навантаження	27
2.3.3 Короткочасні навантаження.....	27
2.4 Результати розрахунку будівлі в ПК SCAD	31
2.5 Перевірка перерізів елементів.....	36
2.5.1 Перевірка перетину найбільш навантаженої колони	36
2.5.2 Перевірка загальної та місцевої стійкості опорної балки	38
2.6 Розрахунок сталезалізобетонної плити перекриття.....	42
2.6.1 Вихідні дані для розрахунків	43
2.6.2 Розрахунок сталезалізобетонного перекриття на стадії бетонування плити	45
2.7 Обґрунтування вибору схеми металевого каркасу	48
2.7.1 Варіант № 1	48
2.7.2 Варіант № 2.....	51
2.7.3 Варіант № 3.....	53
3.4 Обґрунтування вибору.....	56
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	58
3.1 Проектування фундаментів мілкового закладення поблизу існуючої забудови.....	58
3.2 Застосування роз'єднувального шпунта як засобу захисту існуючих конструкцій	63
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	66
4.1 Охорона праці.....	66
4.1.1 Законодавчі акти України	66

4.1.2 Розрахунок опалення для комфортних умов перебування в приміщенні	68
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	70
4.2.1 Законодавча база України	70
4.2.2 Стійкість житлової споруди від ударної хвилі	70
ВИСНОВКИ	75
БІБЛІОГРАФІЯ	76

ВСТУП

Між містами курортного призначення, багатими на рекреативні ресурси, розвивається справжня конкуренція. Приїжджі оцінюють не тільки комфортні та безпечні умови для відпочинку, а й естетичні чинники. Тут якраз і виходить уперед такий інструмент, як незвичайне формоутворення в будівництві. Саме він додає до функціональності споруди увагу людей. Потенційно, незвичайна форма будівлі може привабити ширшу аудиторію, ніж типова забудова.

Мета роботи: Розробка проекту багатоповерхової житлової будівлі з дослідженням роботи фундаментів

Об'єкт досліджень – фундамент житлової багатоповерхової будівлі.

Предмет дослідження – способи влаштування фундаментів в умовах щільної забудови.

Доцільність проведення спричинена тим, що отримані висновки дозволять підвищити ефективність та тривалість експлуатації структурних елементів в житлових будівлях.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення житлової;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі;
- виявити основні способи влаштування фундаментів в умовах існуючої забудови;
- визначити роль роз'єднувального шпунта при захисті існуючих конструкцій фундаментів
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих житлових багатоповерхових будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання напружено-деформівного стану

фундаментів житлових багатоповерхових будівель.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих житлових будівель.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на XII Міжнародній науково-технічна конференція молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 6-7 грудня 2023 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: ФУНДАМЕНТ, ЖИТЛОВА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та комунікаційної організації

Об'єкт капітального будівництва – житлова багатоповерхова будівля, Передбачуване місце будівництва - місто Одеса.

Будівля окремо розташована, являє собою 10-поверхову будову, підняту над землею (на V-подібних опорах). Має складну в плані і за висотою форму (зі збільшенням поверховості - площа поверху зростає). Габаритні розміри 1-го поверху в осях А-В(Г) становлять 9(12,6) м, в осях 10-18 - 27 м; а габаритні розміри 10-го поверху в осях А-В(Г) становлять 9(12,6) м, в осях 1- 18 - 48,6 м. Внаслідок такого формоутворення, утворюється консоль будівлі - 21,6 м, що визначає унікальність цієї споруди.

За позначку 0,000 прийнято рівень терас у районі входів у задні (біля сходів і підйомників, що ведуть на позначку першого поверху), він же відповідає абсолютній позначці 17,63 м. Відносна відмітка чистої підлоги першого поверху +5,200. Максимальна відносна відмітка будівлі становить +41,400 м. Висота першого і наступних поверхів становить 3200 мм, висота машинного відділення - 2000 м.

Архітектура будівлі відповідає вимогам, що висуваються для житлових будівель. Просторова, планувальна та функціональна організація зумовлена специфікою функціонального призначення приміщень і відповідає принципам зонування.

В основу проекту лягла ідея втілення в будові образу птаха чайки, крило якої представлено консольною частиною будівлі, а V- подібні опори - лапами. Ілюзія ширяння птаха над землею стала однією з причин появи під будівлею вільного простору. Бруталізм задуманих конструкцій відмінно вписується в існуючу архітектуру будівель і ландшафт навколишнього середовища. Консоль будівлі

створює відчуття незагромадженості території будівлями, відчуття відкритого вільного простору. Однак, відсутність першого поверху у звичному сенсі, а так само встановлення V-подібних опор зумовлена не тільки ідеями архітектури.

Вільний простір під будівлею забезпечує цілу низку переваг:

- безперешкодне проходження морського повітря вглиб населеного пункту (оскільки будова розташована на першій береговій лінії, ця перевага особливо актуальна);
- захист мешканців від дорожнього шуму, поглядів перехожих тощо;
- вільні площі під паркування автомобілів у тіні від сонця;
- можливість проєктування невеликого фундаменту в поганих ґрунтових умовах.

На першому поверсі - розташовані вхідні групи, вестибюль, багажна, пост охорони, кабінети головного інженера, кімната відпочинку робочого персоналу, санітарні та сходово-ліфтові вузли. На наступних поверхах - житлові кімнати, приміщення поверхового обслуговування, санітарні та сходово-ліфтові вузли, приміщення громадського призначення (холи). На покрівлі розташовуються машинне відділення ліфтів. Покрівля будівлі неексплуатована.

Будівля обладнана системами централізованого теплопостачання, загальнообмінної вентиляції та кондиціонування, водопостачання та каналізації, електропостачання, зв'язку, сигналізації, автоматизації та диспетчеризації, сміттєзбору, загального та місцевого штучного освітлення.

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів розрізненого будівництва об'єкта капітального будівництва

Прийняті архітектурно-планувальні рішення будівлі обумовлені:

- особливостями розташування на генеральному плані;
- функціональним призначенням;
- вимогами технічних регламентів, зокрема такими, що встановлюють вимоги

щодо забезпечення безпечної експлуатаціїбудівель і споруд;

– кліматичними особливостями району будівництва.

Основними вимогами до будівлі є її функціональність, надійність, безпека, архітектурно-художня виразність.

Квартирний фонд являє собою 47 квартир різного, а саме:

– однокімнатні- 26 шт.;

– двокімнатні - 21 шт.

Відповідно максимальна чисельність людей, які перебувають у будівлі, становить 104 особи, для 8 з яких квартири обладнано засобами дляМГН (понад 5% відповідно до [22]). Кожна квартира обладнана санітарними вузлами відповідно до своєї категорії.

Чисельність співробітників обслуговуючого персоналу - 26 осіб. Відповідно будівля 140 відвідувачів.

Рівень відповідальності будівлі - підвищений, згідно з [7]. Рекомендований термін служби - 100 років і більше, згідно з [7]. Ступінь вогнестійкості будівлі - II, згідно з [8].

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій згідно з [8]:

1. Основні несучі конструкції - R 90.
2. Протипожежні стіни, перекриття - REI 45.
3. Шахти ліфтів, сходові клітки - REI 90.
4. Заповнення прорізів - EI 60.
5. Зовнішні ненесучі стіни - E15.

Будівельна система - комбінована (монолітний залізобетон, сталезалізобетон, сталь).

Зовнішнє ядро жорсткості з монолітного залізобетону, завтовшки 200 мм, стоїть на сталевих балках ростверку, які підтримуються сталевими V-подібними опорами, останні зі свого боку передають навантаження на ростверк залізобетонного кущового пальового фундаменту.

Від ядра в одному напрямку відходять сталеві балки, які сполучаються зі сталевими колонами. Останні передають навантаження на сталевий ростверк. У

міру збільшення поверховості площа будівлі зростає. При цьому колони консольної частини спираються на похилі стійки, які зі свого боку передають навантаження на ту саму сталеву балку ростверку.

Перекриття в ядрі жорсткості з монолітного залізобетону товщиною 100 мм, підтримується поперечними балками 200x300 мм із кроком 3 м.

Перекриття поза ядром жорсткості - сталезалізобетонні по профільованому настилу завтовшки 190 мм, згідно з [10].

Просторова жорсткість будівлі забезпечена спільною роботою монолітного ядра жорсткості, колон, поздовжніх і поперечних балок, похилими стійками, зв'язками, а також дисками перекриттів.

Зовнішні огорожувальні конструкції відповідають вимогам [9, 11-17].:

- по ряду В, в осях 1-14 вони представлені вітражними системами з алюмінієвих сплавів;
- по ряду А, в осях 1-14, а так само з торця консольної частини огорожувальні конструкції представлені у вигляді вентилязованих фасадів: систему кріплять на кладку завтовшки 250 мм із керамічної порожнистої цегли, між якими, зі свого боку, розміщено утеплювач Rockwool, завтовшки 50 мм.
- по всіх зовнішніх площинах ядра жорсткості, огорожувальні конструкції представлено так само у вигляді вентилязованих фасадів: систему НВФ кріплять до стіни ядра з монолітного залізобетону завтовшки 250 мм, між якими, своєю чергою, розміщено утеплювач Rockwool, завтовшки 100 мм.

Світлопрозорі конструкції в цегляній кладці представлено з двокамерним склопакетом (усі вікна двостулкові, обладнуються глухою і поворотно-відкидною стулками).

У вітражних системах світлопрозорими конструкціями представлені двокамерні склопакети. Для забезпечення інфільтрації повітря в склопакетах передбачено повітряні клапани.

Перегородки, товщиною 120 мм, виготовлені на аркушах ГКЛВ товщиною 12 мм зі звукоізоляцією Isover товщиною 100 мм.

Зовнішні входні двері - розпашні (двостулкові, шириною 2000 мм), згідно з

[18]. Головний вхід розташований у торця будівлі в зовнішньому ядрі жорсткості, другий вхід із протилежного торця будівлі призначено для обслуговуючого персоналу та аварійних ситуацій. Усі зовнішні двері обладнано повітряно-тепловими завісами.

Внутрішні двері – протипожежні металеві однополі завширшки 1200 мм і двополі 2000 мм за [18], а так само однополі двері ПВХ завширшки 1000 мм, 900 мм, 800 мм за [19].

У будівлі два евакуаційні шляхи. Один влаштований у незадимлюваній сходовій клітці ядра жорсткості. Другий виконаний як протипожежні сходи у вуличному просторі з торця консольної частини будівлі. Сходові клітки влаштовано відповідно до [25].

Об'ємно-планувальні рішення прийнято відповідно до вимог [9, 21-25].

Ліфти були прийняті - пасажирські та вантажопасажирські в кількості 3 штук, за розрахунком згідно з [9]. Вантажопідйомність одного вантажопасажирського ліфта 1 т, його розмір дозволяє перевозити лежачого хворого на ношах, а також розвертатися інвалідам у візках, згідно з вимогами [59]. Вантажопідйомність одного з двох однакових пасажирських ліфтів 0,63 т, його габарити також дають змогу транспортувати інваліда у візку. Ліфти також відповідають вимогам пожежних служб [27]. Об'ємно планувальні рішення шахт ліфтів відповідають [28].

Покриття території, а також прилеглої території виконано з асфальтобетону, з ухилом, що забезпечує відтік води (2%).

Огородження покрівлі по парапету виконано відповідно до [70]. Прийнято огорожу висотою 300 мм із кроком опор 1200 мм фірми Vorge H-300, що кріпиться за внутрішню стіну парапету.

Технічні рішення, ухвалені в кваліфікаційній роботі, відповідають вимогам екологічних, санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм [29-45], які забезпечують безпечну для життя і здоров'я людей експлуатацію об'єкта за дотримання передбачених проектом заходів.

Техніко-економічні показники проекту представлені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники

№ п/п	Найменування показників	Одиниці виміру	Значення
1	Площа забудови	м ²	520
2	Кількість поверхів надземної частини	поверх	10
3	Кількість поверхів підземної частини	поверх	0
4	Будівельний обсяг	м ³	13 629
5	Загальна площа будівлі	м ²	3 996
6	Корисна площа будівлі	м ²	3 622
7	Розрахункова площа будівлі	м ²	2 488
8	Архітектурна висота	м	41,5
9	Пожежно-технічна висота	м	37,23

1.2.1 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень у частині забезпечення відповідності будівель, споруд і споруд встановленим вимогам енергетичної ефективності

Архітектурні рішення виконано з урахуванням і відповідно до вимог енергетичної ефективності, що висуваються будівель. Застосування високотехнологічних та енергоефективних огорожувальних конструкцій дає змогу максимально заощаджувати на енергоспоживанні та знизити тепловтрати будівлі. Архітектурні рішення виконані в ув'язці з розділами: електропостачання та опалення і вентиляція, в яких закладено найсучасніші рішення з інженерного обладнання та технологічного устаткування в частині енергоефективності.

Вимоги енергетичної ефективності до архітектурних рішень досягаються за рахунок застосування сучасних і високоякісних матеріалів та виробів в огорожувальних конструкціях.

1.2.2 Перелік заходів із забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, що впливають на енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд

На енергетичну ефективність будівлі впливають багато чинників: загальнобудівельні рішення (архітектурні та об'ємно-планувальні, конструктивні) і рішення, які стосуються інженерних систем життєзабезпечення будівель (енергоощадне обладнання, принципові та технологічні схеми, режими експлуатації).

Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності включає в себе:

- вимоги до архітектурних, функціонально-технологічних, конструктивних та інженерно-технічних рішень, що впливають на енергетичну ефективність будівлі;
- вимоги до окремих елементів, конструкцій будівлі та їхніх властивостей, до пристроїв і технологій, що використовуються в будівлі, а також до технологій і матеріалів, що включаються до проєктної документації та застосовуються під час будівництва будівлі, які дають змогу унеможливити нераціональну витрату енергетичних ресурсів як під час будівництва, так і в процесі експлуатації будівлі;
- інші встановлені вимоги енергетичної ефективності.

Архітектурні рішення передбачають такі заходи:

- раціональна орієнтація самої будівлі та її входів/виходів;
- влаштування тамбурів із повітряно-тепловими завісами;
- енергоефективні рішення за видами огорожувальних конструкцій (хороша інсоляція приміщень, ефективна теплоізоляція);

Для забезпечення вимог енергетичної ефективності будівлі також проводяться заходи, пов'язані з інженерними системами життєзабезпечення в областях:

- електропостачання: економія електричної енергії досягається встановленням карткових вимикачів електроенергії, а також за допомогою автоматизованої системи ввімкнення світла в міру наближення користувача за допомогою

встановлення датчиків руху.

- централізованого теплопостачання: для досягнення максимального значення енергетичної ефективності системи теплопостачання в будівлі слід встановити систему погодного регулювання опалення;
- вентиляції та кондиціонування: застосування механічних систем припливно-витяжної вентиляції та кондиціонування нового покоління;
- водопостачання: забезпечення стабілізації та обмеження тиску води на вводах і перед водорозбірною арматурою, встановлення регуляторів тиску, водоощадної арматури та водолічильників, поділ систем водопостачання та пожежогасіння.

1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час виконання фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Будівля являє собою єдиний об'єм форми прямокутної трапеції. Кольорова гама, елементи оздоблення та облицювання фасаду, деталі фасаду і входних груп відповідають загальному стилю будівлі. Композиційні прийоми під час оформлення фасадів та інтер'єрів ґрунтуються на компоновальних рішеннях, що забезпечують раціональне використання будівлі відповідно до її функціонального призначення. Фасад будівлі вирішено за допомогою вітражних систем з алюмінієвих сплавів, а також за допомогою систем вентиляованих навісних фасадів. Рішення фасадів лаконічно вписується в навколишню забудову і дає змогу створити виразну форму, що однаково працює і в автомобільному, і в пішохідному ракурсах. Форма вигідно відрізняється від інших будівель міста-курорту Одеса. Потенційно, така незвичайна форма будівлі може залучити ширшу аудиторію, ніж типова забудова. Застосування в проєкті конструкцій і матеріалів, що відповідають сучасному рівню, у поєднанні з високотехнологічними методами будівництва та будівельними нормами дає змогу домогтися більшої виразності об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, а також забезпечення потрібної пожежонебезпеки проєктованої будівлі.

1.4 Опис робіт з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Основою вибору виду оздоблення приміщень є виконання санітарно-гігієнічних, протипожежних, екологічних, естетичних вимог. Оздоблення передбачається згідно з вимогами відповідних нормативних документів залежно від призначення приміщень.

Оздоблювальні матеріали, що використовуються на шляхах евакуації, передбачені згідно з [8] за класом пожежної небезпеки:

Підлоги:

- цементно-бетонне покриття товщиною 30мм, (у машинному відділенні);
- керамогранітна плитка на клею, завтовшки 20 мм, зі стяжкою з ЦПР (М200), завтовшки 40 мм - у всіх приміщеннях (тобто в кімнатах і санвузлах), у коридорах, у кабінетах керівника ОСББ, головного інженера, у кімнаті відпочинку робочого персоналу, у санвузлах для персоналу;
- мозаїчне безшовне покриття "Тераццо" завтовшки 40 мм по стяжці з ЦПР, завтовшки 60 мм - у вестибюлях, поверхових холах, а також інших приміщеннях, вище не перерахованих.

Покриття підлог спроектовано відповідно до вимог [47].

Стелі:

- підвісна система типу "Armstrong" з негорючими панелями товщиною завтовшки
- 15 мм (у всіх приміщеннях будівлі, крім машинного відділення);
- оштукатурювання, ґрунтування, фарбування (інші приміщення, вище не перераховані).

Зовнішні огорожувальні конструкції представлено світлопрозорою навісною фасадною системою, яку кріплять до поздовжніх балок перекриття зі сталі, системою навісних вентиляованих фасадів, яку кріплять до не несучих цегляних стін, а також до несучих стін ядра будівлі із залізобетону. Таким чином, частина внутрішніх стін є скляними. А оздоблення стін ядра жорсткості і цегляної

не несучої стіни містить у собі шпаклювання і нанесення декоративної штукатурки. Таке оздоблення виконують у всіх приміщеннях (крім машинного відділення - його стіни обштукатурюють, ґрунтують і фарбують, і крім санвузлів - їхні стіни виконано з керамічної плитки на клею). Для забезпечення необхідного рівня вогнестійкості сталевих конструкцій усередині приміщень елементи покривають вогнезахисними матеріалами відповідно.

1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Планування технічних, службових, житлових приміщень виконано з урахуванням норм природного освітлення.

Будівля має природне освітлення коридорів за рахунок системи вітражів з алюмінієвих сплавів, що дозволяє забезпечити необхідну інсоляцію. Природне освітлення в кватирках, офісах і приміщеннях для обслуговуючого персоналу передбачено через віконні прорізи в зовнішніх стінах будівлі. Захист від сонця і перегріву забезпечено шляхом застосування сонцезахисних і енергозберігаючих двокамерних склопакетів. Без природного освітлення спроектовано приміщення з тимчасовим перебуванням людей. Для приміщень із короткочасним перебуванням людей (підсобні приміщення, сходово-ліфтові та санітарні вузли) передбачається штучне освітлення. Забезпечено норми освітленості та показники якості освітлення, зручність обслуговування освітлювальної установки та управління. У всіх приміщеннях передбачено робоче, чергове та аварійне освітлення.

1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Для забезпечення необхідної звукоізоляції зовнішньої огорожі в житловій зоні обрано віконні блоки з подвійним склопакетом, що забезпечує необхідні звукоізоляційні якості. Згідно з [9], планування продумано таким чином, щоб стіни

ліфтових шахт і стіни квартир не були суміжними. Додаткова звукоізоляція виконується в перегородках на аркушах ГКЛ завтовшки 12 мм зі звукоізоляцією ISOVER завтовшки 100 мм. Посадка будівлі щодо проїжджої частини забезпечує оптимальні вібраційні навантаження від автомобільного транспорту. Проектом не передбачено будь-якого обладнання, що чинить підвищений шумовий і вібраційний вплив. Основний склад загальних приміщень та їхнє цільове призначення не потребують додаткової звукоізоляції. Для забезпечення умов пожежної безпеки, а також для забезпечення допустимих нормальних рівнів звукового тиску (шуму), інженерні приміщення (вентиляційні камери, водомірні вузли, трансформаторні, ІТП тощо) потрібно розташовувати поза будівлею з мінімальною відстанню від неї - 10 м, згідно з [8, 20].

1.7 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів

У вирішенні інтер'єрів будівлі передбачено належне внутрішнє оздоблення та колористичне рішення, які разом створюють найбільш сприятливі умови для життєдіяльності людей.

Оскільки в інтер'єрах світло і колір взаємопов'язані, то в проєкті враховано збільшення освітленості робочої поверхні за рахунок відбивної здатності стелі, стін, підлоги. Це вирішено за допомогою використання фарбування великих поверхонь у світлі тони. Облицювання внутрішніх стін створює атмосферу чистоти, тепла і має високі експлуатаційні якості. Теплі відтінки створюють відчуття домашнього затишку, а холодні справляють зворотне враження. Однак у поєднанні з сонячним світлом, кімната може стати надмірно теплою і незатишною. Тому, для приміщень, вікна яких виходять на сонячний бік, (південь, південний захід) необхідно використовувати холодні відтінки кольорів - пастельний блакитний, сіро-синій, сірий нейтральний. Якщо ж вікна виходять на схід, то допустимо використовувати більш яскраві та насичені кольори - ранкові промені сонця допоможуть контрастним відтінкам зазвучати по-новому. Переважно

переважають світлі відтінки, вони не тільки допомагають створити відчуття простору, а й спонукають до відпочинку. Найбільше розслаблювальний ефект мають кольори з синьої гама - ці відтінки заспокоюють і приводять емоційний стан у рівновагу.

На даному етапі необхідно виконати порівняння декількох варіантів однієї з основних несучих конструкцій будівлі, провести приблизний розрахунок, і за результатами розрахунку, економічного обґрунтування та низки непрямих ознак зробити вибір найбільш раціонального варіанта.

У рамках роботи було ухвалено рішення провести варіантне проектування металевого каркаса консольної частини будівлі. А саме, створити варіанти таких конструктивних схем, за яких би задовольнялися всі міцнісні, функціональні та технологічні властивості споруди. У порівнянні брало участь три варіанти.

Варіант № 1. Конструктивне рішення передбачає, що консольна частина поверхів (вертикальні колони і балки перекриття) спирається на похилі стійки, які простягаються по всій консольній частині будівлі, і, що передають навантаження безпосередньо на опорну балку нижнього контуру безпосередньо, або через колони. Просторова жорсткість і загальна стійкість забезпечується завдяки встановленню зв'язків у поперечному і поздовжньому напрямках каркаса консольної частини будівлі, а також завдяки сталезалізобетонним дискам перекриття (покриття). Перевага цього варіанта, щодо інших, полягає в тому, що монтаж можна вести за класичною схемою "знизу-вгору", не використовуючи високих риштувань і підйомних платформ.

Варіант № 2. Конструктивне рішення передбачає, що консольна частина поверхів висить на верхній рамі будівлі (посилених поздовжніх і поперечних балках, переріз яких збільшений, щодо інших поверхів). Рама, своєю чергою, підтримується похило-вантовою системою, що спирається на пілони (продовження колон неконсольної частини будівлі), відтяжки вант кріпляться до монолітного ядра жорсткості будівлі. Таке конструктивне рішення дає перевагу щодо подальшої експлуатації будівлі - можлива зміна планування приміщень у будь-якому форматі (каркас не має прорізів, які технічно перекриваються зв'язками).

Варіант № 3. Конструктивне рішення передбачає, що консольна частина поверхів висить на верхньому аутригерному поверсі будівлі, що складається з ферм за поздовжнім і поперечним напрямками. Аутригерний поверх, зі свого боку, підтримується вертикальними колонами, що спирається вже безпосередньо на опорний пояс будівлі. Це конструктивне рішення дає перевагу в разі прогресуючого обвалення (осередки будівлі незалежні). Але водночас забирає багато функціональних площ, проте з'являється можливість розміщення технологічного обладнання.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

2.1 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Об'єкт капітального будівництва - будівля житлового призначення.

Характеристика району будівництва наведена в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Характеристика району будівництва

Район будівництва	Кліматичні параметри холодного періоду року			Значення параметрів	
	Температура повітря	найбільш	холодних	доби	-8
м. Одеса	забезпеченістю 0,92, °С				
	Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92, °С			-6	
	Тривалість, діб, періоду со середньодобовою температурою повітря < 8, доби			120	
	Середня температура періоду з середньою добовою температурою повітря нижче або рівною 8 °С, °С			5,3	
	Максимальна із середніх швидкостей вітру за румбамиза січень, м/с			5,4	
	Переважаючий напрямок вітру за грудень -лютий			3	
	Сніговий район			I	
	Нормативне значення ваги снігового покриву S_g , кПа			0,5	
	Вітровий район за тиском вітру			III	
	Нормативне значення вітрового тиску w_0 , кПа			0,38	

2.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включаючи її просторову схему, прийняту при виконанні розрахунків будівельних конструкцій

2.2.1 Загальні положення. Розрахункова схема будівлі

Конструктивне рішення металевого каркаса будівлі передбачає, що консольна частина поверхів (вертикальні колони і балки перекриття) спирається на похилі стійки, які простягаються всією консольною частиною будівлі, та передають навантаження безпосередньо на опорну балку нижнього контуру безпосередньо,

або через колони. Просторова жорсткість і загальна стійкість забезпечується завдяки встановленню зв'язків у поперечному і поздовжньому напрямках каркаса консольної частини будівлі, а також завдяки сталезалізобетонним дискам перекриття (покриття).

Характеристику основних несучих конструкцій будівлі наведено нижче:

а) фундаменти під сталеві V-подібні стійки - пальові з монолітними ростверками;

б) V-подібні стійки виконані з двотавра 40К4; опорний контур будівлі, який стоїть на V-подібних стійках, виконаний зі зварних двотаврів 120БС1;

г) колони змінного перерізу: з відм. +5,000 до відм. +16,200 це двотавр 30К3, понад позначку +16,200 - двотавр 20К1;

д) поперечні балки в будівлі виконані з двотавра 20Б1;

е) поздовжні балки в будівлі виконані зі швелера 16П; ж) похилі стійки консолі виконані з двотавра 50Ш1;

з) зв'язки по похилих стійках виконані з двотавра 50Б1;

і) зв'язки вздовж металевих каркаса будівлі - комбіновані, виконані з двотавра 50Б1 і швелера 10П;

к) зв'язки впоперек металевих каркаса будівлі виконані з двотавра 50Б1;

л) перекриття (покриття) частини будівлі з металевим каркасом – перекриття монолітне по сталевому профільованому настилу, висотою 190 мм;

м) у частині будівлі, що не входить у розрахунок, ми умовно задаємо для ядра жорсткості й перекриття в ньому клас бетону В35, при цьому товщина стін ядер жорсткості - 200 мм; товщина плити перекриття в ньому - 200 мм.

При цьому основні елементи будівлі для зручності монтажу поділено на відправочні елементи:

а) елементи РМ1-РМ3: рами, що включають зв'язки, які забезпечують поперечну стійкість металевих каркаса будівлі, так само включають колони і поперечні балки, що забезпечують кріплення сталезалізобетонного перекриття;

б) елементи РМ4-РМ15: рами без зв'язків, що включають лише колони і поперечні балки, що забезпечують кріплення сталезалізобетонного перекриття;

в) елементи ЗВ1, ЗВ4-ЗВ7: зв'язкові блоки, що включають похилу стійку - безпосередній силовий елемент консольної частини металевого каркаса будівлі, зв'язок, що розкріплює її розрахункову довжину, та поздовжні балки; г) елементи ЗВ2-ЗВ3: зв'язкові блоки, які розташовують і підсилюють головну похилу стійку консольної частини каркаса будівлі;

д) елементи ОБ1-ОБ6: опорні балки, на які кріпиться вся конструкція будівлі, зокрема й рами типу РМ, ядро жорсткості тощо.

е) елементи НБ1-НБ9: похилі стійки консолі - безпосередній силовий елемент консольної частини металевого каркаса будівлі.

Усі металеві конструкції підібрані за допомогою розрахунку в ПК SCAD, з використанням сталі марки С345.

Схему із зазначенням прийнятих перерізів металокопструкцій і повну розрахункову схему можна бачити на малюнках 2.1 і 2.2 відповідно.

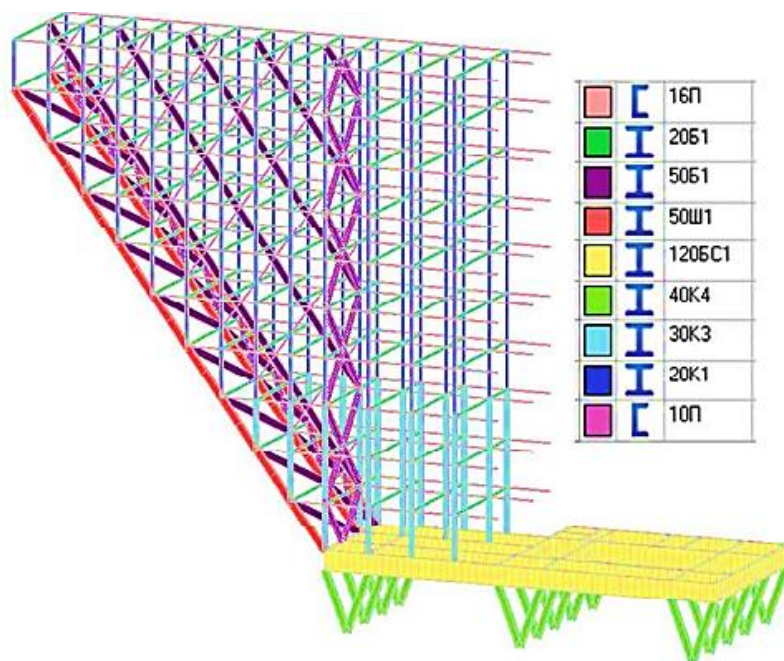


Рисунок 2.1 - Прийняті перерізи металокопструкцій у ПК SCAD

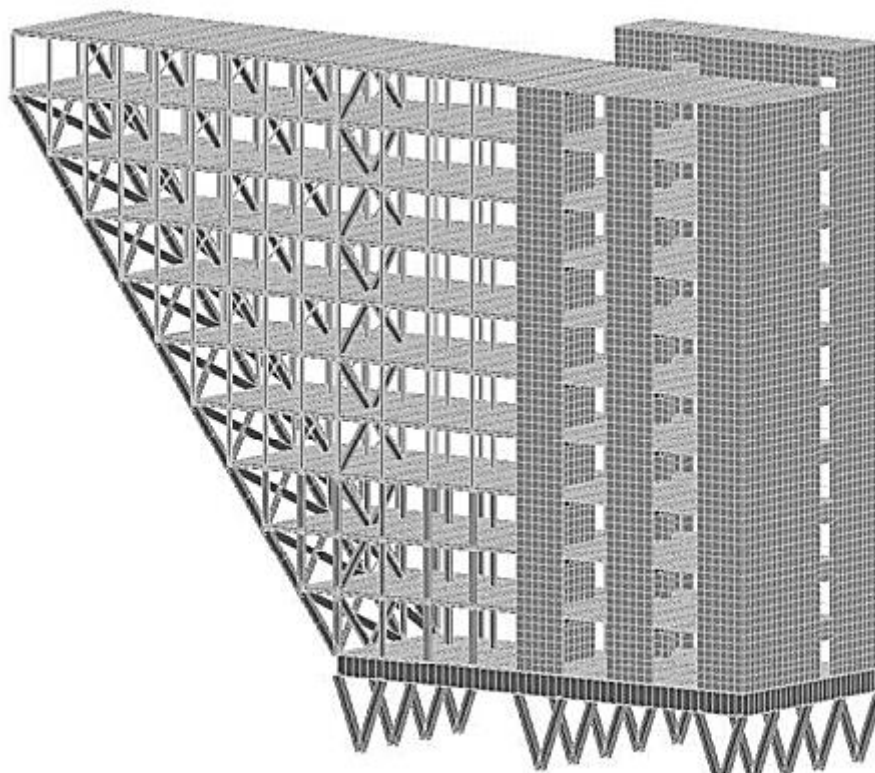


Рисунок 2.2 - Повна розрахункова схема в ПК SCAD

2.3 Збір навантажень

Будівля сприймає постійні навантаження від власної ваги і ваги огорожувальних конструкцій, тимчасове експлуатаційне навантаження від ваги людей та обладнання, крім того, діє короткочасне снігове і вітрове навантаження.

2.3.1 Постійні навантаження

Спочатку обчислимо і прикладемо навантаження від ваги огорожувальних конструкцій.

Навантаження від ваги зовнішніх стін:

- цегла керамічна пустотіла ($\delta = 250$ мм) - $\rho = 1400$ кг/м³ ;
- мінеральна вата ($\delta = 50$ мм) - $\rho = 35$ кг/м³ ;
- панелі ($\delta = 0,001$ мм) - $\rho = 7900$ кг/м³ .

За висоти поверху $h = 3,2$ м лінійно розподілене навантаження від зовнішніх стін матиме такий вигляд:

$$q = (0,25 \times 1400 + 0,05 \times 35 + 0,001 \times 7900) \times 3,2 \times 9,81 = 11,3 \text{ кН/м.}$$

Навантаження від вітражів алюмінієвих:

$$q = n_{7m} \times \rho_{\text{м.кв.}} \times g = 3,2 \times 45 \times 9,81 = 1,4 \text{ кН/м.}$$

Навантаження від міжкімнатних (міжвимірних) перегородок, виготовлених на аркушах ГКЛ завтовшки 12 мм зі звукоізоляцією ISOVER ($\delta = 100$ мм) з вагою 45 кг/м^2 :

$$q = n_{7m} \times \rho_{\text{м.кв.}} \times g = 3,2 \times 45 \times 9,81 = 1,4 \text{ кН/м.}$$

Розподілене навантаження на один бік від власної ваги прийнятих сходових маршів, вагою 3050 кг кожен:

$$q = (3050 \times 2) / 3,6 / 2 \times 9,81 = 8,3 \text{ кН/м.}$$

Навантаження від огорожувальних конструкцій будемо прикладати до стрижнів малої жорсткості в ПК SCAD, які ми задаємо в сателіті ПК SCAD, переносячи в нього підкладку з AutoCAD. Послідовність прикладання навантаження від огорожувальних конструкцій можна бачити на малюнках 2.3-2.4.

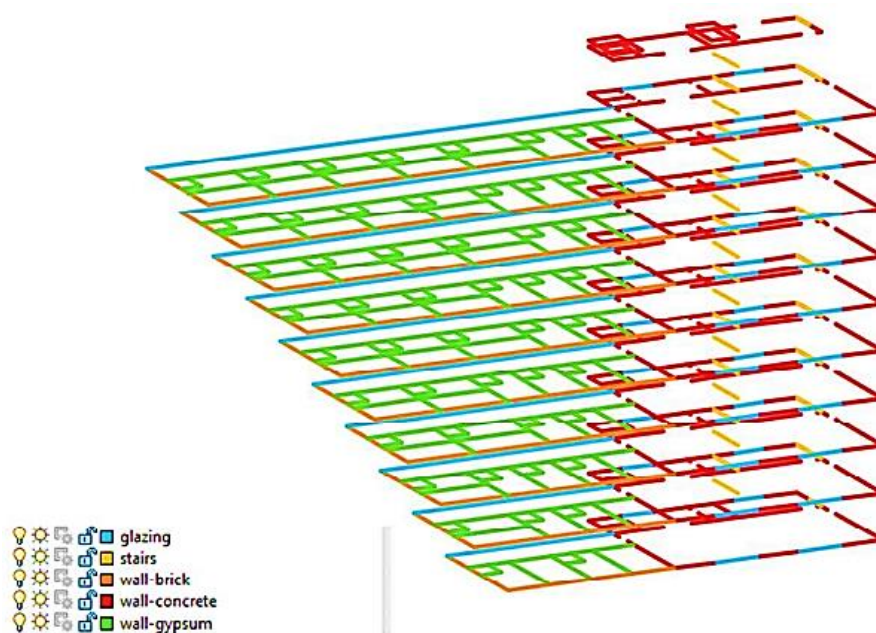


Рисунок 2.3 - Формування підкладки в AutoCAD

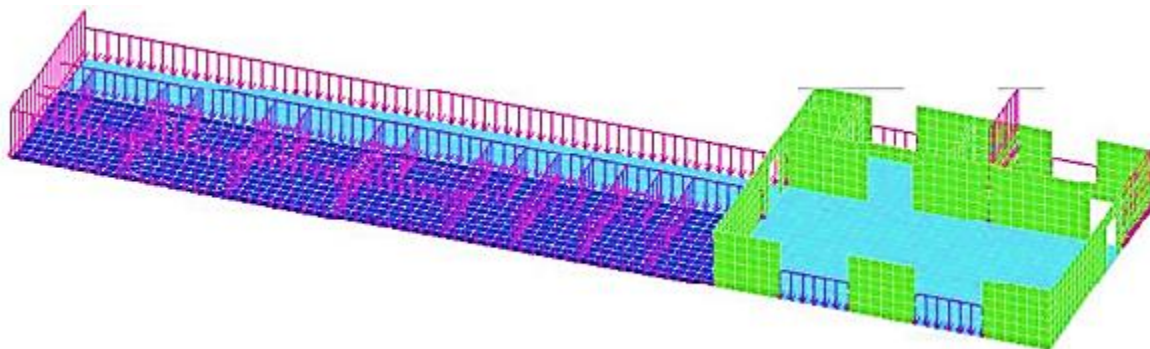


Рисунок 2.4 - Додавання навантаження від огорожувальних конструкцій на типовому поверсі в ПК SCAD до стрижнів малої жорсткості

Постійне навантаження від ваги несучих конструктивних елементів прикладаємо безпосередньо в ПК SCAD. Схему прикладання цього навантаження можна бачити на малюнку 2.5.

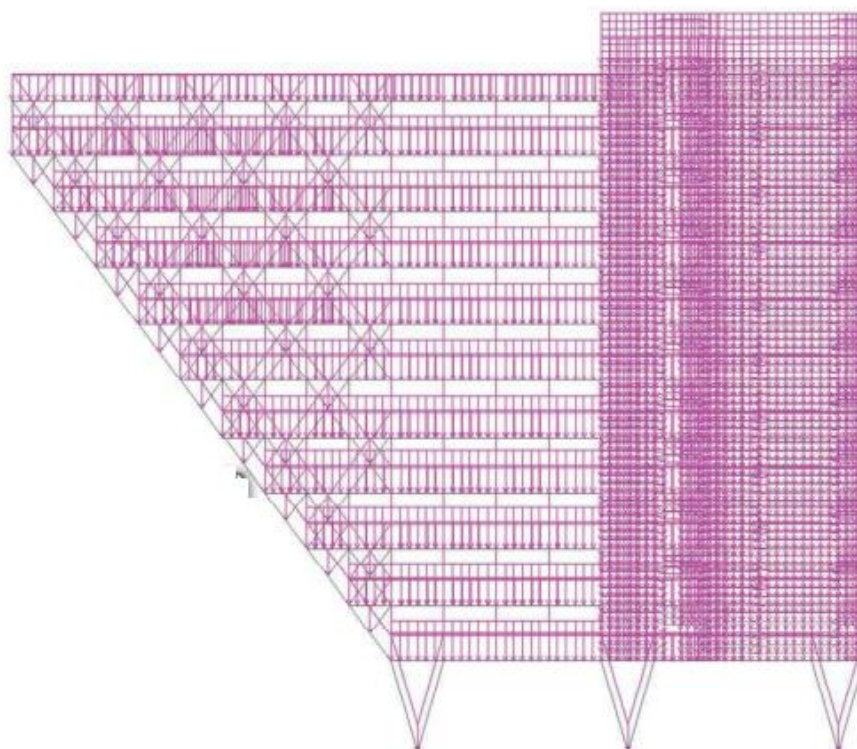


Рисунок 2.5 - Завантаження схеми навантаженням від власної ваги несучих конструкцій

Так само необхідно врахувати постійні навантаження від підлог, покрівлі та обладнання, їх задаємо у форумі (під час генерації результуючого проекту вони перенесуться в ПК SCAD, як групи навантажень). Їх приймаємо відповідно до рішень про склад підлог і покрівлі розділу АР.

2.3.2 Тимчасові навантаження

Тимчасові навантаження від ваги людей і обладнання так само задають у форумі, їх розподіляють на типи приміщень відповідно до малюнка 2.6. Значення тимчасових навантажень можна бачити на малюнку 2.7.

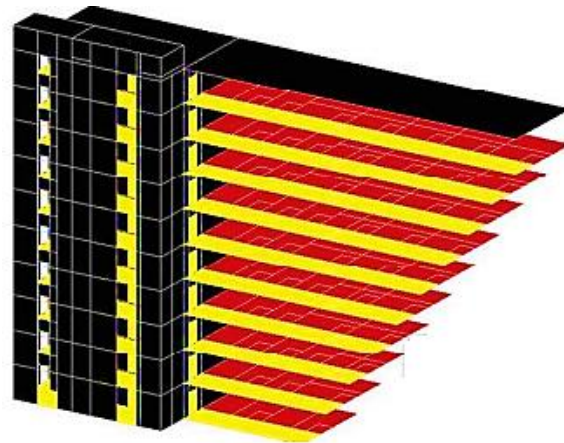


Рисунок 2.6 - Типи приміщень, до яких додається навантаження

2.3.3 Короткочасні навантаження

Розрахуємо снігове навантаження відповідно до [58]. Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначається за формулою:

$$S_0 = c_e \cdot c_T \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ кПа},$$

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриття будівлі під дією вітру;

c_T - термічний коефіцієнт;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні (Одеса - I сніговий р-н:

$$S_g = 0,5 \text{ кПа.}$$

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 1,4 = 0,7 \text{ кПа,}$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Завантаження схеми сніговим навантаженням можна бачити на малюнку 2.7.

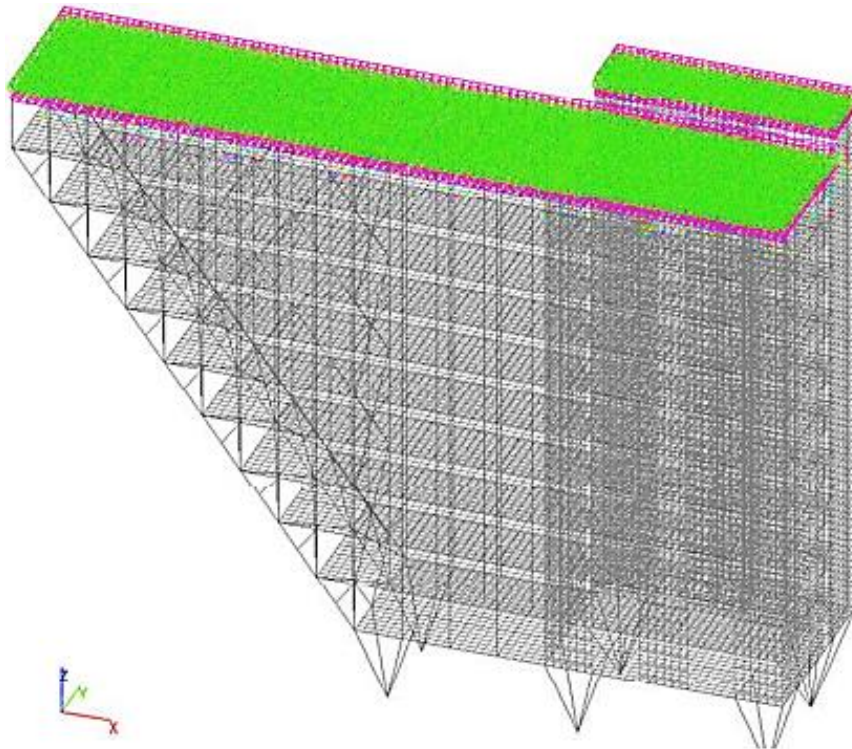


Рисунок 2.7 - Завантаження схеми сніговим навантаженням

Розраховуємо навантаження від постійної складової вітрового навантаження відповідно до [2] за формулою:

$$W_m = W_{0k} - k(z_e) - c,$$

де W_{0k} - нормативне значення вітрового тиску;

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти

z_e ;

c - аеродинамічний коефіцієнт.

Згідно з картою районування території за тиском вітру, м. Одеса належить до III вітрового району ($w_{ок} = 0,38 \text{ кПа}$).

Для завдання вітрового навантаження використовуємо програму Excel. Результати заносимо в таблицю 2.2. Приклад одного із завантажень постійної складової вітрового навантаження можна бачити на рисунку 2.8.

Таблиця 2.2 - Розрахунок вітрового навантаження за висотою в Excel

Поверх	Висота, м	$k(z)_e$	Навітряна сторона настрижневі елементи, кН/м	Підвітряний бік на стрижневі елементи, кН/м	Навітряний бік на пластинчасті елементи, кН/м ²	Підвітряний бік на пластинчасті елементи, кН/м ²
1	5	0,812	0,79	0,49	0,25	0,15
2	8,2	0,942	0,92	0,57	0,29	0,18
3	11,4	1,040	1,01	0,63	0,32	0,20
4	14,6	1,120	1,09	0,68	0,34	0,21
5	17,8	1,189	1,16	0,72	0,36	0,23
6	21	1,249	1,22	0,76	0,38	0,24
7	24,2	1,304	1,27	0,79	0,40	0,25
8	27,4	1,353	1,32	0,82	0,41	0,26
9	30,6	1,399	1,36	0,85	0,43	0,27
10	33,8	1,441	1,40	0,88	0,44	0,27
10 (верх)	37	1,481	1,44	0,90	0,45	0,28

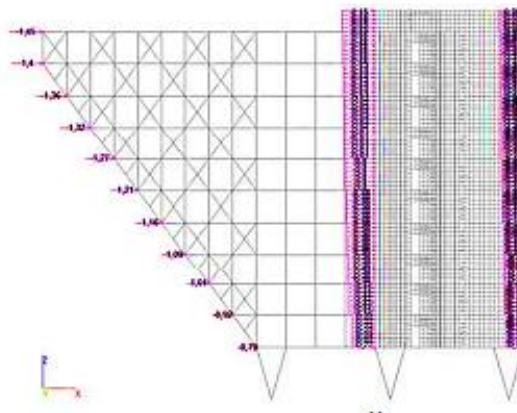


Рисунок 2.8 - Завантаження схеми постійною складовою вітрового навантаження

Завдання пульсаційної складової в ПК SCAD.

Характеристики динамічних впливів призначаються в групі діалогових вікон, яка активізується натисканням кнопки "Динамічні впливи" в розділі "Завантаження". На головній сторінці "Загальні дані" вибираємо вид впливу, ім'я завантаження, задаємо коефіцієнти перерахунку від статичних навантажень у маси (для постійних 1, короткочасні 0,5). У діалоговому вікні "Пульсаційна складова вітрового навантаження" обираємо статичне вітрове навантаження, пораховане і введене раніше, задаємо число форм власних коливань, а також інші параметри.

Постійне навантаження "Вага конструкцій" складається із завантаження власною вагою і групи навантажень "Вага перегородок, сходів, стін, вітражів", а тимчасове "Експлуатаційне" навантаження складається з груп "Житлові", "Службові", "Вестибюлі, фойє, коридори, сходи". Потім створюються розрахункові поєднання зусиль.

Для зручності перегляду результатів збору навантажень і цілісності загальної картини зводимо результати збору навантажень у таблицю 2.3. У результаті отримано готовий до розрахунку проект. Виконуємо лінійний розрахунок і аналізуємо отримані результати.

Таблиця 2.3 - Збір навантажень

Тип навантаження	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м
Постійні навантаження	Вага несучих конструкцій	з ПК SCAD	1,1	з ПК SCAD
	Вага цегляних стін зутеплювачем	11,3	1,1	12,43
	Вага вітражів	1,4	1,1	1,54
	Вага гіпсокартонних перегородок	1,4	1,1	1,54
	Вага підлог у будівлі	1,77 кН/м ²	1,2	2,12 кН/м ²
	Вага від сходового маршу	8,3	1,1	9,13
	Вага покрівлі	1,96 кН/м ²	1,2	2,35 кН/м ²
	Вага обладнання службових приміщення	7,85 кН/м ²	1,1	8,63 кН/м ²
Тимчасові навантаження	Експлуатаційні навантаження ваги обладнання та людей:	9	1,2	10,8
	на сходових майданчиках; у	3,92 кН/м ²	1,2	4,71 кН/м ²
	вестибюлях, фойє та коридорах; у	1,47 кН/м ²	1,3	1,91 кН/м ²
	житлових кімнатах; у службових приміщеннях	1,96 кН/м ²	1,2	2,36 кН/м ²
Короткочасні навантаження	Сніг	0,5 кН/м ²	1,4	0,7 кН/м ²
	Вітер	див.табл.3.2.1	1,4	див.табл.3.2.1

2.4 Результати розрахунку будівлі в ПК SCAD

На малюнках 2.9 - 2.16 представлено результати розрахунку консольної частини будівлі в ПК SCAD.

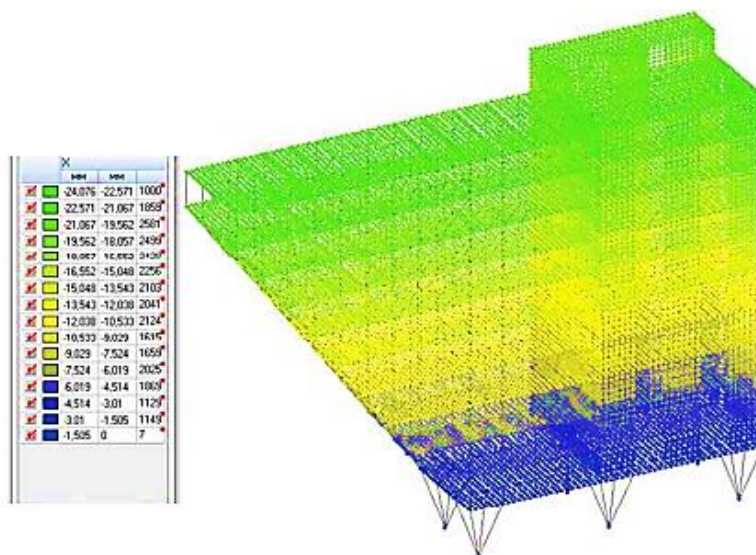


Рисунок 2.9 - Значення переміщень по осі x

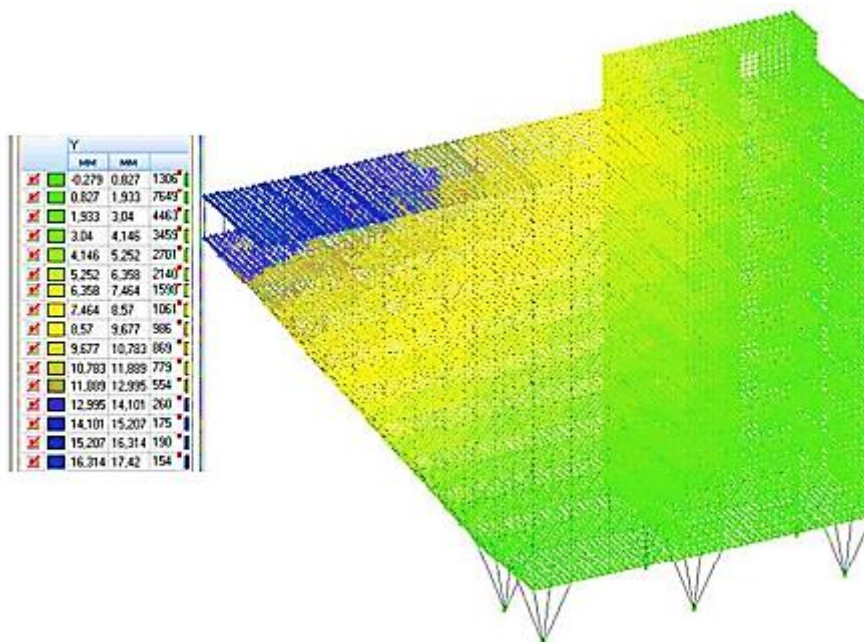


Рисунок 2.10 - Значення переміщень по осі y

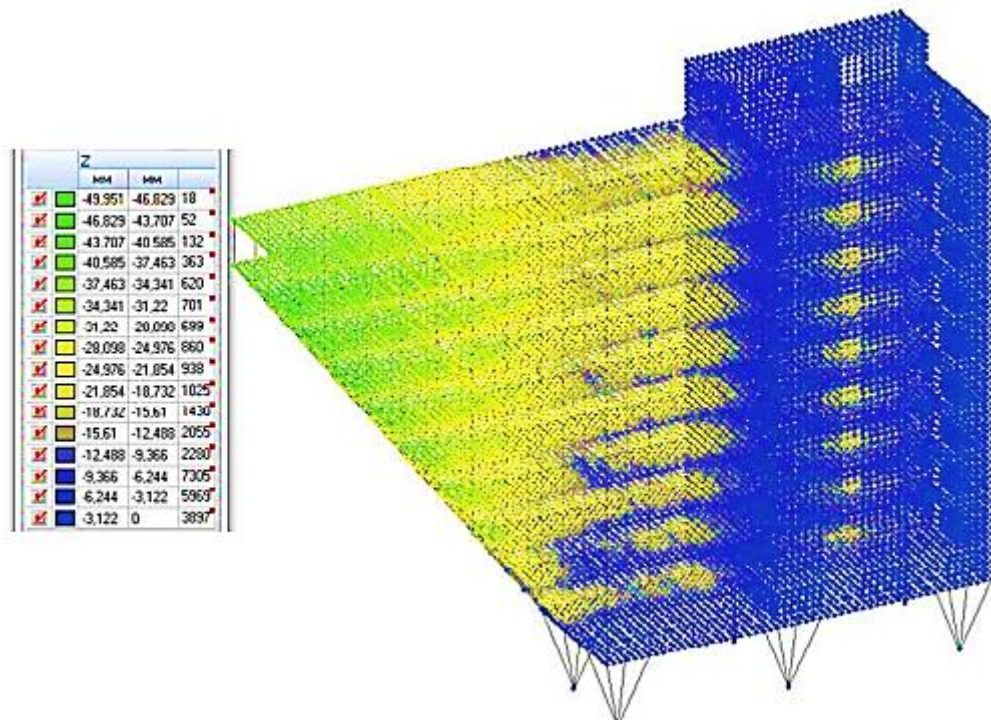


Рисунок 2.11 - Значення переміщень по осі z

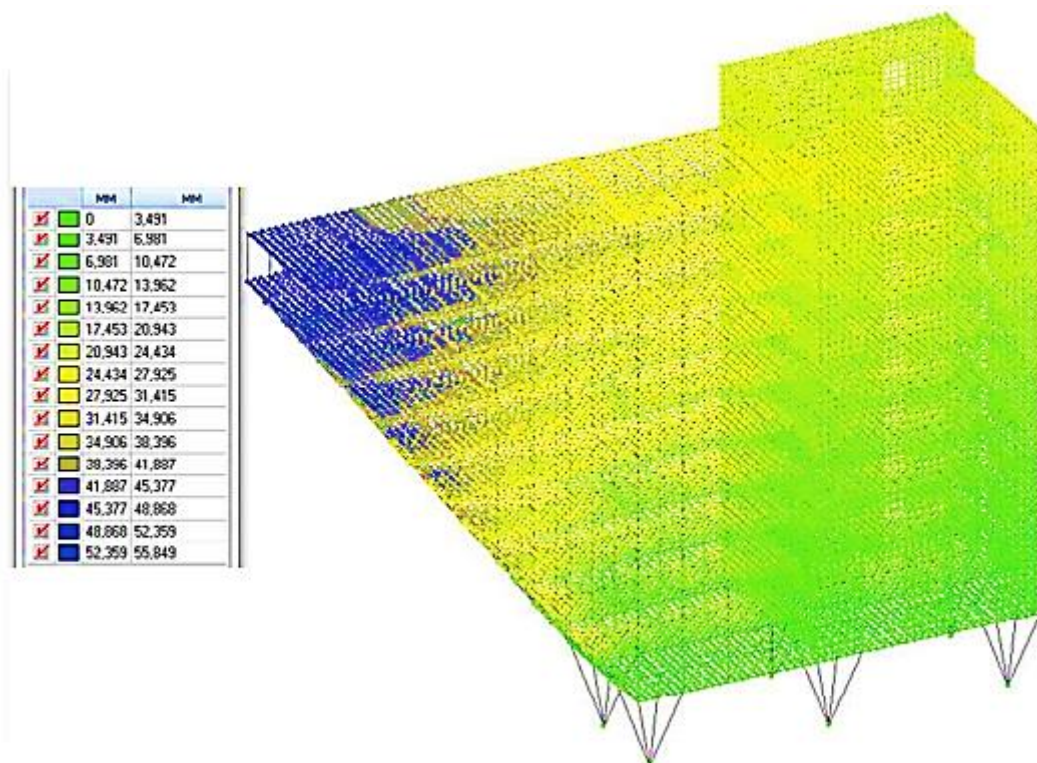
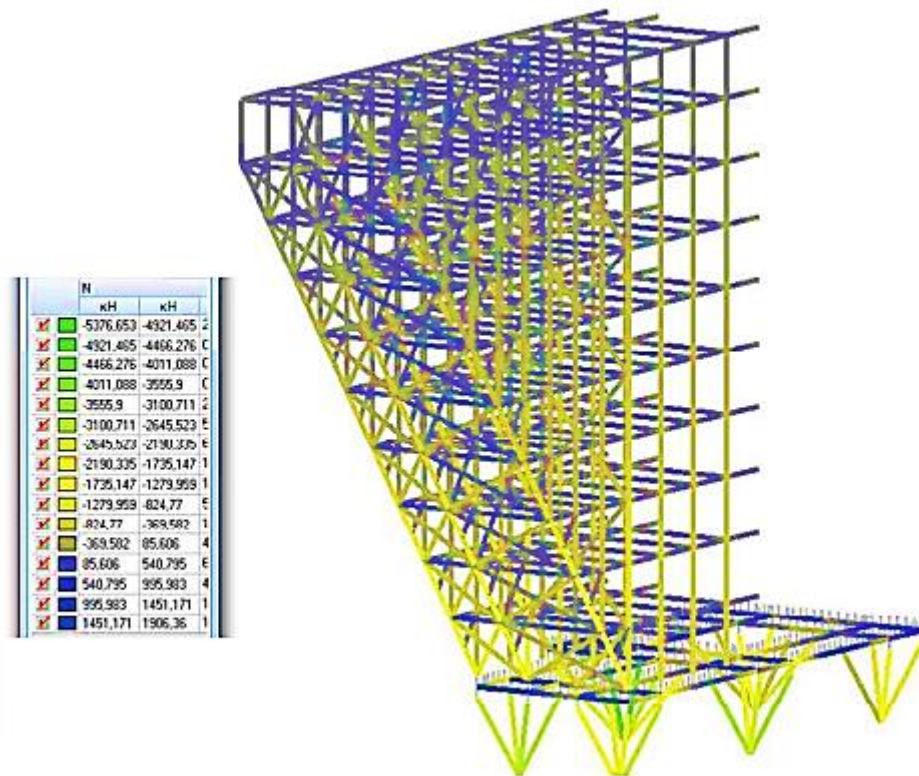
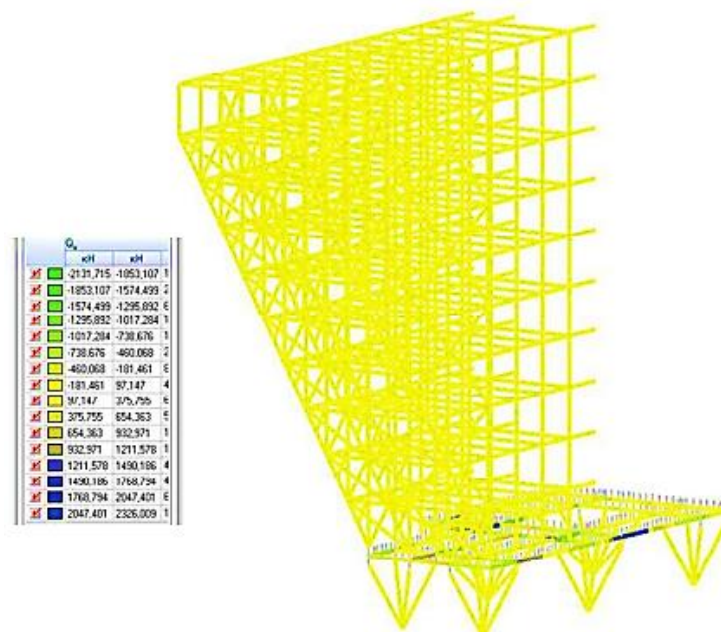
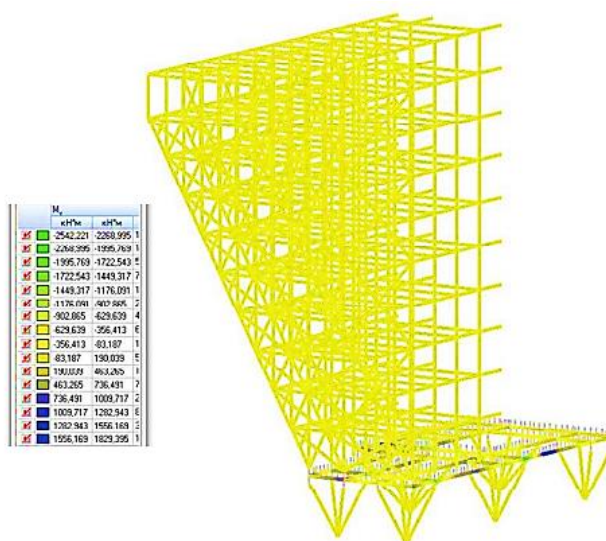
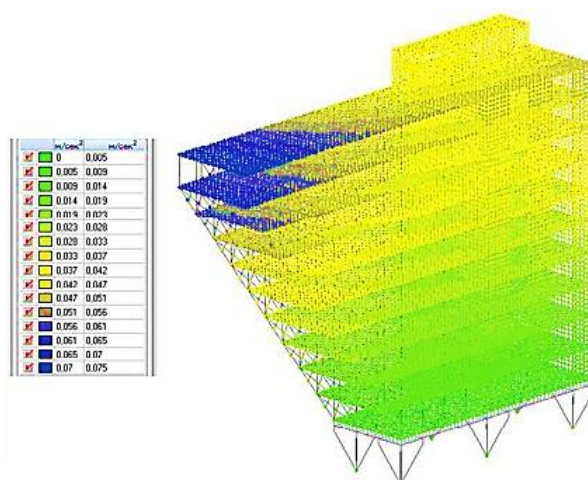


Рисунок 2.12 - Значення сумарних переміщень

Рисунок 2.13 - Значення зусиль N , $кН$ Рисунок 2.14 - Значення зусиль Q_z , $кН$

Рисунок 2.15 - Значення зусиль M_y , kH Рисунок 2.16 - Значення прискорень a , m/sec^2

Згідно з [2], вертикальний граничний прогин (за віссю z) становить 74 мм. Таким образом, вертикальні переміщення за віссю z перебувають у межах допустимих (у проекті 55 мм).

Прискорення конструкцій перекриттів верхнього поверху будівлі під час дії пульсаційної складової вітрового навантаження, що визначається з коефіцієнтом надійності за навантаженням 0,7, не повинно перевищувати $0,08 \text{ m/c}^2$. Це підтверджується на рисунку 2.16.

Подальший етап аналізу полягає у визначенні зусиль і напружень, що виникають у металевих несучих елементах каркаса. За допомогою даних зусиль і напружень у ПК SCAD проводять підбір перерізів металевих конструкцій.

У результаті підбору перерізів елементів, були отримано такі результати:

- V-подібна опора: I40К4;
- опорна балка: I120БС1;
- поперечні балки: I20Б1;
- поздовжні балки: [16П;
- похила стійка: I50Ш1;
- колона (1-3 поверхів): I30К3;
- колона (4-10 поверхів): I20К1;
- похилі зв'язки: I50Б1;
- поздовжні зв'язки: [10П.

У результаті перевірки підібраних перерізів у ПК SCAD було отримано значення критичного фактора, не більші за 1, що свідчить про правильний вибір перерізів. У цьому можна переконатися на малюнку 2.17.

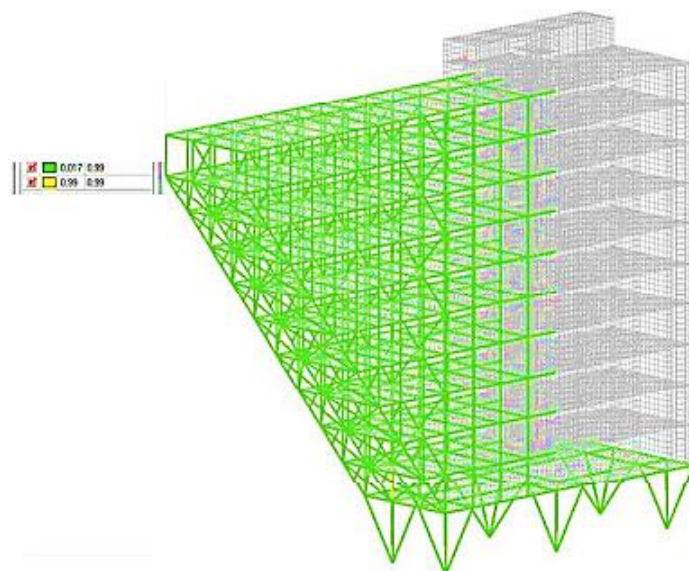


Рисунок 2.17 - Значення критичного фактора за підібраних перерізів

2.5 Перевірка перерізів елементів

2.5.1 Перевірка перетину найбільш навантаженої колони

Тип перерізу стрижня колони - прокатний двотавр. Довжина колони - 3,2 м.

Розрахункові зусилля в колоні, отримані за результатами розрахунку за РСЗ будівлі в ПК SCAD:

$$- N = -2472,5 \text{ кН};$$

$$- M_x = -43,8 \text{ кН-м};$$

$$- M_y = -44,9 \text{ кН-м}.$$

Матеріал колони - сталь С345 ($R_y = 340 \text{ Н/мм}^2$, $R_{un} = 480 \text{ Н/мм}$).²

Геометричні довжини колони $l_x = l_y = 3200 \text{ мм}$.

Розрахункові довжини колон у площині та з площини однакові, тому що ми беремо колону, до якої у всіх 4-х напрямках примикають балки:

$$l_{x\text{ef}} = l_x \mu_x = l_{y\text{ef}} = l_y \mu_y = 3200$$

де μ - коефіцієнт розрахункової довжини, що залежить від закріплення.

Перевіримо стійкість стрижня колони, яку підібрав SCAD (двотавр 30К3).

Геометричні характеристики перерізу за сортаментом:

$$- A = 138,72 \text{ см}^2 ;$$

$$- W_x = 1573 \text{ см}^3 ;$$

$$- i_y = 13,12 \text{ см};$$

$$- h = 304 \text{ мм};$$

$$- b_f = 300 \text{ мм};$$

$$- t_f = 17,5 \text{ мм};$$

$$- t_w = 11,5 \text{ мм}.$$

Мінімальна гнучкість стрижня колони

$$\beta_y = l_{\text{ef},y} / i_y = 320 / 13,12 = 24,39. \quad (3.2.4.1)$$

Умовна гнучкість

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24,39 \cdot \sqrt{\frac{340}{2,06} \cdot 10^{-5}} = 0,99. \quad (2.1)$$

Перевіримо стійкість стрижня колони в площині рами, для чого обчислимо коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2472,5 \cdot 10}{0,850 \cdot 138,72 \cdot 340 \cdot 0,95} = 0,65 < 1, \quad (2.2)$$

де коефіцієнт стійкості під час стиснення зі згином $q_e = 0,85$ залежно від $\bar{\lambda}$ і наведеного відносного ексцентриситету m_{ef} .

$$m_{ef} = \eta - m = 1,77 - 0,159 = 0,28, \quad (2.3)$$

де коефіцієнт впливу форми перерізу η обчислений залежно від

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{2 \cdot 17,5 \cdot 300}{304 \cdot 11,5} = 3$$

$$\eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \bar{\lambda} = 1,88 - 0,11 = 1,77.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{e \cdot A}{W_x} = \frac{1,8 \cdot 138,72}{1573} = 0,159.$$

Ексцентриситет.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{43,8}{2472,5} = 1,8 \text{ см}$$

Оскільки $\alpha < 1$, стійкість стрижня колони в площині забезпечена. Гранична гнучкість колони

$$\lambda_u = 180 - 60 - \alpha = 180 - 60 - 0,65 = 141 > \lambda_y = 24,4.$$

Перевірка стійкості стрижня колони з площини дії моменту

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (2.4)$$

де γ_c - коефіцієнт, що враховує вплив моментів на втрату стійкості стрижня колони з площини, у разі $m_x < 5$ підраховується за формулою:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} \leq 1. \quad (2.5)$$

Для колони, що розраховується: $\alpha = 0,7$; $\beta = 1$. Відносний ексцентриситет $m_x = M_x - A / (N - W_x) = 43,8 \cdot 138,72 / (2472,5 - 1573) = 0,159 < 5$.

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,159} = 0,9 \leq 1.$$

Знайдемо колони стійкість стрижня колони з площини:

$$\alpha = \frac{2472,5 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 138,7 \cdot 340 \cdot 0,95} = 0,72 \leq 1.$$

Стійкість стрижня колони з площини забезпечена.

Розрахунок на міцність позацентрово стиснутої колони (фактор, який виявився визначальним під час розрахунку в ПК SCAD):

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (2.6)$$

$$\frac{2472,5 \cdot 10}{138,7 \cdot 340 \cdot 0,95} + \frac{43,8 \cdot 10^3}{1573 \cdot 340 \cdot 0,95} + \frac{44,93 \cdot 10^3}{525 \cdot 340 \cdot 0,95} = 0,552 + 0,086 + 0,265 = 0,91 \leq 1.$$

З усього перерахованого вище можна сказати, що колона задовольняє всім вимогам щодо міцності під час дії заданого навантаження.

На підставі отриманих результатів можна зробити висновок, що вони майже ідентичні. Найімовірніше, різниця досягається за рахунок динамічних навантажень, які ми не враховуємо, виконуючи ручний рахунок.

2.5.2 Перевірка загальної та місцевої стійкості опорної балки

Втрата загальної стійкості балки полягає в порушенні плоскої форми вигину і виникненні крутильних деформацій. Габарити опорної балки змушують нас перевірити умову стійкості (висота балки набагато більша за переріз стінки).

Конструктивне рішення будівлі (металевий каркас і сталезалізобетонне перекриття) забезпечує безперервність обпирання сталезалізобетонного перекриття на стиснутий пояс опорної балки, тоді за виконання умови λ_b і $\lambda_{ув}$ загальну стійкість опорної балки можна вважати забезпеченою.

Прийнятий переріз - двотавр зварний I20БС1 .

Гранична умовна гнучкість (за умови $b_{fl} / t_f = 400 / 20 = 20$)

$$\lambda_{ув} = 0,41 + 0,0032 \cdot b_{fl} / t_f + (0,73 - 0,016 \cdot b_{fl} / t_f) \cdot b_{fl} / h_{efl},$$

де b_{fl} - ширина стиснутого пояса;

t_f - товщина стиснутого пояса;

h_{efl} - висота між осями поясних листів.

$$\lambda_{ув} = 0,41 + 0,0032 \cdot 20 + (0,73 - 0,016 \cdot 20) \cdot 200 / 1260 = 0,539.$$

Умовна гнучкість стиснутого пояса головної балки

$$\lambda_b = \frac{a}{b_{fl}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (2.7)$$

де b_{fl} - ширина стиснутого пояса;

a - розрахункова довжина (розкріплення ведеться колонами, через які передається навантаження на балку ростверку, максимальний крок колон - 3000 мм);

R_y - межа плинності сталі (для С345 - $R_y = 340$ Н/мм);²

E - модуль пружності сталі (206000 МПа).

$$\lambda_b = \frac{3000}{400} \cdot \sqrt{\frac{340}{206000}} = 0,305,$$

$0,305 < 0,539$, отже, загальна стійкість балки ростверку забезпечена.

Місцеве випучування окремих елементів конструкцій (спотворення форми) під дією стискаючих нормальних або дотичних напруг називається втратою місцевої стійкості, що може призвести до передчасної втрати несучої здатності всієї балки. Втратити стійкість можуть стислий пояс від дії нормальних напружень і стінка- від дотичних або нормальних, або їхньої спільної дії.

Стійкість стиснутого пояса слід вважати забезпеченою, якщо умовна гнучкість звису полиці не перевищує граничного значення.

Гранична гнучкість звису пояса

$$\lambda_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{\sigma_{\max}}}, \quad (2.8)$$

де R_y - межа плинності сталі (для С345 - $R_y = 340 \text{ Н/мм}^2$);

γ_c - коефіцієнт умов роботи (0,9);

σ_{\max} - найбільше стискаюче напруження, що визначається за формулою:

$$\sigma_{\max} = \frac{M \cdot y}{I_x}, \quad (2.9)$$

де M - середнє значення згинального моменту;

y - відстань від центральної осі перерізу до найбільш віддаленого стисненого волокна ($1280/2 = 640 \text{ мм}$);

I_x - момент інерції перерізу.

$$\sigma_{\max} = \frac{2611 \cdot 10^6 \cdot 640}{825702 \cdot 10^4} = 202,4 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

$$\lambda_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{340 \cdot 0,9}{202,4}} = 0,615.$$

Умовна гнучкість звису пояса

$$\lambda_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (2.10)$$

де t_f - товщина стиснутого пояса;

b_{ef} - ширина верхньої полиці від стінки до звису;

R_y - межа текучості сталі (для С345 - $R_y = 340 \text{ Н/мм}^2$);

E - модуль пружності сталі (206000 МПа).

$$\lambda_f = \frac{194}{20} \cdot \sqrt{\frac{340}{206000}} = 0,394.$$

$0,394 \cdot 20 \cdot 206000 \cdot 0,394 < 0,615 = \lambda_{uf}$, тобто місцева стійкість стиснутого пояса забезпечена.

Стійкість стінок балок суцільного перерізу 1 класу слід вважати забезпеченою, якщо умовна гнучкість стінки не перевищує 2,5 (за наявності місцевих напруг у балках із двосторонніми поясними швами), а за значення, що перевищує 3,2, слід улаштувати поперечні ребра жорсткості (за відсутності рухомого навантаження на поясі балки).

Умовна гнучкість стінки

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (2.11)$$

де t_w - товщина стінки профілю;

h_w - висота стінки (від полиці до полиці);

R_y - межа плинності сталі (для С345 - $R_y = 340$ Н/мм²);

E - модуль пружності сталі (206000 МПа).

$$\lambda_w = \frac{1240}{12} \cdot \sqrt{\frac{340}{206000}} = 4,2.$$

$4,2 > 3,2$, отже, стінку балки необхідно зміцнити ребрами жорсткості для забезпечення стійкості.

Крок поперечних ребер жорсткості не повинен перевищувати $2h_w$ (2,48 м). Приймаємо крок поперечних ребер жорсткості в балці ростверку, що дорівнює половині кроку колон ($a = 1,5$ м), тоді місцеві напруження (від дії реакцій колон) будуть сприйматися ребром і дорівнюватимуть нулю.

Необхідна ширина парного ребра

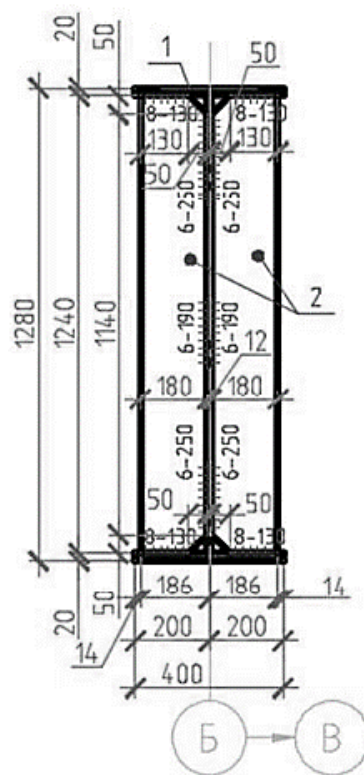
$$b_r \geq h_w / 30 + 40 = 81,3 \text{ мм.}$$

Товщина ребра (грунтуючись на прийнятій ширині ребра)

$$t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 180 \cdot \sqrt{\frac{340}{206000}} = 14,63 \text{ мм.}$$

Конструктивно приймаю $b_r = 180$ мм, $t_r = 15$ мм, при цьому торці вертикальних ребер мають зрізи 50×50 мм для пропуску поясних швів. Ребра жорсткості прикріплюють до стінки ($k_f = 6$ мм) і поясів ($k_f = 8$ мм) двосторонніми безперервними кутовими швами, зважаючи на вимоги мінімального катета шва за товщини товстішого зі зварюваних елементів.

Схему кріплення ребер жорсткості можна бачити на рисунку 2.18.



1 - опорна балка; 2 - ребро жорсткості

Рисунок 2.18- Схема кріплення ребер жорсткості доопорної балки

2.6 Розрахунок сталезалізобетонної плити перекриття

Розрахунок ведуть відповідно до вимог [10], згідно з якими необхідно враховувати роботу перекриття на стадіях бетонування (до набору бетоном міцності в 10 МПа) і експлуатації.

Розрахунок ведеться як для двопролітної нерозрізної балки. На стадії

бетонування плити настил працює як тонкостінна сталева конструкція на поперечний вигин.

У розрахунку прийнято настил із гофрованих листових профілів, розміри поперечного перерізу яких відповідають профільованим листам типу СКН 90Z-1000 за [91]. Цей настил обрано у зв'язку з тим, що вздовж стінок його гофрів виконано зигзагоподібні виштамповки, що підвищують зчеплення настилу з бетоном плити.

Крім перевірки міцності і прогину настилу на стадії бетонування виконували розрахунок для оцінки місцевої стійкості стінок профілів на середній опорі.

На стадії експлуатації перекриття плиту розраховували як залізобетонну конструкцію за нормальними і похилими перерізами, прогином у прольоті та зминанням на середній опорі з урахуванням утворення тріщин відповідно до [64]. Профільований настил у розрахунку плити на стадії експлуатації перекриття розглядався як не робоча арматура.

2.6.1 Вихідні дані для розрахунків

Характеристики плити. Проліт плити $L = 3$ м.

Висота шару бетону над гофрами $h_f = 100$ мм. Нормативне тимчасове навантаження на перекриття $q_n = 4$ кПа. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі $\gamma_n = 1,1$. Щільність важкого бетону $\rho_b = 2500$ кг/м³.

Коефіцієнт надійності за навантаженням від ваги бетону $\gamma_{fb} = 1,1$.

Щільність сталі $\rho_s = 7850$ кг/м³.

Коефіцієнт надійності за навантаженням від ваги сталі $\gamma_{fs} = 1,05$.

Характеристик и бетону Клас бетону - В35.

Нормативний опір бетону стисненню $R_{bn} = 25,5$ МПа. Нормативний опір бетону розтягуванню $R_{bтн} = 1,95$ МПа. Розрахунковий опір бетону стисненню $R_b = 19,5$ МПа. Розрахунковий опір бетону розтягуванню $R_{bt} = 1,3$ МПа.

Коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує тривалість дії навантаження $\gamma_{в1} = 0,9$, тоді розрахункові опори бетону стисненню і розтягуванню відповідно

становитимуть:

$$R_b = 17,55 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,17 \text{ МПа.}$$

Модуль пружності бетону $E_b = 34500 \text{ МПа}$. Товщина захисного шару бетону $a = a' = 30 \text{ мм}$.

Характеристики настилу Розрахунковий опір $R_y = 230 \text{ МПа}$.

Модуль пружності сталевого профільованого настилу $E = 206000 \text{ МПа}$. На малюнку 2.20 показано профільований лист типу СКН 90Z-1000.

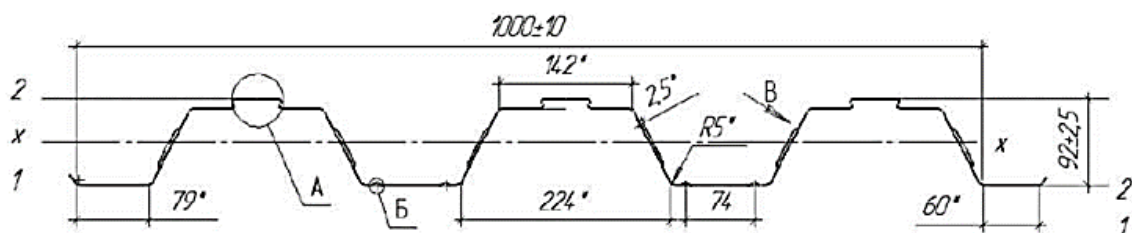


Рисунок 2.19 - Профільований лист типу СКН 90Z-1000 Товщина листа $t = 1,2 \text{ мм}$

Висота гофра $h_n = 90 \text{ мм}$.

Ширина вузької полиці настилу $b_{n1} = 106 \text{ мм}$. Ширина широкої полиці настилу $b_{n2} = 142 \text{ мм}$. Ширина одного гофра настилу $S_n = 330 \text{ мм}$.

Відстань від центру ваги перерізу настилу до вузької полиці $y_n = 45 \text{ мм}$.

Наступні характеристики наведено на 1 м ширини настилу Площа перерізу $A_n = 1680 \text{ мм}^2$.

Маса $m_n = 13,77 \text{ кг/м}^2$.

Момент інерції перерізу $J_n = 2209200 \text{ мм}^4$. Момент опору $W_{x1} = 48260 \text{ мм}^3$.

Момент опору $W_{x2} = 47270 \text{ мм}^3$. Кількість рифів стінок гофра $n_{rif} = 30 \text{ шт}$.

Площа зминання бетону по бічній поверхні 1 рифа $A_{rif} = 275 \text{ мм}^2$.

Характеристики арматури

Клас поздовжньої арматури періодичного профілю - А500. Розрахунковий опір поздовжньої арматури стисненню $R_{sc} = 435 \text{ МПа}$ (400 МПа - за короткочасної дії навантаження).

Розрахунковий опір поздовжньої арматури розтягуванню $R_s = 435 \text{ МПа}$.

Модуль пружності арматури $E_s = 200000 \text{ МПа}$. Діаметр гнучкої поздовжньої

арматури $d_s = 10$ мм.

Площа поперечного перерізу арматури $A_s = A' = 78,5$ мм².

Характеристики вертикальних анкерів Довжина стад-болта $h = 160$ мм.

Діаметр стад-болта $d = 10$ мм.

Площа перерізу стад-болта $A_{ан} = 78,5$ мм². Відстань між анкерами $b_n = 330$ мм. Розрахунковий опір сталі стад-болта $R = 340$ МПа. Характеристики балок настилу. Товщина верхньої полиці балки $t_f = 8,5$ мм. Ширина верхньої полиці балки $b = 100$ мм.

2.6.2 Розрахунок сталезалізобетонного перекриття на стадії бетонування плити

На стадії бетонування сталезалізобетонної плити під час розрахунку міцності та жорсткості настилу навантаження визначаємо від власної ваги настилу та свіжоукладеного бетону, а також монтажного навантаження, що містить масу обладнання та людей у процесі зведення перекриття (таблиця 2.4).

Таблиця 2.4 - Збір навантажень на стадії бетонування

Характеристика	Нормативне навантаження, <i>кПа</i>	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, <i>кПа</i>
Власна вага настилу	0,137	1,05	0,144
Власна вага бетонної суміші	3,433	1,2	4,12
Монтажне навантаження (у разі подачі суміші бетоновозами)	0,5	1,3	0,65
Разом	4,07	-	4,91

Нормативне навантаження від власної ваги свіжоукладеної бетонної суміші визначаємо з урахуванням наведеної товщини бетону у межах висоти перерізу настилу за формулою

$$q_b = \rho_b (h_f + h_b), \quad (2.11)$$

де ρ_b - щільність бетону;

h_f - висота шару бетону над гофрами (рисунок 2.20);

h_b - приведена товщина бетону в межах висоти перерізу настилу (рисунок 2.20), що визначається за формулою (2.12).

$$h_b = \frac{b + b'}{2S_n} h_n, \quad (2.12)$$

де b , b' , S_n , h_n - позначені на рисунку 2.20.

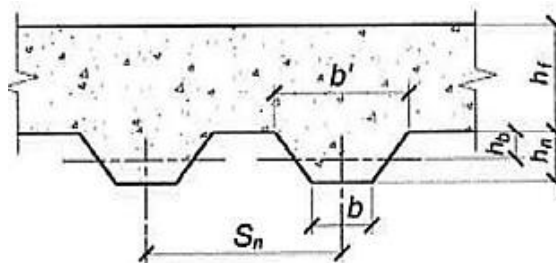


Рисунок 2.20 - Визначення приведеної товщини бетону в межах висоти перерізу настилу

$$h_b = \frac{106 + 188}{2 \cdot 330} \cdot 90 = 40 \text{ мм.}$$

$$q_b = 2500 \cdot (0,1 + 0,04) = 350 \text{ кг/м}^2.$$

Розрахунок настилу на міцність

На стадії бетонування плити міцність сталевого профільованого настилу в небезпечному перерізі перевіряємо за формулою

$$\frac{M_{\max}}{W_{\min}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n}, \quad (2.13)$$

де M_{\max} - максимальний згинальний момент від розрахункового навантаження;

W_{min} - мінімальний момент опору профільованого настилу;

R_y - розрахунковий опір сталі.

У пролітному перерізі:

$$M_{np} = \frac{9qL^2}{128} = \frac{9 \cdot 4,91 \cdot 3^2}{128} = 3,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

У надпорному перерізі:

$$M_{on} = \frac{qL^2}{8} = \frac{4,91 \cdot 3^2}{8} = 5,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Міцність настилу на стадії бетонування забезпечено.

Розрахунок на стійкість стінок гофрів на опорах

Перевірка стійкості стінок трапецієподібних гофрів настилу під час укладання бетонної суміші проводиться за формулою

$$Q \geq \gamma_n 0,5 k_1 q L S_n \gamma_{M1}, \quad (2.14)$$

де k_1 - коефіцієнт, що залежить від значення опорної реакції, який визначається залежно від схеми розкладки настилу на опори (у разі двопролітної нерозрізної схеми дорівнює 1,25);

S_n - крок гофрів настилу;

γ_{M1} - коефіцієнт умови роботи стінок гофрів настилу (для проміжної опори дорівнює 1,25);

S_n - коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі;

q - розрахункове рівномірно-розподілене навантаження на настил;

L - проліт плити;

Q - поперечна критична сила на одну стінку гофра, що відповідає втраті не місцевої стійкості, яка визначається за формулою

$$Q = \alpha t_n^2 \sqrt{R_{yn} E} \cdot \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{r_n}{t_n}} \right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02b}{t_n}} \right) \cdot \left(2,4 + \frac{\theta^2}{90^2} \right), \quad (2.15)$$

де $\alpha = 0,15$ - коефіцієнт для проміжних опор;

t_n - товщина стінки настилу; R_{yn} - нормативний опір сталі; E - модуль пружності сталі; r_n - радіус згину в гофрах;

b - ширина балки настилу;

Θ -кут нахилу стінки гофра в градусах.

$$Q = 0,15 \cdot 1,2^2 \cdot \sqrt{235 \cdot 206000} \cdot \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{5}{1,2}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot 100}{1,2}}\right) \cdot \left(2,4 + \frac{65^2}{90^2}\right) = 6258,7 \text{ Н.}$$

$$Q = 6258,7 \text{ Н} > 1,1 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 4,91 \cdot 3 \cdot 0,33 \cdot 1,25 \cdot 10^3 = 4177,3 \text{ Н.}$$

Перевірка виконується, стійкість стінок гофрів забезпечена.

Розрахунок прогину настилу

Максимальний прогин профільованого настилу від нормативних навантажень обчислюється за формулою

$$f_{\max} = k_2 \frac{q_n L^4}{EJ_n}, \quad (2.16)$$

де k_2 - коефіцієнт, що визначається залежно від схеми розкладки настилу (за двопротітної нерозрізної схеми дорівнює 0,0091);

q_n - нормативне рівномірно-розподілене навантаження на настил;

J_n - момент інерції перерізу профілю на 1 м ширини настилу;

E - те саме, що у формулі (2.17).

$$f_{\max} = 0,0091 \cdot \frac{4,07 \cdot 3^4 \cdot 10^9}{206000 \cdot 2209200} = 0,007 \text{ м} < \frac{L}{150} = \frac{3}{150} = 0,02 \text{ м.}$$

Прогин не перевищує гранично допустимий.

2.7 Обґрунтування вибору схеми металевого каркасу

2.7.1 Варіант № 1

Розрахункову схему металевого каркаса представлено на рисунку 2.22. Результати розрахунку каркаса варіанта № 1 наведено на рисунку 2.23 - 2.26.

Поперечні перерізи елементів каркаса, підбрані в результаті добору перерізів ПК SCAD, наведено в таблиці 2.5.

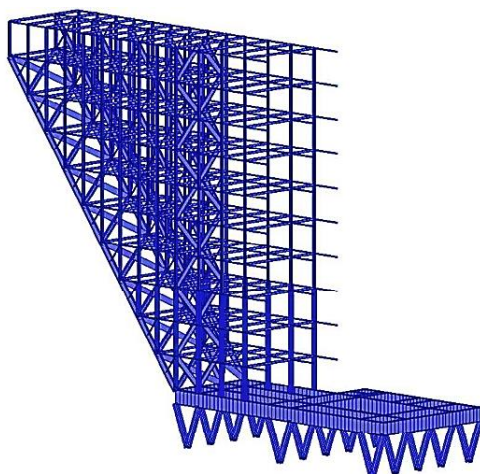


Рисунок 2.22 - Розрахункова схема каркаса варіанта № 1

Таблиця 2.5 - Поперечні перерізи елементів каркаса 1-го варіанта

Марка елемента	Група уніфікації елементів	Перетин	Маса 1 п.м., <i>ks</i>	Сумарна довжина, <i>м</i>	Загальна маса груп, <i>т</i>
Ст1	V-подібна опора	I40K4	242	151,54	36,71
ОБ1	Опорний контур	I120БС1	242,3	189,3	45,89
К1	Колона (1-3 поверхів)	I30К3	108,9	144	15,68
К2	Колона (4-10 поверхів)	I20К1	41,5	672	27,86
Б1	Поперечні балки каркаса	I20Б1	22,4	846	18,92
Б2	Поздовжні балки каркаса	[16П	14,2	748,8	6,07
Зв1	Зв'язки 1	I50Б1	73	187,73	13,7
Зв2	Зв'язки 2	[10П	8,59	154	1,25
ПСт	Похила стійка	I50Ш1	89	327,8	29,17

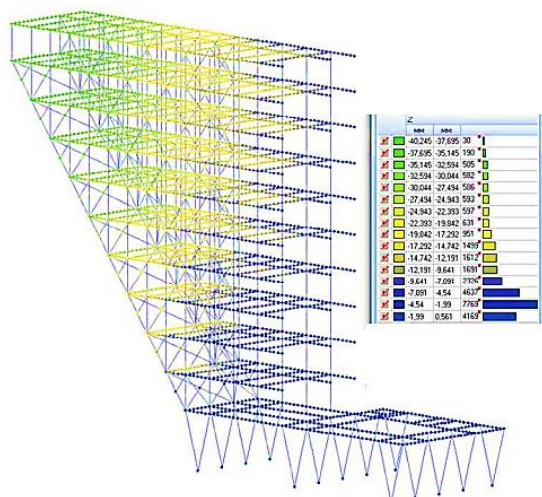


Рисунок 2.23 - Результат розрахунку каркаса, сумарні переміщення

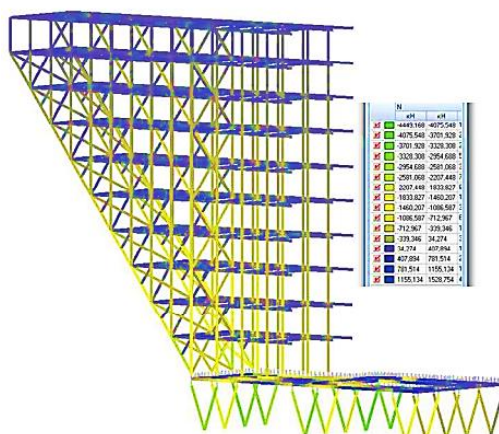


Рисунок 2.24 - Результат розрахунку каркаса, зусилля N , κH

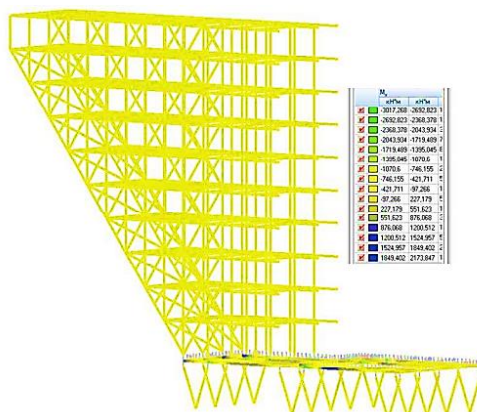


Рисунок 2.25 - Результат розрахунку каркаса, зусилля M_y , $\kappa H\text{-м}$

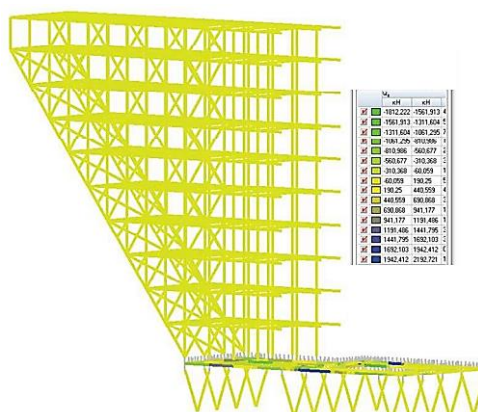


Рисунок 2.26 - Результат розрахунку каркаса, зусилля Q_z , κH

2.7.2 Варіант № 2

Розрахункову схему металевого каркаса представлено на рисунку 2.27. Результати розрахунку каркаса варіанта № 2 подано на рисунку 2.28 - 2.31. Поперечні перерізи елементів каркаса, підібрані в результаті підбору перерізів ПК SCAD, подано в таблиці 3.2.

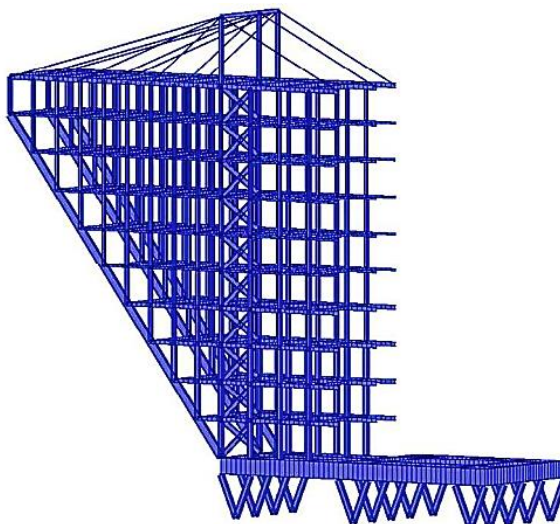


Рисунок 2.27 - Розрахункова схема каркаса варіанта № 2

Таблиця 2.6 - Поперечні перерізи елементів каркаса 2-го варіанта

Марка елемента	Група уніфікації елементів	Перетин	Маса 1 п.м., <i>ks</i>	Сумарна довжина, <i>м</i>	Загальна маса груп, <i>т</i>	
Ст1	V-подібна опора	I40K5	291,2	151,54	44,13	
ОБ1	Опорний контур	I140БС1	257,5	189,3	48,75	
К1	Колона (1-3 поверхів)	I40К1	138	144	19,87	
К2	Колона (4-7 поверхів)	I30К1	84,8	326,4	27,67	
К3	Колона (8-10 поверхів)	I26К1	73,2	345,6	25,28	
Б1	Поперечні балки каркаса	I23Б1	25,8	729	18,81	
Б2	Поздовжні балки (2-5 поверхів)	I35Б2	43,3	216	9,35	
Б3	Поздовжні балки (6-10 поверхів)	I18Б1	15,4	432	6,64	
РМ1	Посилена верхня рама	I40Б1	43,1	208	10,04	
НСт	Похила стійка	I70Ш1	169,9	108	18,35	
В1	Ванти	Ø72	32,09	182,42	5,2	
Зв1	Зв'язки	I50Б1	73	136	9,93	
					Σ	244,02

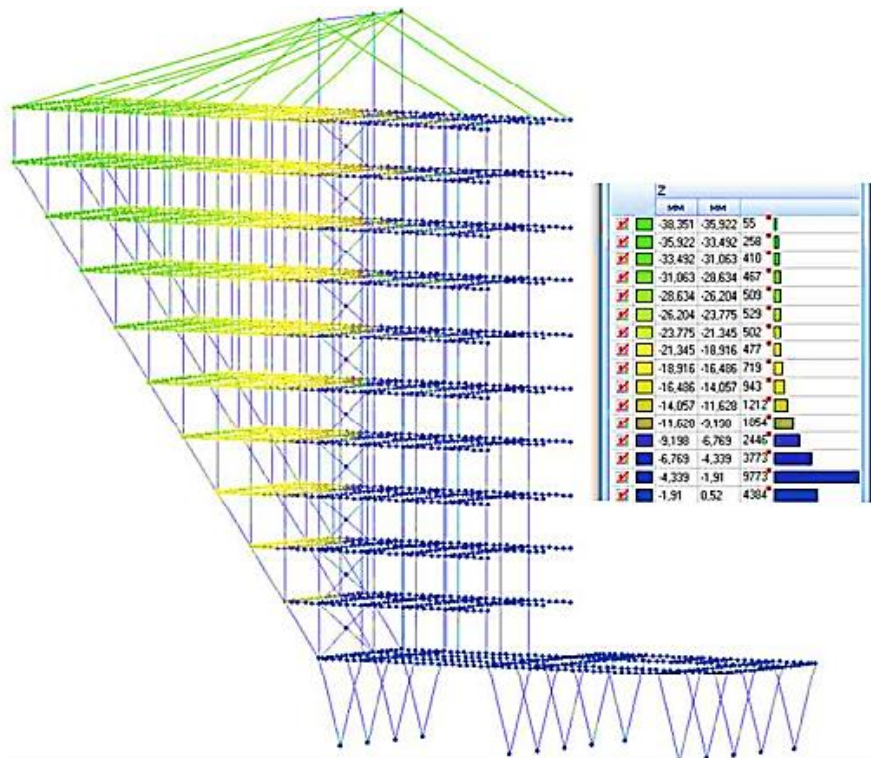


Рисунок 2.28 - Результат розрахунку каркаса, переміщення по осі z

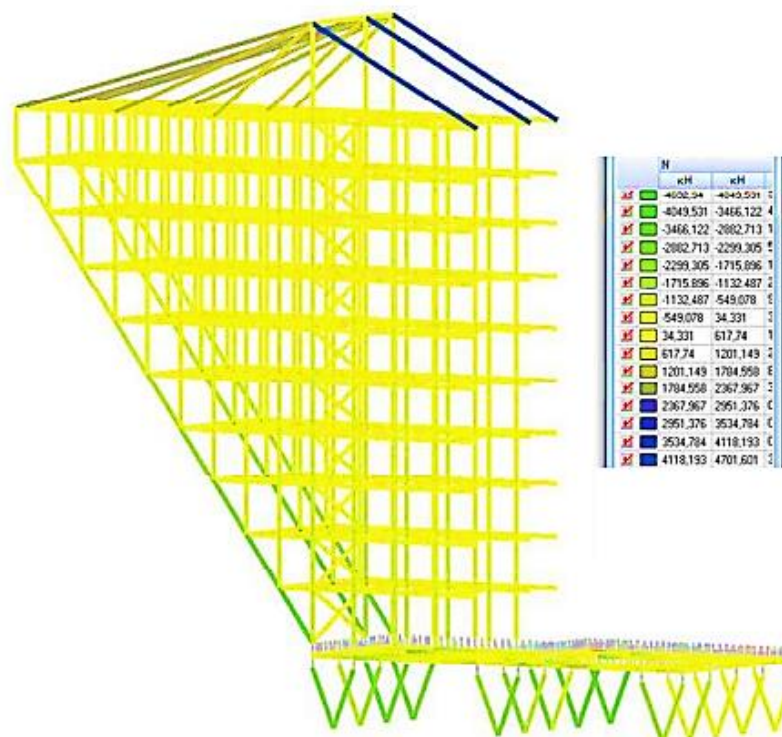


Рисунок 2.29 - Результат розрахунку каркаса, зусилля N , kN

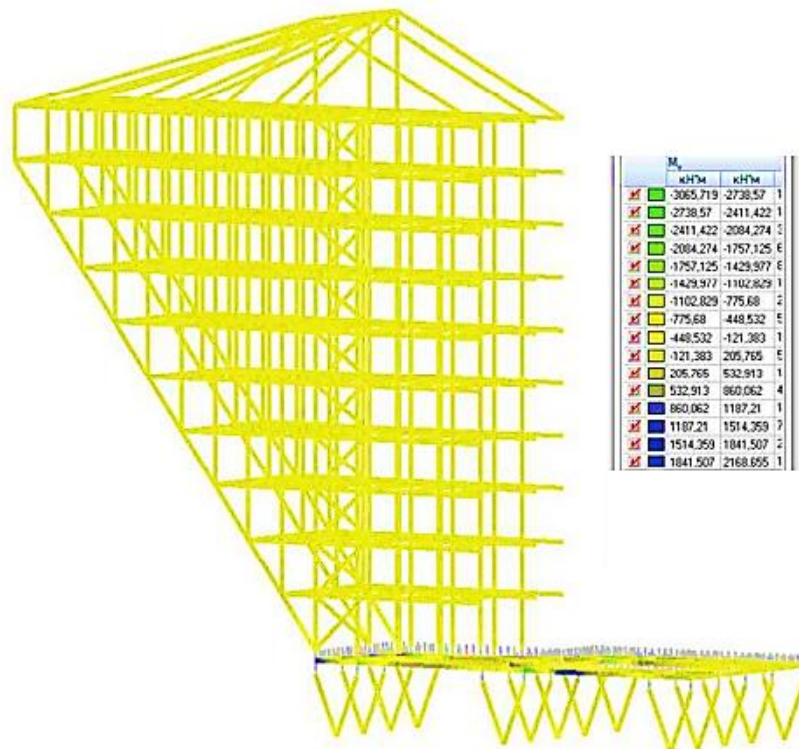


Рисунок 2.30 - Результат розрахунку каркаса, зусилля M_{yz} , кН-м

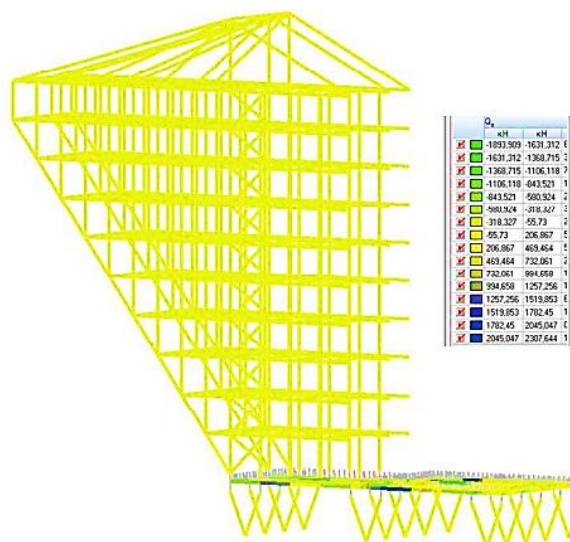


Рисунок 2.31 - Результат розрахунку каркаса, зусилля Q_z , кН

2.7.3 Варіант № 3

Розрахункову схему металевого каркаса наведено на рисунках 2.32.

Результати розрахунку каркаса варіанта № 3 наведено на рисунку 2.33 - 2.36. Поперечні перерізи елементів каркаса, підібрані в результаті добору перерізів ПК SCAD, наведено в таблиці 2.7.

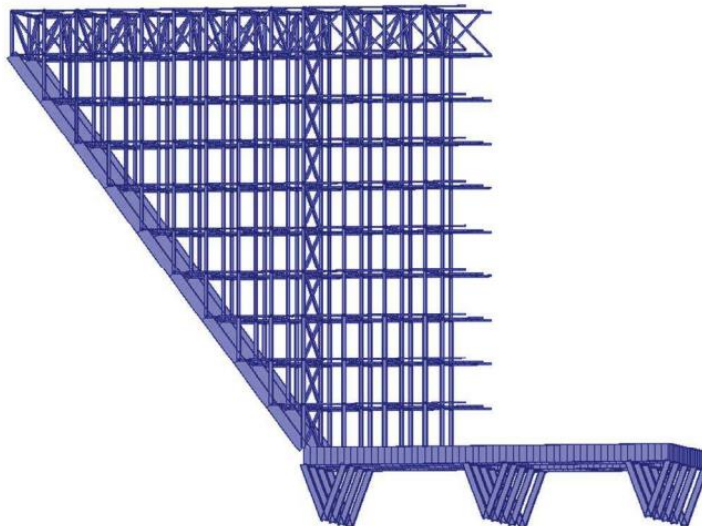


Рисунок 2.32 - Розрахункова схема каркаса варіанта № 3

Таблиця 2.7 - Поперечні перерізи елементів каркаса 3-го варіанта

Марка елемента	Група уніфікації елементів	Перетин	Маса 1 п.м., <i>kg</i>	Сумарна довжина, <i>м</i>	Загальна маса груп, <i>т</i>
Ст1	V-подібна опора	I40K5	291,2	151,54	44,13
ОБ1	Опорний контур	I120BC2	277,6	189,3	52,55
К1	Колона (1-3 поверхів)	I26K3	83,1	144	11,97
К2	Колона (4-10 поверхів)	I20K1	41,5	672	27,86
Б1	Поперечні балки каркаса	I20Б1	22,4	846	18,92
Б2	Поздовжні балки (2-5 поверхів)	I12Б1	8,7	195,3	1,69
Б3	Поздовжні балки (6-10 поверхів)	I10Б1	8,1	553,5	4,48
Р1	Розкіс ферм	2L125x8	30,9	435,3	13,45
ПСт	Похила стійка	I80Б2	177,9	108	19,21
Σ					194,27

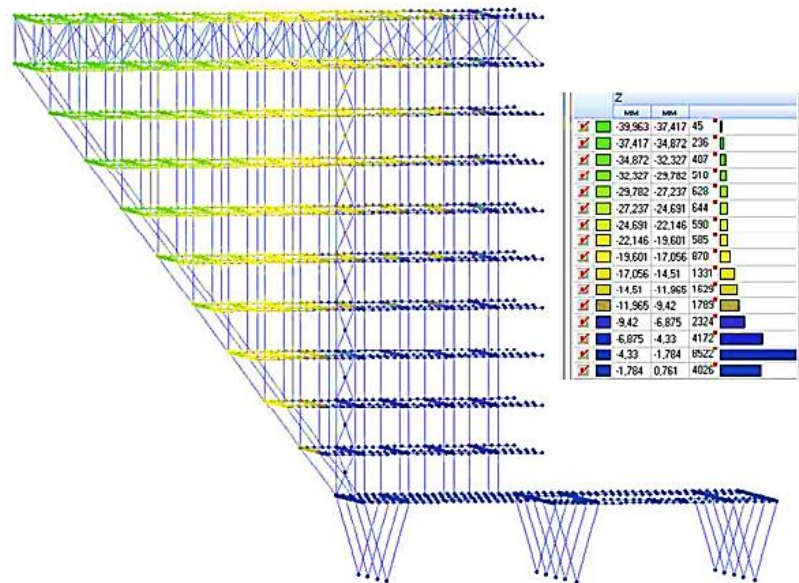


Рисунок 2.33 - Результат розрахунку каркаса, переміщення по осі z

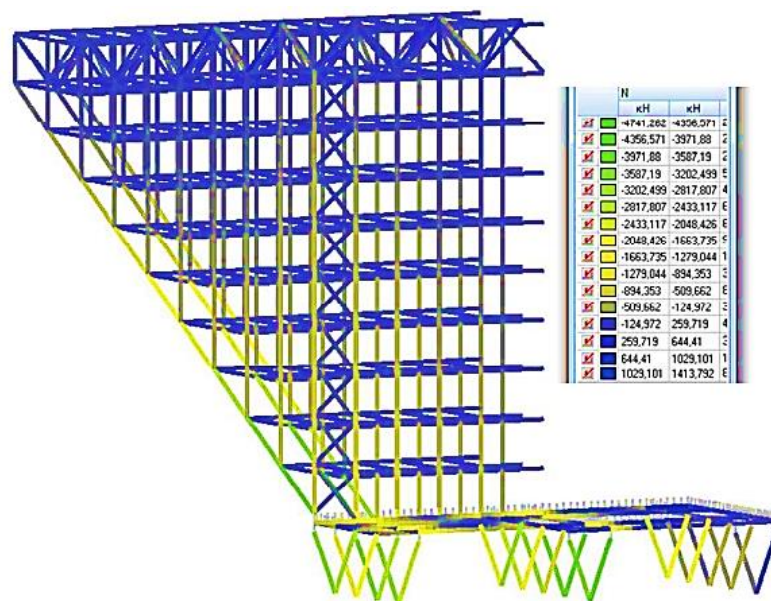


Рисунок 2.34 - Результат розрахунку каркаса, зусилля N , kN

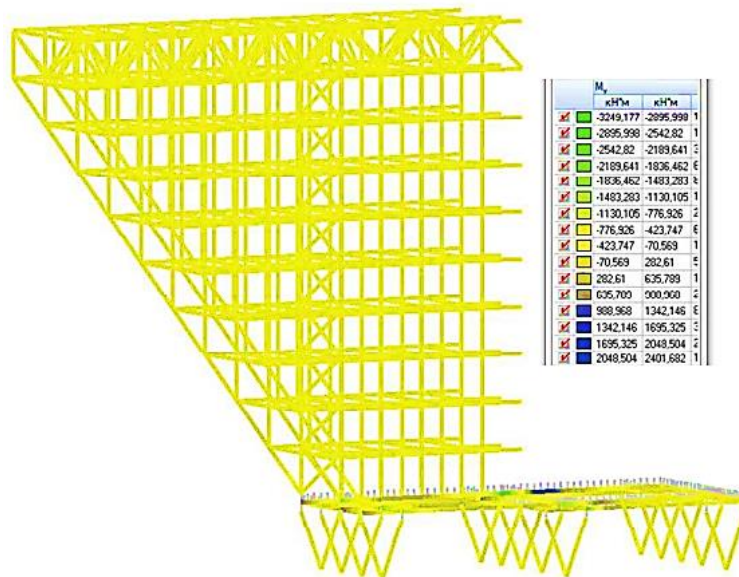


Рисунок 2.35 - Результат розрахунку каркаса, зусилля M_y , $kH\cdot m$

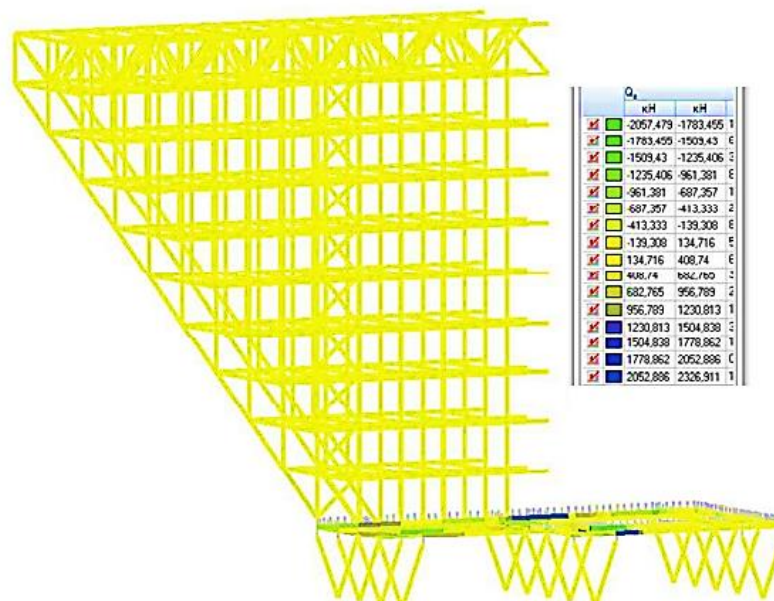


Рисунок 2.36 - Результат розрахунку каркаса, зусилля Q_z , kH

3.4 Обґрунтування вибору

Результати порівняльного аналізу варіантів наведено в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 - Результати порівняльного аналізу

№	Найменування показника	Варіант		
		№1	№2	№3
1	Максимальне значення переміщень по осі z , мм	-40,25	-38,35	-39,96
2	Максимальне значення зусиль N , кН	-4449,2	-4632,9	-4741,3
		1528,7	4701,6	1413,8
3	Максимальне значення зусиль M_y , кН-м	-3017,3	-3065,7	-3249,2
		2173,8	2168,6	2401,7
4	Максимальне значення зусиль Q_z , кН	-1812,2	-1893,9	-2057,5
		2192,7	2307,6	2326,9
5	Витрата сталі на конструкції каркаса, т	195,25	244,02	194,27

Таким чином, провівши порівняльний аналіз показників, представлених у таблиці 3.4, слід зробити висновок, що найменш матеріаломістким є варіант №3. При цьому його антиподом є варіант №2 - незважаючи на архітектурну виразність цього варіанта, ми від нього відмовляємося внаслідок високої матеріаломісткості, а отже, і вартості. Однак з економічної точки зору варіант №1 практично ідентичний варіанту №3. Матеріаломісткість першого трохи вища. Але при цьому варіант №1 має цілу низку переваг. У ньому забезпечується цільове використання всіх поверхів, тоді як у варіанті №3 останній (аутригерний) поверх не підходить під проживання. Через густе розташування ферм немає можливості забезпечити вільну евакуацію під час пожежі. Він підходить лише для технічних потреб. Так само можна виокремити, що за використання варіанта №1 стадію монтажу можна вести за класичною схемою "знизу-вгору", водночас мінімізуючи використання високих риштувань і підйомних платформ.

Для подальшого проектування приймається варіант № 1. Рішення прийнято виходячи з вищесказаного. Конструктивне рішення цього варіанта має на увазі, що консольна частина поверхів (вертикальні колони і балки перекриття) спирається на похилі стійки, що йдуть по всій консольній частині будівлі, і, що передають навантаження безпосередньо на опорну балку нижнього контуру безпосередньо, або через колони. Просторова жорсткість і загальна стійкість забезпечується завдяки встановленню зв'язків у поперечному і поздовжньому напрямках консольної частини будівлі, а також розкосів, що розкріплюють довжини сильно навантажених елементів.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Проектування фундаментів мілкого закладення поблизу існуючої забудови

Розробка проектів фундаментів будівель, розташованих в безпосередній близькості від існуючих споруд, включає в себе розрахунок основ як проектованої будівлі, так і існуючих споруд. [24]

Розрахунок природної основи нової будівлі повинен проводитися за несучою здатністю і за деформаціями у відповідності із ДБН В.2.1-10-2009. Проводиться розрахунок несучої здатності основ і тих фундаментів існуючих будівель, біля яких розташовуються котловани для влаштування фундаментів проектованих будівель. Розрахунок несучої здатності основ проектованих будівель повинен виконуватися (в запас) без урахування одностороннього завантаження сусідніх площ. У розрахунок основ за деформаціями входить також розрахунок нерівномірності додаткових усадок існуючих будівель при завантаженні сусідніх ділянок спорудою. [3]

Якщо ґрунти майданчика для будівництва раніше не були завантажені зовнішнім навантаженням, то нова будівля в місцях примикання до існуючих буде давати менші усадки, ніж на вільній території. Це може призвести до небезпечного перекосу будівлі поблизу примикання до існуючих, а також до відносно більшого прогину нової будівлі, що слід враховувати при проектуванні. [25]

Не рекомендується проводити планування території підсипанням більше 0,5 м у межах площі, завантаження якої викличе додаткове ущільнення ґрунту під існуючою будівлею. При необхідності виконання підсипки, товщина якої перевищує 0,5 м, слід враховувати, що цей захід може викликати додаткове нерівномірне осідання як існуючих, так і проектованих будівель і споруд, особливо якщо ця підсипка проектується тільки на частині території. Підсипку необхідно приймати як розподілене навантаження нарівні з навантаженнями від проектованих будівель з усіма відповідними наслідками.

Заходи спрямовані на ліквідацію впливу нерівномірної додаткової усадки основ, слід розробляти з урахуванням усадки, яка повинна бути визначена розрахунком. [19]

Розташування споруд у плані, заглиблення фундаментів і підземної частини, вибір типу фундаменту приймаються з урахуванням наступних основних вимог.

Якщо тиск на ґрунт від проектного будинку не менше тиску від існуючих сусідніх будівель, рекомендується нову будівлю відносити від існуючих фундаментів на відстань $L \geq H_c$. при $L \geq 0,5H_c$ вплив нової будівлі, як правило, незначний і може бути врахований розрахунком, H_c – товщина стиснутої зони під фундаментом існуючої споруди. [24]

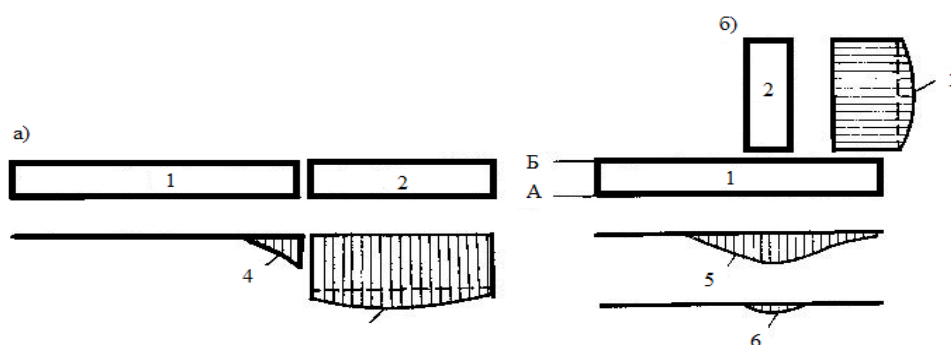
При необхідності влаштування фундаментів на відстані $L < 0,5H_c$ мінімальна безпечна відстань буде залежати від інженерно-геологічних умов, конструкції фундаменту, способу розробки ґрунту, вимог технології влаштування фундаментів, порядку монтажу будівлі і ряду інших факторів. Найбільша нерівномірність усадки території, що примикає до нової будівлі (а отже, і нерівномірність додаткових усадок існуючих будівель), проявляється на відстані до $0,2H_c$ від нових фундаментів (в межах найближчих 2-6 м). У житлових безкаркасних будівлях саме на цій ділянці розвиваються найбільш значні пошкодження конструкцій, насамперед поздовжніх стін. На відстані $0,2-0,5H_c$ зазвичай виникають перекося конструкцій з утворенням в стінах похилих тріщин; на відстані від $0,5H_c$ до H_c відбувається загальний крен будівлі. [25]

При оцінці H_c можна користуватися методикою, викладеною в роботах Б. І. Далматова, або методом підсумовування по ДБН В.2.1-10-2009. Величину H_c слід визначати для центру проектного будівлі (споруди) з урахуванням завантаження всіх фундаментів.

Залежно від очікуваних кінцевих усадок нової і додаткової усадки існуючої будівлі, чутливості конструкцій останнього до розвитку нерівномірних усадок і архітектурних особливостей об'єкта визначається мінімально допустимий розрив між краями нових та існуючих фундаментів. Примикання споруд впритул, необхідне по архітектурним чи інших міркувань, може здійснюватися тільки з

влаштуванням деформаційного шва в наземній частині і розриву між новими і старими фундаментами. Сучасні методи виконання робіт по розробці ґрунту і влаштуванню фундаментів дозволяють при відповідному виборі варіанту нових фундаментів (наприклад, стіна в ґрунті) і дотриманні певних вимог забезпечити примикання нових фундаментів майже впритул до існуючих. [24]

Небажана складна в плані форма примикання, а також примикання нової будівлі до поздовжньої стіни існуючого. Переважно розташування нових стрічкових фундаментів приймаються перпендикулярно лінії примикання. Якщо нові і старі будівлі примикають одна до одної торцями, то додаткова усадка основи існуючої будівлі призводить до зміни форми його вигину, а при значному розвитку усадки у торцевому ділянці цієї будівлі може утворитися вигин (рис. 3.1, а). Такого роду деформації найменш небезпечні для будівель із стінами, кладка яких посилена армованими поясами.



1-будівля ранньої забудови; 2 - нова споруда; 3-епюра усадки нової будівлі; 4-епюра додаткової усадки старої будівлі; б-те ж, по осі Б; б-те ж, по осі А.

Рисунок. 3.1 - Розвиток додаткових усадок при різному влаштуванні примикань будівель: а-до торця; б-до поздовжньої стіни

При примиканні нової будівлі торцем до поздовжньої стіни існуючої будівлі, додаткова осадка призводить до утворення поперечного крену і прогинів поздовжніх стін, які при цьому отримують особливо небезпечні ушкодження. У цьому випадку потрібно застосовувати відносно складні і дорогі захисні заходи, включаючи превентивне посилення конструкцій існуючої будівлі. [30]

Якщо очікувані величини додаткової усадки існуючих будівель значно перевершують допустиму, необхідно зменшити додаткову усадку, тобто знизити вплив

споруджуваного будинку на існуючий. У цих випадках виправдовують себе такі заходи:

- розділення основи нового і старого будинку шпунтовим рядом;
- передача тиску від нової будівлі на шари щільних підстиляючих ґрунтів за допомогою глибоких опор, у тому числі і паль різних конструкцій;
- зміцнення ґрунтів основи будівель різними технологічними засобами (силікатизацією та ін.);
- попереднє підсилення конструкцій існуючих будівель в розрахунку на очікуване додаткове нерівномірне осідання;
- забезпечення можливості виправлення (вирівнювання) нерівномірних переміщень ділянок старих будівель, викликаних додатковою усадкою.

У будівель з ушкодженнями із зносом понад 40% нове будівництво неприпустимо без здійснення спеціальних заходів. [30]

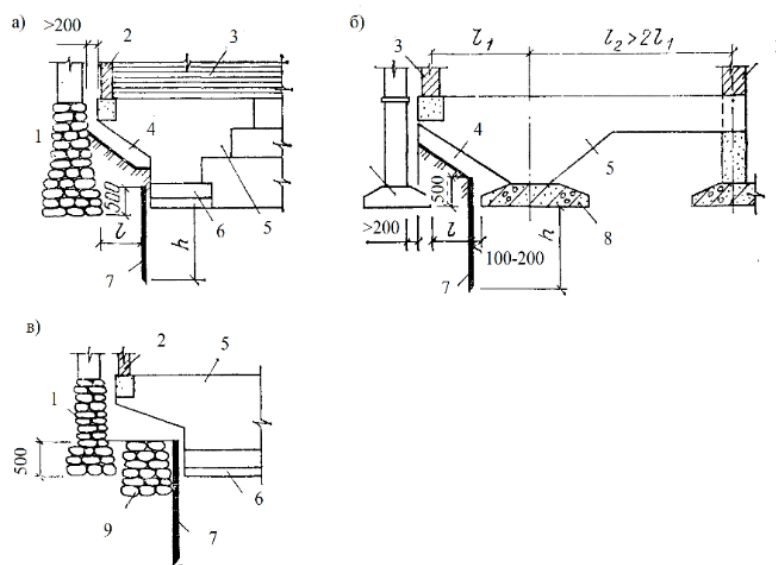
Значення граничного додаткового крену баз i_{ad} існуючих будівель допускаються тільки в тому випадку, коли будівля не має власного крену. Якщо додатковий крен складається з тих що раніше виникли, то їх сумарна величина не повинна перевищувати 0,005. Особливо важливо врахувати можливий додатковий крен односекційних (коротких) будівель або блоків протяжних будівель, відділених від основного масиву споруди деформаційним швом. [27]

Теорія і досвід показують, що конструкції будівлі ранньої забудови отримують крен у бік нової споруди внаслідок закономірного розподілу усадки основи за межами площі завантажених. Досить часто у містобудівному вирішенні населених пунктів проектувальники варіюють рівні забудови, щоб забезпечити виразність просторової композиції. При цьому іноді багатопверхові житлові будинки мають прибудови магазинів, підприємств побутового обслуговування і т. п. Будівлі з прибудовами зазвичай зводяться одночасно, тому низькі (легкі) будівлі повинні бути відокремлені від високих деформаційними швами. Якщо величина розкриття осадкових швів недостатня (що пов'язано з помилками в проектах або низькою якістю будівництва), зустрічні крени будинків (блоків) різної поверховості призводять до заклинювання швів, а будівельні конструкції отримують небезпечні ушкодження.

При призначенні ширини деформаційного шва в розрахунок приймається тільки нахил конструкцій існуючої будівлі з урахуванням його висоти. Залежно від характеру переміщень поблизу деформаційного шва, типу фундаменту і конструкції будівлі можуть застосовуватися такі способи влаштування деформаційного шва:

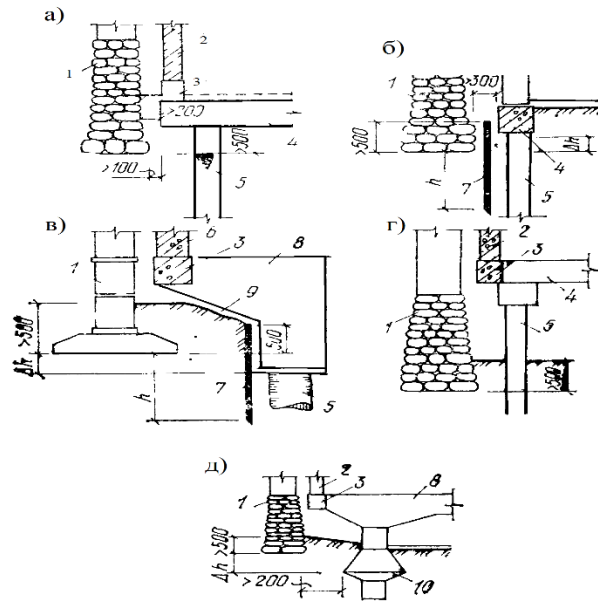
- подвоєння торцевих стін;
- подвоєння колон і балок (в каркасних конструкціях);
- подвоєння прогонів - при односторонньому рухомому їх обпиранні; метод «вкладеного прольоту»;
- одностороннє або двостороннє винесення конструкцій покриття.

На рис. 3.1 наведені можливі варіанти примикання до існуючих будівель нових фундаментів на природній основі, а на рис. 3.2-пальових. Форма і характер деформаційних швів у вертикальних цегляних стінах обумовлені напрямком і величиною передбачуваного переміщення розчленованих швами частин будівлі, типом несучої конструкції, жорсткістю будівлі, особливостями виробництва робіт і рядом інших факторів. При неправильному розміщенні деформаційних швів жорсткість будівлі може бути значно знижена.



а)-з поздовжніми несучими стінами; б)- з поперечними несучими стінами; в) із збереженням фундаменту розібраної споруди; 1 – існуючий фундамент; 2 огорожуюча стіна; 3-несуча стіна; 4-зазор; 5-монолітна частина стіни фундаменту з консоллю; 6- розширення підшви фундаменту; 7- шпунт; 8- поперечний стрічковий фундамент; 9- частина будівлі, що збереглась

Рисунок 3.2 - Консольне примикання фундаментів до існуючих конструкцій



а, г, д- з поздовжніми несучими стінами; в- з поперечними несучими стінами; 1-існуючий фундамент; 2 - огорожуюча стіна; 3 - фундаментна балка, 4 – ростверк; 5 - паля; 6 – несуча чи огорожуючи стіна; 7 – технологічний шпунт; 8 – з/б консоль; 9 – зазор; 10 – буро набивна паля(фундамент).

Рисунок 3.3- Примикання до існуючих фундаментів пальових фундаментів будівель

Отже, проектуючи фундаменти в умовах існуючої забудови слід суворо дотримуватися низки положень. Зокрема слід врахувати вплив будівництва нової споруди на існуючі конструкції. Провести детальне інженерно-геологічне дослідження, відповідно до висновків якого і слід обирати конструктивні заходи щодо будівництва фундаментів. Слід також зауважити що із збільшенням відстані закладанні нового фундаменту вплив на існуючі конструкції зменшується.

3.2 Застосування роз'єднувального шпунта як засобу захисту існуючих конструкцій

Роз'єднувальний шпунт при проектуванні і влаштуванні примикань може стати незамінним елементом основи, хоча досить дорогим і металомістким. При раціональному використанні шпунт може забезпечити:

кріплення стінок будівельних котлованів, включаючи й такі, які розробляються нижче подошви фундаментів існуючих будівель, розташованих безпосередньо біля бровки котлованів;

можливість пристрою котлованів без укосів, що особливо важливо при виконанні робіт в обмежених умовах існуючої забудови;

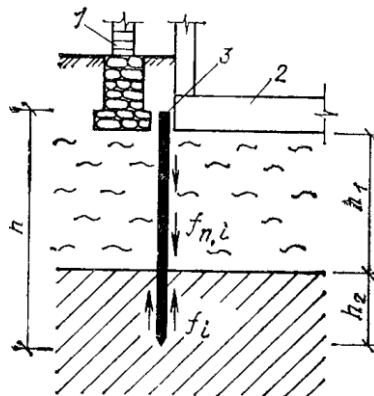
збереження рівня підземних вод на вихідних відмітках при водовідливі з розроблених котлованів;

запобігання розвитку пливунних явищ і суфозії;

істотне зменшення додаткових усадок території, що оточують запроектовані будівлі.

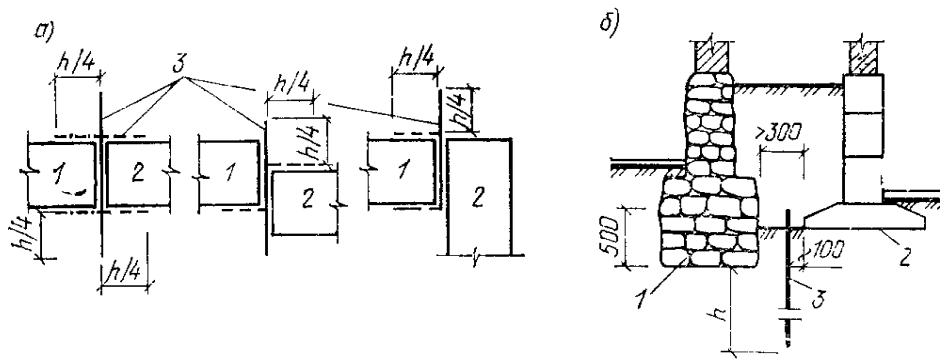
При поділі шпунтом основ існуючої і будівлі, що зводиться (рис. 5.3) необхідно домагатися того, щоб переміщення шпунта було істотно меншим усадки будівлі що зводиться. Для цієї мети шпунтини повинні заглиблюватися в підстилаючий шар щільних ґрунтів або на таку глибину, при якій сила тертя, що утримує шпунт від вдавнення, була б більше сили негативного тертя, що викликає його занурення в ґрунт спільно з осідаючим новим будинком. [24]

Роз'єднувальна шпунтова стінка повинна йти вздовж всієї лінії примикання фундаменту нової будівлі до існуючої і з кожного боку мати «шпори» довжиною в плані не менше 1/4 частини стисливої товщі (довжини шпунта) (рис.5.3-5.4). «Шпори» необхідні для запобігання впливу нової будівлі на існуючу, а також на комунікації, розташовані близько зони примикання будівель.



1- Фундамент існуючої будівлі; 2- фундамент будівлі що будується; 3- шпунт.

Рисунок 3.4 - Роз'єднувальна шпунтова стінка



а) - план; б) – розріз; 1 – існуюча споруда; 2 – будівля, що будується; 3 – роз'єднувальний шпунт.

Рисунок 3.4- Розташування розділювальної шпунтової стінки

Отже, роз'єднувальний шпунт може виявитися досить ефективним конструктивним заходом захисту існуючих конструкцій на період виконання добудов. Однак через значну вартість, використання шпунта допускається тільки при належному обґрунтуванні

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Законодавчі акти України

Адміністрація (роботодавець) для створення безпечних і нешкідливих умов праці працівників і для власної безпеки зобов'язана керуватися переліком таких основних нормативно-законодавчих актів і документів з охорони праці:

- Закон України «Про охорону праці»;
- Типове положення про службу охорони праці;
- Положення про порядок розслідування нещасних випадків, що сталися під час навчально-виховного процесу в навчальних закладах (Наказ МОН України № 616 від 31.08.2001 року):

- Порядок розслідування та ведення обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві (Постанова КМУ № 1112 від 25 серпня 2004 року);

- Типове положення про навчання з питань охорони праці;
- Положення про розробку інструкцій з охорони праці;
- Перелік робіт з підвищеною небезпекою;
- Перелік робіт, де необхідний професійний відбір;
- Граничні норми підняття і переміщення важких речей жінками;
- Граничні норми підняття і переміщення важких речей неповнолітніми;
- Положення про медичний огляд працівників окремих категорій;
- Перелік посад посадових осіб, які зобов'язані проходити попередню і періодичну перевірку знань з охорони праці;

- Порядок розробки і затвердження власником нормативних актів про охорону праці, чинних на підприємстві;

- Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту (Наказ Держгірпромнагляду від 24.03.2008 року № 53);

- Порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці (Постанова Кабінету Міністрів України N 442 від 01.09.1992 року);
- Типове положення про комісію з питань охорони праці;
- Типове положення «Про кабінет охорони праці».

Адміністрації також необхідно користуватися відповідними галузевими та міжгалузевими нормативно-правовими актами з охорони праці згідно з Державним реєстром міжгалузевих і галузевих нормативних актів з охорони праці. До початку роботи в будівельній організації кожен працівник повинен пройти інструктаж з техніки безпеки. Інструктаж буває вступний, первинний і повторний. Територію будівельного майданчика обгороджують парканом з ворітьми для в'їзду і виїзду транспорту. Висота його повинна бути не менше 2 м, а відстань до будинку, що споруджується, не менше 10 м. Якщо будинок розміщено вздовж вулиці і паркан поставлено ближче, на ньому має бути захисний піддашок завширшки не менше 1 м, закріплений з нахилом у бік будівельного майданчика під кутом 20° до горизонту.

По периметру будинку визначають небезпечну для людей зону, на межі якої встановлюють попереджувальні знаки або написи. При висоті будинку до 20 м ширина цієї зони має бути не менше 7 м, а при висоті 20—70 м — не менше 10 м. На території будівельного майданчика обладнують проїзди для транспорту і проходи для людей. У місцях в'їзду і виїзду автотранспорту вивішують попереджувальні написи ("Бережись автомобіля!" тощо). Вночі такі написи слід добре освітлювати. Для переходу робітників через котловани і траншеї споруджують перехідні містки з поруччям заввишки не менше 1,1 м. Проходи на укосах з нахилом більше 20° обладнують драбинами або східцями з однобічним поруччям. В усіх небезпечних місцях вивішують попереджувальні знаки і написи, наприклад: «Не стій під вантажем», «Не перевантажуй риштувань» тощо.

Будівельні роботи на висоті до 4 м виконують з помостів або столиків, на висоті більше 4 м — з риштувань, пересувних вишок і колисок.

Робочі місця, розміщені над землею вище 1 м, мають бути обгороджені поруччям заввишки не менше 1 м з проміжними горизонтальними елементами і бортовою дошкою заввишки не менше 15 см або поруччям з металевою сіткою.

До роботи з машинами і механізмами допускають лише осіб, що пройшли спеціальну підготовку і одержали посвідчення на право керування (або обслуговування) цією машиною. Працюючи біля машини чи механізму, слід суворо дотримуватися правил техніки безпеки, а також знати інструкцію щодо експлуатації машини, яка обов'язково має бути на робочому місці, і виконувати її вимоги. Працювати на стаціонарних машинах можна лише після міцного закріплення їх на фундаментах. Пересувні машини (розчинонасоси, компресорні установки, розчинозмішувачі тощо) варто встановлювати на рівних майданчиках (або площадках), після чого закріплювати розтяжками або класти під їхні колеса колодки. Усі рухомі частини машин і механізмів повинні бути закриті кожухами або капотами, а робочий майданчик навколо машини — обгороджений. Перед пуском машини після монтажу або ремонту слід уважно оглянути її і перевірити, щоб на ній не залишилось запасних частин або монтажного інструменту, які під час роботи можуть потрапити в рухомі частини і спричинити аварію. Категорично забороняється залишати працюючу машину без нагляду, а також регулювати або змащувати її під час роботи.

4.1.2 Розрахунок опалення для комфортних умов перебування в приміщенні

Розрахунок опалення проведемо для роздягальні з площею опалюваних приміщень $S_0=53,73 \text{ м}^2$. Розрахунок проведемо за наявності відвідувачів в кількості 4 чол. та для пустої роздягальні. Тепловиділення від людей складає 100Вт/люд. Обране опалення для розрахунку – водяне з можливим підключення до центральної мережі водяного опалення або за індивідуальним проектом.

У цьому випадку необхідно застосовувати спеціальні обрахунки для теплоакумулюючих і неакумулюючих частин:

$$Q = Q_F + Q_W + Q_L,$$

де Q_F – тепловтрати, Вт, через нетеплоакумуючі частини;

Q_W – тепловтрати, Вт, через теплоакумуючі частини під час роботи системи опалення;

Q_L – витрати теплоти на нагрівання вентиляційного повітря, Вт.

Витрати через підлогу та стіни складуть:

$$Q_W = F_W / R_Z (t_1 - t_0) = (107,73 / 4,06) (16 - 5) = 2,56 \text{ кВт}$$

Витрати теплоти на нагрівання вентиляційного повітря:

$$Q_L = 0,337 A_n h (t_b - t_3) K 10^{-3} = 0,337 \cdot 57,73 \cdot 3,0 (20 - 22) \cdot 3 \cdot 10^{-3} = 3,5 \text{ кВт}$$

A_n – площа підлоги приміщення, м²;

h – висота приміщення від підлоги до стелі, м;

t_b – розрахункова температура внутрішнього повітря, °С;

t_3 – розрахункова температура зовнішнього повітря, °С;

Витрати теплоти через нетеплоакумуючі частини будівлі:

$$Q = F_f k_f (t_i - t_a) = 5 \cdot 0,32 (20 - 22) = 3,2 \text{ кВт}$$

де F_f – площа вікон, м²; k_f – коефіцієнт теплопередачі застелених поверхонь, Вт/(м²С). Сумарне навантаження на систему опалення при повній відсутності жителів складе $Q_0 = 2,56 + 3,5 + 3,2 = 9,3$ кВт.

Розрахунок теплового навантаження на систему опалення при заповненні: $Q_1 = 4 \cdot 100 = 0,4$ кВт – загальне тепловиділення від наявних відвідувачів. Сумарне навантаження на систему опалення при мінімальній присутності $Q = 9,3 - 0,4 = 8,9$ кВт. Для забезпечення необхідного теплового режиму всередині розрахуємо необхідну кількість радіаторів водяного опалення: $N = 9,3 / 1,056 = 8,8$ шт. приймаємо 9 штук.

Де, $Q_0 = 9,3$ кВт, $1,056$ кВт – теплова потужність радіатора опалення типу KORADO RADIK KLASIK Тип 10.

Отже, відповідно до розрахунків тепловий режим роздягальні забезпечуватиметься радіаторним паленням з необхідною кількістю нагрівальних установок. В міру наповнення, для економії енергоресурсів необхідно виключати нагрівальні прилади. Водночас потрібно врахувати те, що необхідна кількість

теплоти розраховувалась за температури зовнішнього повітря -22°C .

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Стійкість житлової споруди від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта. Основні з них такі:

Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$$L_p = H_1 + H_2 + (1.5 \dots 2.0), \text{ де } H_1 \text{ і } H_2 \text{ — висоти сусідніх будівель, м.}$$

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або

пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці .

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу .

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міські каналізаційні мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;
- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають

ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [2].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_{ϕ} залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_{ϕ} як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до

об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

ВИСНОВКИ

У рамках кваліфікаційної роботи було запроєктовано будівлю житлового призначення з консольною частиною, що виступає.

В архітектурно-будівельному розділі були розроблені об'ємно-планувальні та архітектурні рішення, які задовольняють вимогам нормативної документації на будівництво такого роду об'єктів. Для визначення складу огорожувальних конструкцій будівлі було проведено теплотехнічний розрахунок усіх типів огорожувальних конструкцій. У графічній частині кваліфікаційної роботи відображено плани, розрізи, вузли та фасади будівлі.

Розрахунково-конструктивний розділ містить збір навантажень, розрахунок у просторовій моделі з використанням ПК SCAD. Під час розроблення цього розділу було підібрано перерізи елементів несучих конструкцій будівлі, а також розраховано сталезалізобетонне перекриття з профільованим настилом і вузлові з'єднання сталевих елементів. Крім конструкцій надземної частини, було проведено техніко-економічний аналіз пальового фундаменту з кушовим ростверком із застосуванням різних видів паль. У графічній частині кваліфікаційної роботи подано креслення основних несучих конструкцій будівлі зі схемами, вузлами, специфікаціями на елементи.

Виявлено основні способи влаштування фундаментів в умовах існуючої забудови та встановлено роль роз'єднувального шпунта при захисті існуючих конструкцій фундаментів

Таким чином, кваліфікаційна роботи підтверджує актуальність і доцільність будівництва житлової будівлі.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2019 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель, 2021.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.
12. Mykhailo Hud, Natalia Chornomaz, Roman Grytseliak, Denys Baran, Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 87-91, ISSN 2452-3216,

[https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007.\(https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000075\)](https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007.(https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000075))

13. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

16. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

17. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

18. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

19. Shved, Yaroslav, Yaroslav Kovalchuk, and Natalya Shynhera. "Welded truss deformation under thermal influence." Вісник Тернопільського національного технічного університету 105.1 (2022): 13-18.

20. Yaroslav Shved, Yaroslav Kovalchuk, Liudmyla Bodrova, Halyna Kramar, Natalya Shynhera, Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles,Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022,Pages 10-16,ISSN 2452-

3216,<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2021.12.076>.

21. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
22. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
23. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
24. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"
25. ДСТУ 2293:2014 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять
26. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
27. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
28. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
29. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
30. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с
31. «Основи наукових досліджень і теорія експерименту : Навчальний посібник / укл. Ю. Б. Капаціла, П. О. Марущак, В. Б. Савків, О. П. Шовкун. Тернопіль: ФОП Паляниця В.А., 2023. 186 с.».
32. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.
33. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.