

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект музею науки в Львові з оптимізацією
конструкції консольного вильоту

Виконав(ла): студент(ка) 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 Будівництво та цивільна

інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Голубович Т.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Сорочак А.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль Мещерякова О.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент Бобик М.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« ___ » _____ 2023 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 Голубович Тарас Миколайович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект музею науки в Львові з оптимізацією
конструкції консольного вильоту

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 20 » листопада 2023 року № 4/7-1073

2. Термін подання студентом завершеної роботи 18 грудня 2023

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Львів.

Вітровий район – 4. Сніговий район – 4.

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

Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина.

Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

План 1-го поверху. План 2-го поверху. Фасади. Розрізи. План покрівлі. Колона К1.

Ферма Ф2. Вузли. План фундаментів. Результати оптимізації конструкції консольного вильоту.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Розрахунково-конструктивний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Науково-дослідний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Каспрук В.Б.		
Безпека в надзв. ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		

7. Дата видачі завдання 21 листопада 2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	30.11.23	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	04.12.23	
3	Науково-дослідна частина	12.12.23	
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	15.12.23	

Студент

(підпис)

Голубович Т.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	7
1.1 Характеристика району будівництва.....	7
1.2 Архітектурно-планувальні рішення.....	8
1.2.1 Огляд аналогів	8
1.2.2 Опис та обґрунтування прийнятого рішення	10
1.2.3 Розрахунок оптимальної пропускної спроможності музею	11
1.3 Опорядження музею науки.....	13
1.3.1 Опорядження фасаду	13
1.3.2 Внутрішнє опорядження.....	13
1.3.3 Природне освітлення.....	14
1.3.4 Забезпечення водовідведення з покрівлі	14
1.4 Енергоефективність будівлі музею науки.....	16
1.4.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій	16
1.4.2 Теплотехнічний розрахунок плоскої експлуатованої покрівлі	18
1.4.3 Теплотехнічний розрахунок плоскої неексплуатованої покрівлі	20
1.4.4 Теплотехнічний розрахунок підлоги консольної частини.....	20
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	22
2.1 Відомості про топографічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта	22
2.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд	22
2.3 Збір навантажень.....	24
2.4 Результати розрахунку	31
2.5 Розрахунок і конструювання вузлів.....	31
2.5.1 Конструювання бази колони трубчастого перерізу по осі 4.....	31
2.5.2 Розрахунок жорсткого вузла сполучення ферми з колоною	39
2.5.3 Фланцеве з'єднання трубчастих колон.....	44

2.5.4 Розрахунок вузла вертикального хрестового зв'язку ферми Ф2	47
2.5.5 Розрахунок стику пояса ферми з накладками	49
2.6 Проектування фундаментів.....	52
2.6.1 Вихідні дані для проектування	52
2.6.2 Визначення глибини закладання	52
2.6.3 Проектування пальового фундаменту.....	53
2.6.4 Визначення несучої здатності забивної палі	55
2.6.5 Визначення числа паль у фундаменті та ескізне конструювання ростверку	56
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	59
3.1 Варіанти вирішення проблеми оптимізації конструкцій консольного вильоту	59
3.2 Методика оптимізації конструкції консольного вильоту проєктованого музею науки в м. Львів.....	61
3.3 Результати дослідження роботи запропонованих варіантів конструкції консольного вильоту та їх аналіз	62
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	65
4.1 Загальна характеристика об'єкту проєктування.....	65
4.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні громадських будівель	65
4.3 Евакуація відвідувачів приміщень музею науки при пожежі	67
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	70
БІБЛІОГРАФІЯ.....	71
ДОДАТОК А Експлікація підлоги.....	75
ДОДАТОК Б Специфікація елементів заповнення віконних прорізів	76

ВСТУП

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. Місто Львів є найбільшим науковим, освітнім, культурним і промисловим центром західного регіону України. Цьому посприяли вдале розташування міста, наявність великих університетів та науково-дослідних установ, які залучають багато талановитої молоді, а також активний розвиток технологічного сектору, зокрема найбільших в державі ІТ-компаній.

Для підтримання та розвитку наукового потенціалу регіону важливо розвивати зацікавленість учнів і студентів в науці та сучасних технологіях, активно просувати ідеї впровадження новітніх досягнень науки у виробництві та суспільному житті. Одним із способів реалізації даного завдання є розширення та розвиток культурно-просвітницьких закладів типу наукових музеїв, що отримали значне поширення в багатьох розвинених країнах світу. Разом з цікавим наповненням експозиції такого музею не менш важливу роль відіграє його архітектура, яка повинна викликати зацікавленість та виділяти будівлю музею. Саме тому в розробленому проєкті пропонується використати великі консольні конструкції в рівні верхніх поверхів музею науки, що створюють футуристичний візуальний ефект та підкреслюють функціональне призначення будівлі.

Будинки з консольним вильотом не є об'єктами масового будівництва. Консольні конструкції надають яскраву архітектурну виразність, але також вимагають детальної розробки індивідуальних конструктивних рішень та їх дослідження.

Мета роботи – оптимізація металоконструкцій консольного вильоту проєктованої будівлі музею науки.

Основні задачі роботи:

- проаналізувати варіанти влаштування несучих металоконструкцій консольного вильоту довжиною 24 м;
- виконати дослідження напружено-деформівного стану різних варіантів конструкції;

- вибрати оптимальний варіант конструкції консольного вильоту за критеріями мінімальної маси та мінімальної деформації.

Об'єкт дослідження – несучі металеві конструкції консольного вильоту довжиною 24 м.

Предмет дослідження – напружено-деформівний стан металоконструкцій консольного вильоту довжиною 24 м.

Наукова новизна результатів роботи:

1. Отримала подальший розвиток методика оптимізації несучих металоконструкцій консольної частини будівлі.

Методи досліджень – описовий, порівняльного аналізу, варіантного проектування, метод скінченних елементів.

Практична цінність одержаних результатів. В роботі визначено оптимальні конструктивні рішення несучих металоконструкцій консольного вильоту довжиною 24 м для будівлі громадського призначення, а також досліджено їх роботу за допомогою методу скінченних елементів.

Апробація результатів роботи. Результати, отримані в даній кваліфікаційній роботі, доповідались на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій».

Публікації. Голубович, Т.М., Сорочак, А.П. Аналіз сталевих конструкцій консольного вильоту музею науки в м. Львів // Актуальні задачі сучасних технологій. Праці Міжнародної науково-технічної конференції (Тернопіль, 6-7 грудня 2023 року). – Т. : ФОП Паляниця В.А., 2023. – С. 56.

Ключові слова: КОНСОЛЬНИЙ ВИЛІТ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМІВНИЙ СТАН, ОПТИМІЗАЦІЯ КОНСТРУКЦІЙ, МЕТАЛЕВА ФЕРМА.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Характеристика району будівництва

Об'єктом капітального будівництва є громадська будівля музею науки з 24-х метровою консоллю, заввишки 23,030 м, розташована у Франківському районі м. Львів по вулиці Івана Пулюя (рис. 1.1).

Поруч розміщені об'єкти сучасної житлової забудови, такі як ЖК «Ренуар», та громадські і освітні заклади, зокрема корпус Національного університету «Львівська політехніка», фаховий коледж Національного університету харчових технологій, Львівський центр професійно-технічної освіти державної служби зайнятості, ліцей номер 65.

Недалеко проходить вулиця Наукова, де розміщені провідні науково-дослідні установи та головний офіс однієї з найбільших ІТ-компаній України «Елекс».

Площа ділянки достатня для влаштування паркінгів для працівників та відвідувачів музею науки, широкого майданчика перед входом та відпочинкової зони з елементами озеленення.



Рисунок 1.1 – Ділянка будівництва музею науки

1.2 Архітектурно-планувальні рішення

1.2.1 Огляд аналогів

Великі консольні конструкції в будівництві зустрічаються не часто, проте використовуються для надання виразності громадським будівлям в різних містах світу. Для прикладу розглянемо кілька з таких будівель.

Музей американського мистецтва Вестморленда (рис. 1.2) заснований 1959 року та розташований у місті Грінсбург, штат Пенсільванія (Сполучені Штати Америки). Музей присвячений американському мистецтву з акцентом на мистецтво південно-західної Пенсільванії.

Компанія Ennead Architects відремонтували існуючий будинок музею – цегляну будівлю в стилі нео-Georgian площею 30000 квадратних футів (2790 м²). Фірма також створила нове крило площею 13280 квадратних футів (1230 м²), що консольно підноситься над пологою ділянкою і є найприкметнішим елементом проекту. У консольному східному крилі розташовані галереї як для тимчасових, так і для постійних виставок. В основному він облицьований цинковими панелями, а передня частина обшита склом від підлоги до стелі.

Дизайн реконфігурує внутрішні простори наявного музею, щоб встановити нову послідовність входів з візуальним доступом через будівлю, що з'єднує



а)



б)

Рисунок 1.2 – Будівля музею Вестморленд:

а) – північний фасад; б) – західний фасад

північний і південний входи. Монументальні сходи з'єднують відреставрований вестибюль зі збільшеним входом для групи і місцем висадки з транспорту. Вестибюль обрамляє новий музейний магазин і вступна галерея. Скляні сходи в новому об'ємі подвійної висоти ведуть на верхній рівень і прибудову до консольної галереї. Розширена послідовність і діапазон галерей з краєвидами ззовні об'єднують внутрішні простори і з'єднують колекцію з її контекстом. Крім того, серія невеликих змін в існуючій будівлі зміцнює геометричну мову, що лежить в основі конструкції консолі.

Інші приміщення в оновленій будівлі музею включають в себе студію для дитячих програм, багатофункціональний простір для концертів, лекцій, громадських зібрань і приватних заходів, а також неформальне кафе і об'єднані адміністративні офіси для взаємодії між персоналом. Простір для зберігання колекцій з високою щільністю розміщення включено в нижній рівень прибудови і безпосередньо пов'язано з новою зоною прийому через коридори та вантажний ліфт [1].

Екологічність будівлі є невід'ємною частиною проєкту: сучасні механічні системи, вбудовані всюди, поряд із поліпшеним денним освітленням і матеріалами місцевого виробництва. Використання місцевих та адаптивних зелених насаджень виключає необхідність поливу.

Будівля головного офісу фінансово-комерційного департаменту сталеливарної компанії Voestalpine Stahl (м. Лінц, Австрія) справляє враження динамічно вигнутим об'ємом, зрізаним під кутом спереду, з філігранним регульованим золотим фасадом (рис. 1.3).

Головний вхід до офісу неможливо не помітити під сміливою консоллю, яка використовує структурні можливості сталі в північно-східному кінці будівлі. Перед нами ціле заскле, здавалося б, безмежне фойє, що фокусує увагу відвідувачів від сталевій стійки ресепшн з одного боку до вражаючого ландшафту кранів, териконів і димоходів з іншого [2].



Рисунок 1.3 – Будівля головного офісу продажів і фінансів

1.2.2 Опис та обґрунтування прийнятого рішення

Об'єм будівлі складається з 3 основних елементів: основний об'єм першого і другого поверхів, прямокутний у плані; консоль третього поверху з максимальним вильотом 24 м і об'єм четвертого поверху, розташований під кутом і з консольними вильотами 18 м. Будівля в плані має форму літери Г з додатковим елементом між об'ємами консолі та основної частини будівлі, розташованим під кутом, і габаритами в осях 72×60 м.

За нульову відмітку 0,000 прийнята відмітка чистої підлоги першого поверху. Максимальна відносна відмітка будівлі – +23,030 м.

Висота 1 і 2 поверху 4,5 м; 3, 4 поверхи – 5 м.

Ступінь вогнестійкості будівлі – II [3].

Категорії приміщень за вибухопожежною та пожежною небезпекою – Д [4].

Клас енергоефективності споруди – «В» [3].

Клас наслідків (відповідальності) – СС2 [5].

Архітектура будівлі відповідає вимогам, що висуваються для громадських будівель. Просторова, планувальна та функціональна організація зумовлена функціональним призначенням будівлі.

На першому поверсі розташовується вхідна зона з сувенірним магазином і гардеробом для відвідувачів, зона музейного кафе, санвузли та сходово-ліфтові вузли, а також адміністративна зона. На другому поверсі розташовані бібліотека, лекційна зала і кабінети співробітників музею. На третьому і четвертому поверхах розташовуються виставкові зали з постійними і тимчасовими експозиціями.

Сполучення між поверхами в будівлі здійснюється незадимлюваною сходовою кліткою з підпором повітря й аварійним джерелом світла та пасажирським і вантажопасажирським ліфтами вантажопідйомністю 1000 кг.

Об'ємно-планувальні та архітектурно-художні рішення прийняті згідно з вимогами [3, 5-7].

Прийняті планувальні рішення (розміри приміщень, ширина коридорів і сходових маршів, кількість евакуаційних виходів) забезпечують можливість своєчасної та безперешкодної евакуації людей з будівлі до настання загрози їхньому життю та здоров'ю внаслідок дії небезпечних чинників пожежі, а також враховують пропускну спроможність музею й одномоментну кількість відвідувачів у ньому.

1.2.3 Розрахунок оптимальної пропускну спроможності музею

Об'єкт проектування – музей науки із застосуванням інтерактивних електронно-комп'ютерних технологій.

Загальна площа експозиції 1792 м².

Обчислюємо одномоментну місткість експозиції ΣE , ділячи її площу на значення коефіцієнта $C = 9 - 12$ м² / чол. Отримаємо значення:

$$\Sigma E_{max} = 1792 / 12 = 149 \text{ чол} \quad \Sigma E_{min} = 1792 / 9 = 199 \text{ чол}$$

Для подальших розрахунків приймемо середнє значення

$$\Sigma E = (\Sigma E_{max} + \Sigma E_{min}) / 2 = (199 + 149) / 2 = 174 \text{ чол.}$$

Обчислюємо щоденну пропускну здатність експозиції. Середній час проходження експозиції приймаємо $t_m = 2$ год, а щоденний час роботи музею $t_p = 8$ год.

$$\Sigma E_{\partial} = \Sigma E \cdot \frac{t_p}{t_m} = 174 \cdot \frac{8}{2} = 696 \text{ чол.} \quad (1.1)$$

Обчислимо щоденну пропускну спроможність додаткових сервісів і зони А (вхідна та рекреаційна зона, кафе, туалети із загальною одномоментною місткістю 16 чол згідно [3]). Для цього розраховуємо одномоментну місткість кожного елемента зони А:

Одномоментна місткість вхідної та рекреаційної зон спільно складає при $C = 2 \text{ м}^2 / \text{чол}$:

$$\Sigma B = 140 / 2 = 70 \text{ чол.}$$

Одномоментна місткість кафе складає при $C = 1,6 \text{ м}^2 / \text{чол}$.

$$\Sigma K = 156 / 1,6 = 98 \text{ чол.}$$

Маючи значення одномоментної місткості всіх елементів зони А, розраховуємо її загальну одномоментну місткість:

$$\Sigma A = \frac{70 + 98 + 16}{3} = 62 \text{ чол.}$$

Тепер обчислюємо щоденну пропускну здатність зони А:

$$\Sigma A_{\partial} = \Sigma A \cdot \frac{t_p}{t_m} = 62 \cdot \frac{8}{2} = 248 \text{ чол.} \quad (1.2)$$

Тоді загальна щоденна пропускну здатність музею науки складе

$$\Sigma M_{\partial} = \Sigma E_{\partial} + \Sigma A_{\partial} = 696 + 248 = 944 \text{ чол.}$$

1.3 Опорядження музею науки

1.3.1 Опорядження фасаду

Фасад виконується з тришарових модульних фасадних елементів повної заводської готовності TRIMO QBISS ONE [8] із застосуванням технології ArtMe (індивідуальний дизайн фасадних елементів) для більшої архітектурної виразності, а також вітражних систем для створення видових точок у просторі музею.

Архітектурну виразність будівлі, засновану на використанні консольних елементів, було підкреслено панорамним склінням 3 і 4 поверхів будівлі.

Завдання, поставлені під час проектування інтер'єру:

- раціональне функціональне зонування внутрішнього простору музею науки;
- наявність зон рекреації для відвідувачів і співробітників;
- застосування інтер'єрних акцентів у вигляді вітражної оранжереї у вхідній зоні та зоні рекреації;
- застосування неяскравих кольорів в оздобленні стін для кращого сприйняття експонатів.

1.3.2 Внутрішнє опорядження

Зовнішні стіни зсередини оздоблюють гіпсокартонними листами Кнауф і забарвлюють водоемульсійною фарбою білого кольору за 2 рази по ґрунту.

Оздоблення перегородок 1 і 2 поверхів – штукатурка.

Перегородки 3 і 4 поверхів виконуються комплектною системою Кнауф, що складається з двошарових обшивок із Кнауф-суперлистів на подвійному рознесеному металевому каркасі С366. Фарбуються водоемульсійною фарбою білого кольору.

Оздоблення санітарних вузлів – облицювання глазурованою плиткою на всю висоту приміщень.

Оздоблення сходової клітки та ліфтового вузла – штукатурка.

Експлікацію підлог див. Додаток А.

Під час проєктування внутрішнього оздоблення приміщень було враховано основні принципи поведінки відвідувачів в інтер'єрі музею, а саме можливості безперешкодного та комфортного огляду об'єктів з урахуванням безпечного перебування відвідувачів у будівлі.

Внутрішнє оздоблення приміщень виконано відповідно до санітарно-гігієнічних, естетичних, протипожежних вимог. Кольорову гаму підібрано з урахуванням функціонального призначення приміщень.

1.3.3 Природне освітлення

У всіх приміщеннях, призначених для тривалого перебування людей, передбачено природне бічне освітлення через вітражні системи зі склопакетом 48 мм і термовставкою 8-14Ar-6-14Ar-6. Опір теплопередачі $R = 1,33 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$.

Без природного освітлення спроектовано приміщення з тимчасовим перебуванням людей.

Штучне освітлення приміщень музею науки спроектовано згідно з [9].

Специфікацію елементів заповнення віконних прорізів див. Додаток Б.

1.3.4 Забезпечення водовідведення з покрівлі

Для визначення кількості воронки на покрівлі використовуємо норми [10].

Розрахункову витрату дощових вод визначаємо за методом граничних інтенсивностей за формулою

$$q_r = \frac{z_{mid} A^{1,2} F}{t_R^{1,2n-0,1}} \eta m, \quad (1.3)$$

де z_{mid} – коефіцієнт покриття, що для водонепроникної покрівлі складає 0,33;

A, n – розрахункові параметри, що визначаються залежно від розміщення ділянки будівництва;

F – розрахункова площа стоку в га, в нашому випадку рівна площі покрівлі;

$t_r = 15$ хв – розрахункова тривалість дощу;

η, m – коефіцієнти нерівномірності та тривалості дощу, для нашого випадку рівні 1.

В свою чергу, параметр A визначається за формулою:

$$A = q_{20} 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r} \right)^\gamma, \quad (1.4)$$

де $q_{20} = 123$ л/с – інтенсивність дощу тривалістю 20 хвилин на 1 га для м. Львів;

$n = 0,73, \gamma = 1,54$ – розрахункові показники ступеня;

$P = 1$ – період одноразового перевищення інтенсивності дощу;

$m_r = 138$ – середня кількість дощів на рік.

$$\text{Тоді } A = 123 \cdot 20^{0,73} \left(1 + \frac{\lg 1}{\lg 138} \right)^{1,54} = 1096.$$

Для експлуатованої покрівлі другого поверху:

$$q_r = \frac{0,33 \cdot 1096^{1,2} \cdot 0,841}{15^{1,2 \cdot 0,73 - 0,1}} \cdot 1 \cdot 1 = 114,2 \text{ л/с}$$

Використовуємо покрівельні воронки АСО Spin для експлуатованої покрівлі з чавуну з вертикальним випуском DN150 з полімербетонною вставкою і решіткою з чавуну зі сміттєзбірником. Пропускна здатність 18 л/с.

$$N = \frac{114,2}{18} = 6,34 \text{ – приймаємо 7 воронок.}$$

Для неексплуатованої покрівлі четвертого поверху:

$$q_r = \frac{0,33 \cdot 1096^{1,2} \cdot 0,9156}{15^{1,2 \cdot 0,73 - 0,1}} \cdot 1 \cdot 1 = 124,3 \text{ л/с}$$

Використовуємо покрівельні лійки Татполімер з $DN120$ і пропускною спроможністю $15,5$ л/с.

$$N = \frac{124,3}{15,5} = 8,019 - \text{приймаємо } 8 \text{ воронок.}$$

1.4 Енергоефективність будівлі музею науки

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій проводять відповідно до вимог [11, 12].

Вихідні дані для розрахунку прийнято за [13] для м. Львів, що відноситься до кліматичного району I.

Згідно з [11], вологісний режим приміщень будівель у холодний період року залежно від відносної вологості та температури внутрішнього повітря – нормальний, умови експлуатації огорожувальних конструкцій – А за [12].

Згідно з [13], м. Львів належить до першої температурної зони.

Розрахункова середня температура внутрішнього повітря будівлі $\theta_{int} = 20^{\circ}\text{C}$.

Розрахункові значення температури зовнішнього повітря $\theta_{ext} = -22^{\circ}\text{C}$.

Середньомісячна температура в січні складає $-4,0^{\circ}\text{C}$, температура найхолоднішої п'ятиденки з забезпечуваністю $0,92 - -19^{\circ}\text{C}$.

Тривалість опалювального періоду для періоду із середньою добовою температурою зовнішнього повітря не більше $8^{\circ}\text{C} - 179$ діб.

1.4.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій

Зовнішні огорожувальні конструкції приймаються з тришарових модульних фасадних елементів повної заводської готовності TRIMO QBISS ONE (рис. 1.4) із застосуванням технології ArtMe за типом сендвіч-панелей (розкладка стінових панелей – вертикальна).



Рисунок 1.4 – Фасадна система TRIMO QBISS ONE

Згідно [11], для першої температурної зони мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі зовнішніх стін громадських будівель $R_{q\ min} = 4,0\ \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Опір теплопередачі термічно однорідної зовнішньої стіни визначають за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l R_i + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{h_{se}} \geq R_{q\ min} \quad (1.5)$$

Теплотехнічні показники матеріалів стінової огорожі наведено в табл. 1.1.

Виходячи з формули, знайдемо мінімально необхідну товщину теплоізоляційного шару сендвіч-панелей стінового огороження:

$$\delta_2 = \left(R_{q\ min} - \left(\frac{1}{h_{si}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{h_{se}} \right) \right) \cdot \lambda_2 \quad (1.6)$$

Таблиця 1.1 – Теплотехнічні показники матеріалів стінової огорожі

№ шару	Найменування	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/(м ^{°С})
1	Профільований лист із тонкої сталі	0,001	58
2	Ламельована мінеральна вата класу А1 ламінована	X	0,045
3	Профільований лист із тонкої сталі	0,001	58

$$\delta_2 = \left(4 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{58} + \frac{0,001}{58} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,045 = 0,173 \text{ м}$$

Приймаємо фасадний елемент товщиною $\delta_2 = 180 \text{ мм}$.

Перевіряємо результат за санітарно-гігієнічними вимогами, визначаючи різницю між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні зовнішньої стіни за [12], яка не повинна перевищувати максимально допустимого значення, що для громадських будівель складає $\Delta\theta_{int-si,max} = 5,0 \text{ }^\circ\text{C}$ згідно [11].

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_{\Sigma} h_{si}} \quad (1.7)$$

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{20 - (-22)}{4,158 \cdot 8,7} = 1,16 \text{ }^\circ\text{C} < 5 \text{ }^\circ\text{C}, \text{ умова виконується.}$$

1.4.2 Теплотехнічний розрахунок плоскої експлуатованої покрівлі

Покрівлю виконано згідно з типовим технічним рішенням для систем влаштування експлуатованого даху під пішохідне навантаження (рис. 1.5) з дренажним прошарком (табл. 1.2).

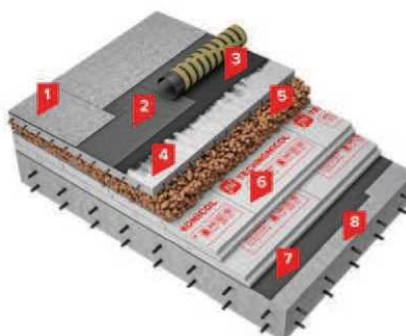


Рисунок 1.5 – Система влаштування експлуатованого даху під пішохідне навантаження з дренажним прошарком (позначення див. табл. 1.2)

Таблиця 1.2 – Теплотехнічні показники матеріалів експлуатованої покрівлі

№ шару	Найменування	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/(м·°С)
1	Тротуарна плитка	0.04	1.74
2	Цементно-піщана суміш	0.04	0.76
3	Гравій	0.05	1.92
4	Дренажна мембрана PLANTER geo	0.008	0.251
5	Екструзійний пінополістирол CARBON PROF	X	0.045
6	Техноеласт ГРІН ЕПП	0.004	0.22
7	Техноеласт ФІКС ЕПМ	0.004	0.22
8	Цементно-піщана суміш	0.04	0.76
9	Ухилоутворювальний шар із керамзитового гравію	0.05	0.19
10	Монолітний залізобетон	0.2	1.92

Для покриття, що межує із зовнішнім повітрям згідно [11] для першої температурної зони $R_{q\ min} = 5,0\ \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Аналогічно формулі (1.6), визначається мінімально необхідна товщина шару утеплювача δ_5 для конструкції покрівлі над консольною частиною:

$$\delta_5 = \left(5 - \left(\frac{1}{10} + \frac{0,04}{1,71} + \frac{0,04}{0,76} + \frac{0,05}{1,92} + \frac{0,008}{0,251} + \frac{0,004}{0,22} + \frac{0,004}{0,22} + \frac{0,04}{0,76} + \frac{0,05}{0,19} + \frac{0,2}{1,92} + \frac{1}{23} \right) \right) \times 0,045 = 0,192\ \text{м}$$

Приймаємо товщину утеплювача 200 мм і перевіряємо результат за санітарно-гігієнічними вимогами до різниці температур повітря та внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій по формулі (1.7):

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{20 - (-22)}{5,178 \cdot 10} = 0,81\ \text{°С} < \Delta\theta_{int-si, \max} = 4\ \text{°С}$$

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок плоскої неексплуатованої покрівлі

Плоску покрівлю виконано згідно з типовим технічним рішенням для полімерного покриття (табл. 1.3).

Аналогічно формулі (1.6), визначається товщина δ_5 утеплювача для покрівлі:

$$\delta_5 = \left(5 - \left(\frac{1}{10} + \frac{0,004}{0,22} + \frac{0,004}{0,22} + \frac{0,04}{0,76} + \frac{0,05}{0,19} + \frac{0,2}{1,92} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,045 = 0,198 \text{ м}$$

Приймаємо товщину утеплювача 200 мм і перевіряємо результат за санітарно-гігієнічними вимогами за формулою (1.7):

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{20 - (-22)}{5,044 \cdot 10} = 0,83 \text{ } ^\circ\text{C} < \Delta\theta_{int-si,max} = 4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

1.4.4 Теплотехнічний розрахунок підлоги консольної частини

Підлогу консольних частин будівлі (рис. 1.6) виконано згідно з технічним рішенням, наведеним в табл. 1.4.

Таблиця 1.3 – Теплотехнічні показники матеріалів неексплуатованої покрівлі

№ шару	Найменування	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/(м \cdot °C)
1	Техноеласт ЕКП	0.004	0.22
2	Техноеласт ЕПП	0.003	0.22
3	Цементно-піщана суміш	0.04	0.76
4	Ухилоутворювальний шар із керамзитового гравію	0.05	0.19
5	Екструзійний пінополістирол CARBON PROF	X	0.045
6	ТЕХНОБАР'ЄР	0.003	0.22
7	Монолітний залізобетон	0.2	1.92

Таблиця 1.4 – Теплотехнічні показники матеріалів підлоги консолі

№ шару	Найменування	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/(м·°C)
1	Паркетна дошка Tarkett	0.015	0.18
2	Цементно-піщана суміш	0.04	0.76
3	Плівка АЛЬФА Бар'єр	0.001	0.17
4	Екструзійний пінополістирол CARBON PROF	X	0.045
5	Монолітний залізобетон	0.2	1.92

Рисунок 1.6 – Конструкція підлоги консольної частини музею
(позначення див. табл. 1.4)

Для перекриття, що межує із зовнішнім повітрям згідно [11] для першої температурної зони $R_{q, min} = 5,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Аналогічно формулі (1.6), визначається товщина утеплювача для підлоги консольної частини δ_4 :

$$\delta_4 = \left(5 - \left(\frac{1}{5,9} + \frac{0,015}{0,17} + \frac{0,04}{0,76} + \frac{0,001}{0,17} + \frac{0,2}{1,92} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,045 = 0,204 \text{ м}$$

Приймаємо товщину утеплювача 230 мм і перевіряємо результат за санітарно-гігієнічними вимогами за формулою (1.7):

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{20 - (-22)}{5,57 \cdot 5,9} = 1,28 \text{ °C} < \Delta\theta_{int-si, max} = 2,5 \text{ °C}$$

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Відомості про топографічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта

Будівля музею науки розташована в м. Львів. Територія будівництва характеризується наступними показниками [13]:

- максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень – 5,1 м/с , за липень – 4,2 м/с ;
- переважний напрямок вітру – західний;
- середня швидкість вітру в січні – 4,0 м/с ;
- середня відносна вологість повітря за рік – 79%;
- середня кількість опадів за рік – 742 мм ;
- сніговий район – 4, $S_0 = 1310$ Па [14];
- вітровий район – 4, $W_0 = 520$ Па [14];
- складність інженерно-геологічних умов – висока;
- сейсмічність майданчика будівництва – 6 балів за картою ЗСР-2004-А згідно [15].

2.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд

Будівля має одну 24-ох метрову та одну 12-ти метрову консолі на 3 поверсі та дві 18-ти метрові консолі на 4 поверсі будівлі. Загальна висота будівлі 23,03 м.

Конструктивна схема – каркасно-стовбурна. Каркас будівлі складається з металевих колон, ригелів, балок, зв'язків і залізобетонних елементів конструкцій (перекриття, покриття і ядер жорсткості), що включені в просторову роботу каркаса. Консолі виконані на металевому каркасі у вигляді ферм.

Розрахункову схему будівлі задаємо в редакторі SCAD Office (рис. 2.1 - 2.3).

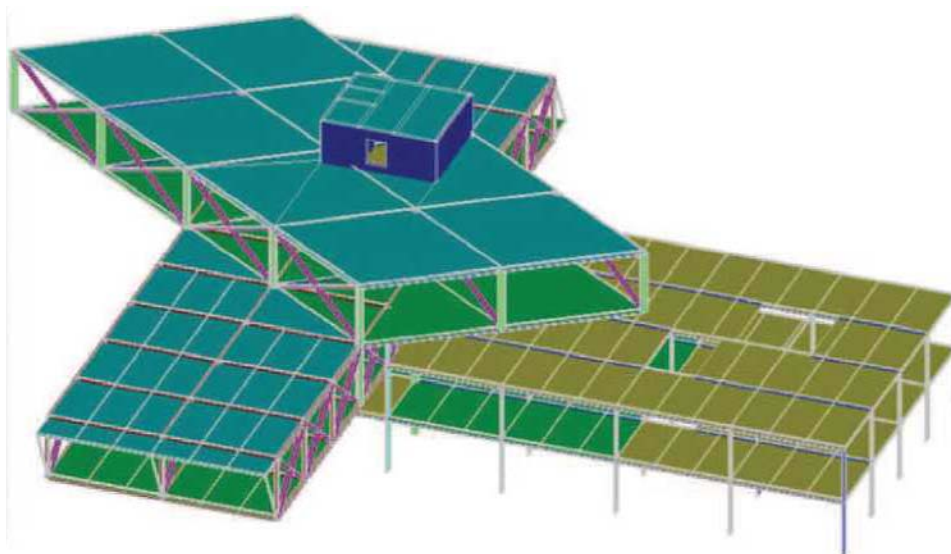


Рисунок 2.1 – Модель у системі ФОРУМ

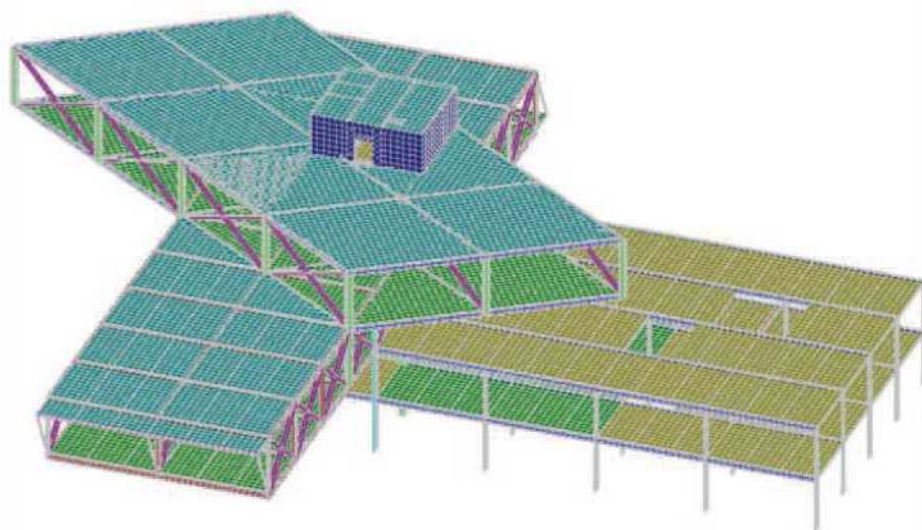


Рисунок 2.2 – Згенерована розрахункова схема в ПК SCAD

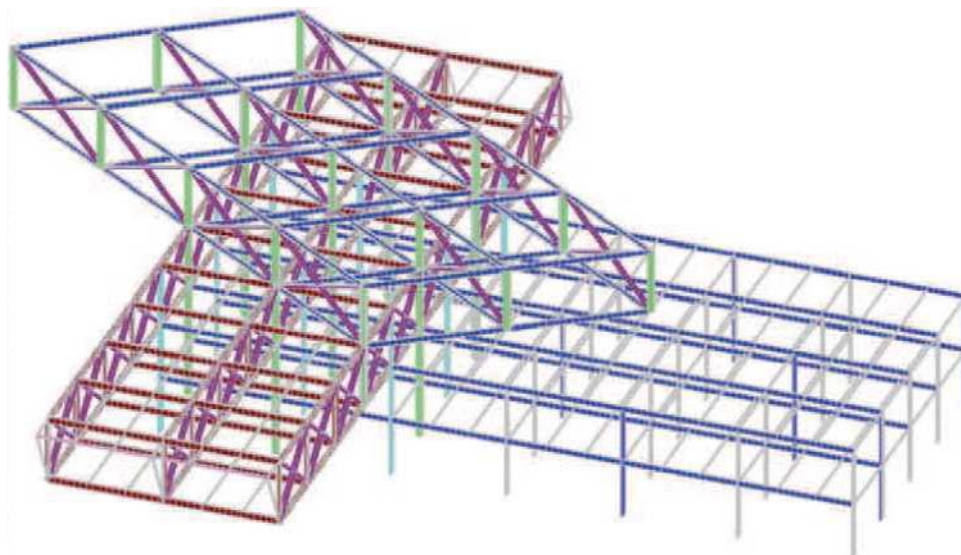


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема металевго каркасу в ПК SCAD

2.3 Збір навантажень

Загальні навантаження, прикладені до несучих конструкцій проектованої будівлі музею науки з консольними вильотами наведено в табл. 2.1.

Навантаження від стін прикладаємо смуговим нормативним рівномірно-розподіленим навантаженням:

- для зовнішніх стін із сендвіч-панелей вагою $30,1 \text{ кг/м}^2$:

на 1, 2 поверхах:

$$q_{ст.з.} = 30,1 \cdot 4,5 \cdot \frac{9,81}{1000} = 1,33 \text{ кН/м}$$

на 3, 4 поверхах:

$$q_{ст.з.} = 30,1 \cdot 5 \cdot \frac{9,81}{1000} = 1,48 \text{ кН/м}$$

- для перегородок із ГКЛ із двошаровою обшивкою з КНАУФ-суперлістів на подвійному рознесеному металевому каркасі С366 вагою 69 кг/м^2 :

на 1 і 2 поверхах:

$$q_{пер.ГКЛ} = 69 \cdot 4,2 \cdot \frac{9,81}{1000} = 2,84 \text{ кН/м}$$

Таблиця 2.1 – Збір навантажень

№	Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійні навантаження				
1	Власна вага			
	- металоконструкції	За SCAD	1.05	За SCAD
	- ЗБ конструкції	За SCAD	1.1	За SCAD
	- зовнішні панелі (1, 2 пов. / 3, 4 пов.)	1.33/1.48	1.2	1.60/1.78
	- перегородки (1, 2 пов. / 3, 4 пов.)	2.84/3.25	1.2	3.41/3.9
	Підлоги:			
	- консолі	Таблиця 2.2	Таблиця 2.2	1.13
	- покриття-керамограніт	Таблиця 2.2	Таблиця 2.2	0.97
	- покриття-паркет	Таблиця 2.2	Таблиця 2.2	1.04
	Покрівля експлуатована	Таблиця 2.2	Таблиця 2.2	4.12
	Покрівля неексплуатована	Таблиця 2.2	Таблиця 2.2	1.21
Тривалі навантаження				
2	Навантаження від людей у службових приміщеннях адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій та установ, лабораторіях, а також коридорах, що примикають до них кН/м ²	2	1.2	2.4
3	Навантаження від людей у залах зборів, експозиційних залах, а також коридорах, що примикають до них кН/м ²	4	1.2	4.8
4	Снігове навантаження, кН/м ²	1.5	1.4	2.1
5	Вітрове навантаження	Таблиця 2.3	1.4	За SCAD

на 3 і 4 поверхах:

$$q_{пер.ГКЛ} = 69 \cdot 4,8 \cdot \frac{9,81}{1000} = 3,25 \text{ кН/м}$$

Детальні результати збору навантажень від конструкції підлоги і покрівлі для різних приміщень наведено в табл. 2.2.

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження на покриття музею науки підраховується за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 \mu C_e C_{alt}, \quad (2.1)$$

Таблиця 2.2 – Збір навантажень від ваги підлог і покрівлі

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	4
Основне покриття з керамограніту			
Плити керамогранітні 600х600 мм ($\delta=10$ мм, $\rho=2,4$ кН/м ³)	0.024	1.3	0.031
Стяжка цементно-піщана ($\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³)	0.72	1.3	0.936
Звукоізоляція Техноеласт Акустик	-	-	-
Разом:			0.97
Паркетне покриття			
Паркетна дошка Tarkett ($\delta=15$ мм, $\rho=6$ кН/м ³)	0.09	1.2	0.108
Стяжка цементно-піщана ($\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³)	0.72	1.3	0.936
Звукоізоляція Техноеласт Акустик	-	-	-
Разом:			1.04
Підлога консолей			
Паркетна дошка Tarkett ($\delta=15$ мм, $\rho=6$ кН/м ³)	0.09	1.2	0.108
Стяжка цементно-піщана ($\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³)	0.72	1.3	0.936
Плівка Альфа Бар'єр	-	-	-
Екструзійний пінополістирол Carbon Prof ($\delta=240$ мм, $\rho=30$ кН/м ³)	0.072	1.2	0.0864
Разом:			1.13
Покрівля експлуатована			
Вібропресована тротуарна плитка ($\delta=40$ мм, $\rho=22$ кН/м ³)	0.88	1.2	1.056
Стяжка цементно-піщана ($\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³)	0.72	1.3	0.936
Гравій ($\delta=50$ мм, $\rho=14$ кН/м ³)	0.7	1.3	0.910
Дренажна мембрана PLANTER geo	-	-	-
Екструзійний пінополістирол Carbon Prof ($\delta=230$ мм, $\rho=30$ кН/м ³)	0.069	1.2	0.083
Техноеласт ГРІН ЕПП	-	-	-
Техноеласт ФІКС ЕПМ	-	-	-
Стяжка цементно-піщана ($\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³)	0.72	1.3	0.936

Продовження табл. 2.2

1	2	3	4
Ухилоутворюючий шар із керамзитового гравію ($\delta=50$ мм, $\rho=3$ кН/м ³)	0.15	1.3	0.195
Разом:			4.12
Покрівля неексплуатована			
Техноеласт ЕКП	-	-	-
Техноеласт ЕПП	-	-	-
Стяжка цементно-піщана ($\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³)	0.7	1.3	0.936
Ухилоутворюючий шар із керамзитового гравію ($\delta=50$ мм, $\rho=3$ кН/м ³)	0.2	1.3	0.195
Екструзійний пінополістирол Carbon Prof ($\delta=230$ мм, $\rho=30$ кН/м ³)	0.1	1.2	0.083
Техноеласт ГРІН ЕПП	-	-	-
Разом:			1.21

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням, згідно [14] приймаємо $\gamma_{fe} = 0,74$ для частки часу, протягом якої можуть не виконуватися умови за другим граничним станом, $\eta = 0,005$. Приймаємо знижене значення η , оскільки в конструкції будівлі музею науки присутні великопролітні консольні конструкції;

$\mu = 1$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на рівні землі до снігового навантаження на покриття, оскільки дах будівлі музею прийнято плоским;

$C_e = 1$ – коефіцієнт, що характеризує режим експлуатації покрівлі;

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти для місцевості з висотою над рівнем моря $H < 0,5$ км.

Тоді $S_e = 0,74 \cdot 1,31 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,036$ кН/м².

Схема снігового навантаження показана на рис. 2.4.

Згідно [14], експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається як

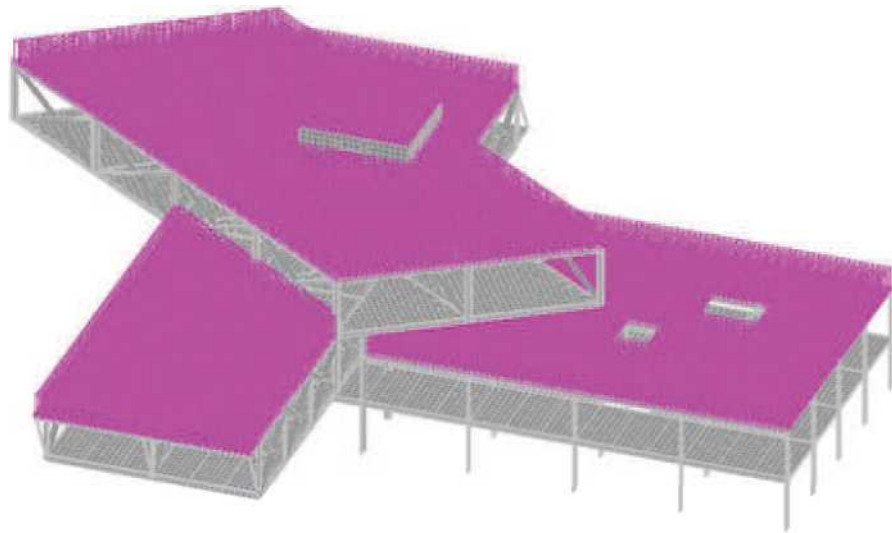


Рисунок 2.4 – Снігове навантаження

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (2.2)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням, згідно [14] приймаємо $\gamma_{fe} = 0,33$ для $\eta = 0,005$;

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт;

C_h – коефіцієнт висоти будівлі, приймаємо для типу місцевості IV;

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти для місцевості з висотою над рівнем моря $H < 0,5$ км;

$C_{rel} = 1$ – коефіцієнт рельєфу;

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

$C_d = 0,95$ – коефіцієнт динамічності.

Оскільки значення коефіцієнтів C_{aer} , C_h для розрахунку експлуатаційного вітрового навантаження залежить від напрямку вітру та висоти над рівнем поверхні, результати розрахунків зручніше звести в таблицю. У табл. 2.3 наведено значення експлуатаційного розрахункового вітрового навантаження W_e , а також значення відповідного рівномірно розподіленого навантаження q_w , що

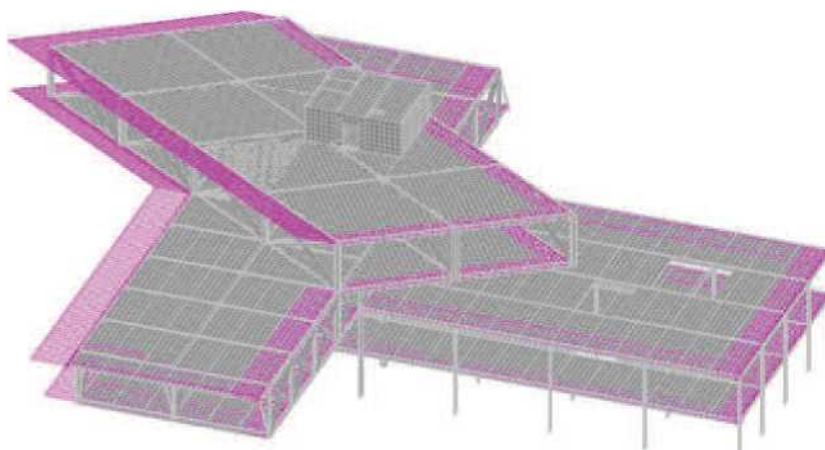


Рисунок 2.5 – Статичне вітрове навантаження по осі X+

використовується при розрахунку несучих конструкцій. Схема навантаження наведена на рис. 2.5.

Пульсаційні складові вітрового навантаження обчислюються за допомогою ПК SCAD.

Завантаження від постійних і тимчасових навантажень у ПК SCAD подано на рис. 2.6, 2.7.

Для врахування сумісної дії різних завантажень в розрахунковій моделі було використано розрахункові сполучення зусиль (РСЗ). Значення розрахункових коефіцієнтів для всіх завантажень наведено в табл. 2.4.

Таблиця 2.3 – Результати розрахунку вітрового навантаження

№	z, м	W _e , кПа				q _w , кН/м, на балки			
		D (C _{aer} =0,8)	C, E (C _{aer} =-0,5)	B (C _{aer} =-0,8)	A (C _{aer} =-1)	D (C _{aer} =0,8)	C, E (C _{aer} =-0,5)	B (C _{aer} =-0,8)	A (C _{aer} =-1)
1	4.5	0.14	-0.09	-0.14	-0.18	0.52	-0.32	-0.52	-0.65
2	9	0.19	-0.12	-0.19	-0.24	0.68	-0.43	-0.68	-0.85
3	14	0.23	-0.14	-0.23	-0.28	0.81	-0.51	-0.81	-1.02
4	19	0.26	-0.16	-0.26	-0.32	0.92	-0.57	-0.92	-1.15
5	22.5	0.27	-0.17	-0.27	-0.34	0.98	-0.61	-0.98	-1.23

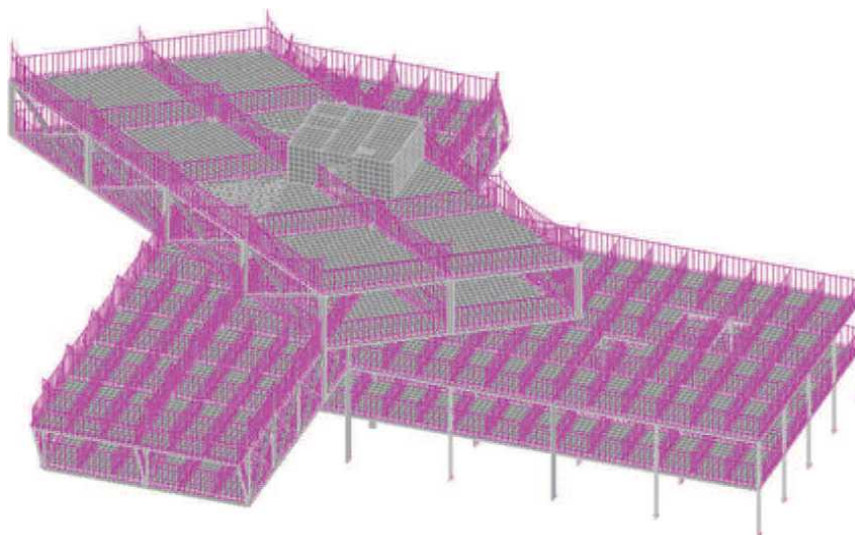


Рисунок 2.6 – Навантаження від власної ваги залізобетонних конструкцій

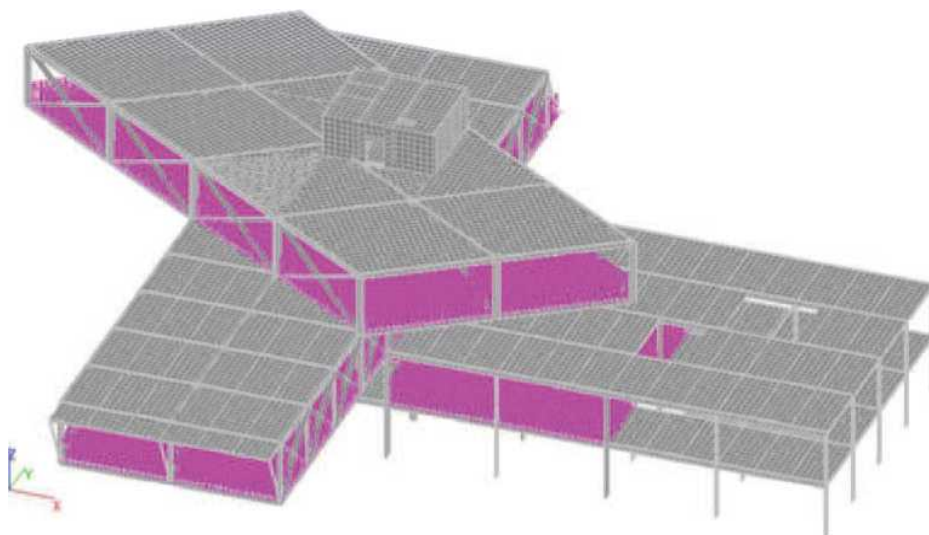


Рисунок 2.7 – Корисне навантаження від ваги людей у залах музею науки

Таблиця 2.4 – Розрахункові сполучення зусиль (РСЗ)

№	Назва завантаження	Тип завантаження	Вид навантаження	Коеф. надійності	Доля тривалості
1	2	3	4	5	6
1	Вага МК	Постійне	Вага металевих конструкцій	1,05	1
2	Вага ЗБК	Постійне	Вага залізобетонних конструкцій	1,1	1
3	Кабінети	Короткочасне	Повне навантаження	1,2	0,35
4	Зали експозиції	Короткочасне	Повне навантаження	1,2	0,35
5	Експлуатована покрівля	Постійне	Інше	1	1
6	Неексплуатована покрівля	Постійне	Інше	1	1

Продовження табл. 2.4

1	2	3	4	5	6
7	Снігове	Короткочасне	Повне снігове навантаження	1,4	0,7
8	Підлога-паркет	Постійне	Інше	1	1
9	Підлога-консоль	Постійне	Інше	1	1
10	Підлога-керамограніт	Постійне	Інше	1	1
11	Сендвіч-панелі	Постійне	Інше	1,2	1
12	Перегородки ГКЛ	Постійне	Інше	1,2	1
13	Пульсація Х+	Короткочасне	Вітрове навантаження	1,4	0
14	Пульсація Y+	Короткочасне	Вітрове навантаження	1,4	0
15	Пульсація Х-	Короткочасне	Вітрове навантаження	1,4	0
16	Пульсація Y-	Короткочасне	Вітрове навантаження	1,4	0

2.4 Результати розрахунку

На основі результатів розрахунку параметрів напружено-деформівного стану несучих конструкцій музею науки на зібрані навантаження було виконано автоматичне конструювання елементів сталевого каркасу. Результати підбору перерізів елементів наведено в табл. 2.5.

2.5 Розрахунок і конструювання вузлів

2.5.1 Конструювання бази колони трубчастого перерізу по осі 4

Виконаємо розрахунок опорного вузла колони трубчастого перерізу по осі 4. Визначимо розміри опорної плити в плані.

Призначаємо діаметр опорної плити конструктивно за формулою

$$D = d + 2c, \quad (2.3)$$

де $d = 630$ мм – діаметр труби колони;

$c = 185$ мм – виліт консолі плити.

$$D = 630 + 2 \cdot 185 = 1000 \text{ мм}.$$

Таблиця 2.5 – Результати підбору перерізів згідно з розрахунком

Назва елемента	Переріз	Сортамент
Колони 1 поверху, основний об'єм будівлі	45Б1	ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані
Балки 1, 2 поверх, довжиною 9 м, основний об'єм будівлі; Балки 4 поверху	45Б1	ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані
Балки 1, 2 поверх, довжиною 6 м, основний об'єм будівлі	20Б1	ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані
Колони 1,2,3 поверх, консольна частина будівлі	60Б1	ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані
Колони 1, 2, 3, 4 поверх, консольна частина будівлі	630x16	ДСТУ 8938:2019 Труби сталеві безшовні гарячедеформовані
Колони 1, 2 поверх, що примикають до консолі	80Б2	ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані
Стійки ферми, 3 поверх	55Б1	ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані
Розкоси ферм, 3,4 поверх	250x25	ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні
Балки 3 поверх	55Б1	ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані

Приймаємо діаметр опорної пластини рівним $D = 1000$ мм.

Площу опорної плити визначаємо з умови міцності під час місцевого зминання

$$\frac{N}{A \cdot R_{b,loc}} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_{b,loc}} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_{b,loc}} \leq 1 \quad (2.4)$$

де N , M_x , M_y – поздовжня сила і згинальні моменти відповідно за найбільш несприятливого поєднання;

F – площа опорної пластини;

$R_{b,loc}$ – розрахунковий опір бетону до зминання;

$W_{x,y}$ – момент опору опорної пластини.

Розрахунковий опір бетону зминанню визначається за формулою:

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b \quad (2.5)$$

де $\varphi_b = 1,3$ – коефіцієнт збільшення розрахункового опору бетону стисненню, який залежить від відношення площі верхнього обрізу фундаменту до площі опорної плити та приймають не більше ніж 1,5;

$R_b = 1,15 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір стисненню бетону класу В20 згідно з нормами [16].

$$R_{b,loc} = 1,3 \cdot 1,15 = 1,495 \text{ кН/см}^2,$$

Площа пластини та її момент опору дорівнюватимуть:

$$A = \pi \cdot \frac{D^2}{4} = \pi \frac{100^2}{4} = 7850 \text{ см}^2$$

$$W_{xy} = \pi \frac{D^3}{32} = \pi \frac{100^3}{32} = 98125 \text{ см}^3.$$

Приймаємо згідно з проведеним розрахунком у ПК SCAD: $N = -5870,18 \text{ кН}$, $M_x = -2,38 \text{ кНм}$, $M_y = -85,52 \text{ кНм}$. Перевіримо умову міцності.

$$\frac{5870,18}{7850 \cdot 1,495} + \frac{2,38}{98125 \cdot 1,495} + \frac{85,52}{98125 \cdot 1,495} = 0,506 \leq 1$$

Умова міцності під час місцевого зминання виконується. Приймаємо діаметр опорної пластини рівним $D = 1000 \text{ мм}$.

Визначимо товщину опорної плити.

Крайові напруження в бетоні фундаменту під опорною плитою визначають згідно з формулою:

$$\sigma_{max(min)} = \frac{N}{A} \pm \left(\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right), \quad (2.6)$$

$$\sigma_{max} = \frac{5870,18}{7850} + \left(\frac{2,38 \cdot 100}{98125} + \frac{85,52 \cdot 100}{98125} \right) = 0,839 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{5870,18}{7850} - \left(\frac{2,38 \cdot 100}{98125} + \frac{85,52 \cdot 100}{98125} \right) = 0,661 \text{ кН/см}^3$$

Візьмемо 8 ребер жорсткості товщиною $h_p = 18 \text{ мм}$, розташованих під кутом 45° , які прикріплюють колону до опорної плити. Утворюється 8 ділянок плити, опертих по 3 сторонах. Момент у найнебезпечнішому перерізі обчислюватиметься за формулою:

$$M_n = \alpha \cdot \sigma_{\max} \cdot d^2 = 0,06 \cdot 0,838 \cdot (375 / 10)^2 = 70,8 \text{ кН},$$

де α – коефіцієнт для розрахунку на згин пластинок, опертих із трьох боків залежно від відношення довжини закріпленої сторони (уздовж ребра) до вільної;

$d = 375 \text{ мм}$ – довжина вільного краю ділянки.

Тоді товщина опорної плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_n}{R_y \gamma_c}}, \quad (2.7)$$

де $R_y = 280 \text{ Н/мм}^2$ – розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину за межею плинності (для плити завтовшки від 40 до 60 мм зі сталі С345) згідно з [17];

$\gamma_c = 1,15$ – коефіцієнт умов роботи для опорних плит завтовшки від 40 до 60 мм [17].

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot 70,8}{280 \cdot 0,1 \cdot 1,15}} = 3,63 \text{ см}$$

Приймаємо товщину опорної плити рівною 40 мм. Катет зварних швів, що приєднують колону до опорної плити $k_f = 14 \text{ мм}$.

Виконаємо розрахунок ребер посилення опорної плити.

Навантаження на одне ребро:

$$q_s = \sigma_{\max} L_{ep} = 0,839 \cdot 18,5 = 15,52 \text{ кН/см},$$

де $L_{ep} = 18,5 \text{ см}$ – ширина вантажної площі.

Згинальний момент у місці приварювання ребра визначимо за формулою

$$M_s = \frac{q_s a^2}{2} = \frac{15,52 \cdot 18,5^2}{2} = 2655,86 \text{ кНсм},$$

де $a = 18,5$ см – ширина ребра.

Необхідна висота ребра визначається за формулою

$$h_p = \sqrt{\frac{6M_s}{t_p R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2655,86}{1,8 \cdot 320 \cdot 0,1}} = 16,63 \text{ см}, \quad (2.8)$$

де $t_p = 1,8$ см – товщина ребра;

$R_y = 320$ Н/мм² – розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, згину за межею плинності (для ребра завтовшки 18 мм зі сталі С345) згідно з [17].

Приймаємо висоту ребра жорсткості рівною 170 мм. Катет зварних швів колони і ребра жорсткості приймаємо $k_f = 10$ мм, катет швів ребра жорсткості та опорної плити $k_f = 14$ мм, приймають згідно з [17].

Перевіримо міцність зварних швів ребер жорсткості.

Розрахунок ведемо за металом шва, оскільки

$$\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz},$$

де $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ – коефіцієнти, що залежать від катета, положення шва і виду зварювання, прийняті згідно з [17];

$R_{wf} = 215$ Н/мм² – розрахунковий опір металу кутового шва зварного з'єднання згідно з [17];

$R_{wz} = 0,15 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5$ Н/мм² – розрахунковий опір металу на межі сплавлення.

$$0,9 \cdot 215 < 1,05 \cdot 211,5, \quad 193,5 < 222,08.$$

Обчислимо геометричні характеристики шва, а саме: його довжину з урахуванням непровару, площу і момент опору розрахункових перерізів зварного з'єднання по металу шва відповідно.

$$l_w = h_p - 2 - 1 = 17 - 2 - 1 = 14 \text{ см},$$

$$A_w = 2\beta_f k_f l_w = 2 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 14 = 25,2 \text{ см}^2,$$

$$W_w = \frac{2\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 14^2}{6} = 58,8 \text{ см}^3$$

Навантаження на ребро збирається з вантажної площі шириною

$$d_p = \sqrt{A_g} = \sqrt{\frac{\pi\alpha}{360}(R^2 - r^2)} = \sqrt{\frac{3,14 \cdot 45}{360}(50^2 - 31,5^2)} = 24,33 \text{ см},$$

$$q_p = \sigma_{\max} d_p = 0,839 \cdot 24,33 = 20,41 \text{ кН/см},$$

$$Q_p = q_p l_p = 20,41 \cdot 18,5 = 377,59 \text{ кН},$$

$$M_p = \frac{q_p l_p^2}{2} = \frac{20,41 \cdot 18,5^2}{2} = 3492,66 \text{ кНсм}.$$

Перевірка міцності швів проводиться за результуючим дотичним напруженням

$$\tau_w^Q = \frac{Q_p}{A_w} = \frac{377,59}{25,2} = 14,98 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_w^M = \frac{m_p}{W_w} = \frac{3492,66}{58,8} = 59,4 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіримо міцність зварного з'єднання з кутовими швами:

$$\sqrt{(\tau_w^M)^2 + (\tau_w^Q)^2} < R_{wf} \gamma_c, \quad (2.9)$$

$$\sqrt{14,98^2 + 59,4^2} < 21,5 \cdot 1,$$

$$61,26 \text{ кН/см}^2 > 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність шва не забезпечена. Для зниження напружень збільшуємо висоту ребра до 32 см. Тоді:

$$\tau_w^Q = 7,23 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_w^M = 13,84 \text{ кН/см}^2,$$

$$15,62 \text{ кН/см}^2 < 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність шва забезпечена.

Проведемо перевірку міцності ребра жорсткості, враховуючи, що розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 320 = 185,6 \text{ Н/мм}^2$.

$$A_p = t_p h_p = 1,8 \cdot 32 = 57,6 \text{ см}^2,$$

$$W_p = \frac{t_p h_p^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 32^2}{6} = 57,6 \text{ см}^3,$$

$$\tau = \frac{Q_p}{A_p} < R_s \gamma_c, \quad (2.10)$$

$$\frac{377,59}{57,6} = 6,56 \text{ кН/см}^2 < 32 \cdot 1,$$

$$\sigma_r = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < R_s \gamma_c, \quad (2.11)$$

$$\sqrt{42,77^2 + 3 \cdot 62,34^2} = 31,21 \text{ кН/см}^2 < 32 \cdot 1.$$

Міцність ребер жорсткості і міцність зварних швів, що кріплять ребра до колони, забезпечено.

Проведемо розрахунок анкерних болтів.

У разі групового встановлення болтів величина розрахункового навантаження, що припадає на один болт, має визначатися для найбільш навантаженого болта за формулою:

$$P = \frac{-N}{n} + \frac{My_1}{\sum y_i^2}, \quad (2.12)$$

де n – загальна кількість болтів;

y_1 – відстань від осі повороту до найбільш віддаленого болта в розтягнутій зоні;

y_i – відстань від осі повороту до i -го болта, при цьому враховується як розтягнуті, так і стиснуті болти.

Вісь повороту проходить через центр ваги опорної плити колони щодо найбільшого моменту.

$$P = \frac{-5870,18}{8} + \frac{-85,52 \cdot 0,408}{(0,288^2 \cdot 4 + 0,408^2 \cdot 2)} = 681,3 \text{ кН},$$

Площу поперечного перерізу болтів (по різьбі) визначають з умови міцності за формулою

$$A_{sa} = \frac{k_0 P}{R_{ba}} = \frac{1,05 \cdot 681,3}{230 \cdot 10^3} = 0,00292 \text{ м}^2 = 29,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 8 анкерних болтів М72 поперечною площею перерізу $34,58 \text{ см}^2$ з анкерною плитою.

Глибина закладення болтів у бетон розраховується за формулою нижче і має бути не меншою за

$$H = H_0 m_1 m_2 = 1800 \cdot 0,63 \cdot 1,21 = 1372,14 \text{ мм},$$

де $H_0 = 25d = 25 \cdot 72 = 1800 \text{ мм}$ – мінімальна глибина закладення болтів типу I (з відгином) зі сталі марки ВСтЗкп2 у фундаменті для бетону класу В12,5;

$m_1 = 0,66 / 1,05 = 0,63$ – відношення розрахункового опору розтягуванню бетону класу В12,5 до розрахункового опору бетону прийнятого класу В25;

$$m_2 = \frac{230}{190} = 1,21 \text{ – відношення розрахункового опору розтягуванню металу}$$

болтів прийнятої марки сталі 09Г2С до розрахункового опору розтягуванню сталі марки ВСтЗкп2.

Приймаємо глибину закладення рівною 1400 мм. Креслення вузла наведено на рис. 2.8.

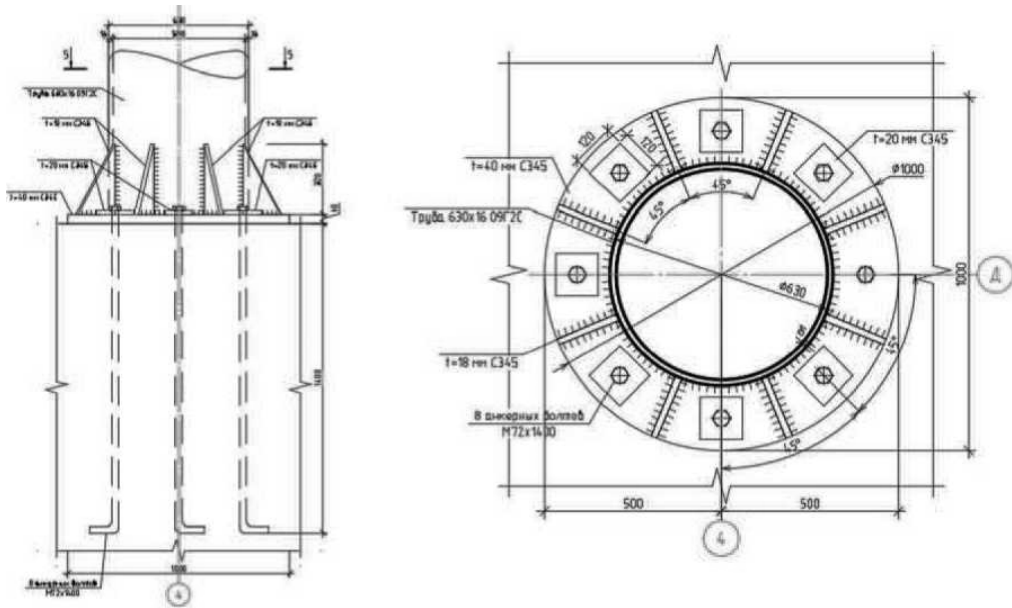


Рисунок 2.8 – Опорний вузол колони трубчастого перерізу

2.5.2 Розрахунок жорсткого вузла сполучення ферми з колоною

Виконаємо розрахунок вузла з опорним ребром і накладкою з кріпленням пояса ферми до трубчастої колони за допомогою болтового монтажного з'єднання і зварювання.

Приймаємо товщину сполучної накладки 20 мм зі сталі С345, болти М22 з класом міцності 5.6, діаметр отворів для болтів 23 мм. Болти розміщуємо згідно з вимогами норм [17].

Розрахунок накладки і зварного шва по поясу ферми.

Товщина полиці балки дорівнює $t_f = 13,5$ мм.

Мінімальний катет шва дорівнює $k_f = 5$ мм.

Максимальний катет шва згідно з конструктивними вимогами:
 $k_f = 1,2t_f = 1,2 \cdot 13,5 = 16,2$ мм.

Приймаємо катет шва рівним $k_f = 10$ мм.

Приймаємо дріт Св-08Г2С, діаметр дроту приймаємо рівним $d = 2$ мм, електрод Е50А.

Коефіцієнт умови роботи з'єднання $\gamma_{wf} = 1,0$.

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва $R_{wf} = 215$ МПа.

Значення $\beta_f = 0,7$.

Несуча здатність металу зварного шва завдовжки 1 см :

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 1 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 15,05 \text{ кН}. \quad (2.13)$$

Значення $\beta_c = 1$.

Тимчасовий опір сталі розриву $R_{um} = 470$ МПа.

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення $R_{wc} = 0,45 R_{um} = 0,45 \cdot 47 = 21,15$ кН / см².

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 см :

$$\beta_c k_f R_{wc} \gamma_{wf} \gamma_c = 1 \cdot 1 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1 = 21,15 \text{ кН}.$$

Необхідна сумарна розрахункова довжина одного флангового шва:

$$l_{wl} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{566,42}{15,05} = 37,6 \text{ см}.$$

Зусилля, що діє на одну накладку:

$$N = M / h = 330,22 / 0,583 = 566,42 \text{ кН}.$$

Конструктивна довжина шва дорівнює розрахунковій довжині плюс 1 см.

Конструктивна довжина шва $l_1 = 37,6 + 1 = 38,6$ см.

Довжина шва більше 5 мінімальних товщин і менше $85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5$ см.

Оскільки до накладки кріпиться фасонка, що з'єднує пояс ферми та її розкіс, з конструктивних міркувань приймаємо довжину накладки, що дорівнює 600 мм.

Проведемо розрахунок монтажного болтового з'єднання на зріз.

Для кріплення балки до колони приймаємо болти нормальної точності (клас точності В) М22, клас міцності 5.6 за [17]: $R_{bs} = 210 \text{ Н / мм}^2$, $R_{bp} = 605 \text{ Н / мм}^2$ за $R_{un} = 460 \text{ Н / мм}^2$ для елементів зі сталі С345.

Необхідну кількість болтів з умови зрізу розраховують за формулою:

$$n \geq \frac{Q}{R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c}, \quad (2.14)$$

де $Q = 241,77 \text{ кН}$ – розрахункове зусилля в з'єднанні (згідно з розрахунком за ПК SCAD);

$R_{bs} = 210 \text{ Н / мм}^2$ – розрахунковий опір болтів класу міцності 5.6 на зріз згідно [17];

$A_b = 3,8 \text{ см}^2$ – площа перерізу болта брутто;

$n_s = 1$ – число розрахункових зрізів одного болта (оскільки болт з'єднує дві пластини, число зрізів приймається 1);

$\gamma_c = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання згідно з [17].

Тоді:

$$n \geq \frac{241,77 \cdot 10^3}{210 \cdot 3,8 \cdot 10^2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,95} = 3,54.$$

Приймаємо 4 болти М22 з діаметром отворів 23 мм і розміщуємо їх відповідно до [17].

Перевіримо міцність листа за ослабленим отворами перерізом.

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.15)$$

де A_n – площа поперечного перерізу листа нетто;

$R_y = 340 \text{ Н/мм}^2$ – розрахунковий опір сталі до розтягування, стиснення, згину за межею плинності (для пластини завтовшки 8 мм зі сталі С345) згідно з нормами [17].

$$A_n = (b - kd)t = (350 - 2 \cdot 23) \cdot 10 = 3040 \text{ мм}^2,$$

де $b = 350 \text{ мм}$ – ширина пластини;

$k = 2$ – кількість отворів у напрямку, перпендикулярному зусиллю;

$d = 23 \text{ мм}$ – діаметр отворів;

$t = 10 \text{ мм}$ – товщина пластини.

Тоді:

$$\frac{241,77 \cdot 10^3}{3040} \leq 340 \cdot 1, \quad 79,53 \text{ МПа} < 340 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Виконаємо розрахунок зварного з'єднання опорного ребра на дію вертикальної реакції.

Приймаємо товщину ребра рівною $t_f = 20 \text{ мм}$.

Мінімальний катет шва дорівнює $k_f = 5 \text{ мм}$.

Максимальний катет шва згідно з конструктивними вимогами:

$$k_f = 1,2t_f = 1,2 \cdot 20 = 24 \text{ мм}.$$

Приймаємо катет шва рівним $k_f = 22 \text{ мм}$.

Приймаємо дрiт Св-08Г2С, діаметр дроту приймаємо рівним $d = 2 \text{ мм}$, електрод Е50А.

Коефіцієнт умови роботи з'єднання $\gamma_{wf} = 1,0$.

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$.

Значення $\beta_f = 0,7$.

Несуча здатність металу зварного шва завдовжки 1 см за (2.13):

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 2,2 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 33,11 \text{ кН}$$

Значення $\beta_c = 1$.

Тимчасовий опір сталі розриву $R_{un} = 470$ МПа .

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення $R_{wc} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 47 = 21,15$ кН / см².

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 см за (2.13):

$$\beta_c k_f R_{wc} \gamma_{wf} \gamma_c = 1 \cdot 2,2 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 46,53 \text{ кН}.$$

Необхідна сумарна розрахункова довжина одного флангового шва за (2.14):

$$l_{wf} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{807,77}{33,11} = 24 \text{ см},$$

де $N = M / h + Q = 330,22 / 0,583 + 241,77 = 807,77$ кН.

Конструктивна довжина шва дорівнює розрахунковій довжині плюс 1 см .

Конструктивна довжина шва $l_1 = 24 + 1 = 25$ см .

Довжина шва більше 5 мінімальних товщин і менше $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 2,2 = 130,9$ см .

Приймаємо розмір опорного ребра рівним $260 \times 260 \times 20$.

Креслення спроектованого вузла сполучення ферми з колоною наведено на рис. 2.9.

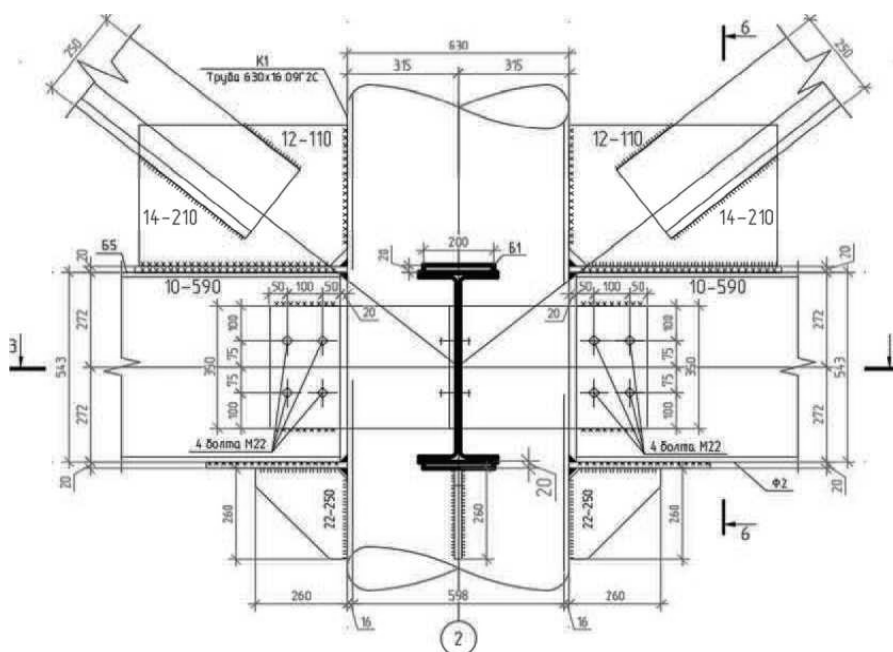


Рисунок 2.9 – Вузол жорсткого сполучення ферми з колоною

2.5.3 Фланцеве з'єднання трубчастих колон

Виконаємо розрахунок фланцевого з'єднання колон.

Болтові монтажні стики трубчастих елементів, що працюють на стиск, рекомендується виконувати із застосуванням круглих або багатокутних суцільних фланців, а також товстих кільцевих фланців із двома поясами кутових (лобових) швів. Центри болтових отворів слід розташовувати по колу мінімального радіуса.

При цьому для фланцевих з'єднань сталевих конструкцій слід застосовувати високоміцні болти діаметром 24 мм (M24).

Приймаємо товщину фланців 20 мм зі сталі С345, болти нормальної точності М24 з класом міцності 5.6, діаметр отворів 25 мм. Болти розміщуємо відповідно до вимог [17].

Для забезпечення необхідної несучої здатності з'єднання приймаємо тип електрода Е50А для зварювального дроту Св-08Г2С згідно з [17].

Розрахуємо необхідну кількість болтів з умови зрізу.

Необхідну кількість болтів з умови міцності при стиску розраховують за формулою:

$$n \geq \frac{N_{bs}}{R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c}, \quad (2.16)$$

де $N_{bs} = 34,47$ кН – розрахункове зусилля в з'єднанні (згідно з розрахунком за ПК SCAD);

$R_{bs} = 210$ Н / мм² – розрахунковий опір болтів класу міцності 5.6 на зріз згідно з [17];

$A_b = 4,52$ см² – площа перерізу болта брутто;

$n_s = 1$ – число розрахункових зрізів одного болта (оскільки болт з'єднує дві пластини, число зрізів приймається 1);

$\gamma_c = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання згідно з [17].

Тоді:

$$n \geq \frac{34,47 \cdot 10^3}{210 \cdot 4,52 \cdot 10^2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,95} = 0,424$$

Необхідна кількість болтів з умови зминання:

$$n \geq \frac{N_{bp}}{R_{bp} d_b \Sigma t \gamma_b \gamma_c}, \quad (2.17)$$

де $N_{bp} = 34,47$ кН – розрахункове зусилля в з'єднанні (згідно з розрахунком за ПК SCAD);

$R_{bp} = 605$ Н / мм² – розрахунковий опір зминанню елементів, що з'єднуються болтами, згідно з [17];

$\Sigma t = 20$ мм – найменша сумарна товщина елементів, що зминаються в одному напрямку (прийнято товщину однієї пластини);

d_b – діаметр стрижня болта;

$\gamma_c = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання згідно з [17].

$$n \geq \frac{34,47 \cdot 10^3}{605 \cdot 20 \cdot 24 \cdot 0,9 \cdot 0,95} = 0,139$$

Приймаємо 12 болтів ($k = 2$) М24 з діаметром отворів 25 мм згідно з конструктивними вимогами.

Виконаємо розрахунок зварного з'єднання. Розрахунок ведемо за металом шва, оскільки

$$\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz},$$

де $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ – коефіцієнти, що залежать від катета, положення шва і виду зварювання, прийняті згідно з [17];

$R_{wf} = 215$ МПа – розрахунковий опір металу кутового шва зварного з'єднання згідно з [17];

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5$ МПа – розрахунковий опір металу на межі сплавлення.

$$0,9 \cdot 215 < 1,05 \cdot 211,5, \quad 193,5 \text{ МПа} < 222,08 \text{ МПа}$$

Перевіряємо міцність по металу шва згідно з [17] для найбільшого розрахункового зусилля

$$\sigma_{wf} = \frac{N}{\beta_f k_f \Sigma l_w} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (2.18)$$

де $N = 2512,51$ кН – розрахункове зусилля стиску;

$k_f = 7$ мм – катет шва, прийнятий згідно з [17];

Σl_w – розрахункова довжина швів у зварному з'єднанні, що дорівнює сумі довжин усіх його ділянок мінус 1 см на кожній безперервній ділянці шва;

$\gamma_{wf} = 1$ – коефіцієнт умов роботи шва;

$\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи згідно з [17].

$$\Sigma l_w = l_1 + 2nl_2, \quad (2.19)$$

де $l_1 = \pi D - 10 = 3,14 \cdot 630 - 10 = 1968,2$ мм – довжина шва по периметру колони;

$l_2 = 200 - 10 = 190$ мм – довжина шва з'єднання одного ребра жорсткості з колоною;

n – кількість ребер жорсткості.

$$\Sigma l_w = 1968 + 2 \cdot 4 \cdot 190 = 3488,2 \text{ мм}$$

$$\sigma_{wf} = \frac{2512,51 \cdot 10^3}{7 \cdot 0,9 \cdot 3488,2} \leq 215 \cdot 1 \cdot 1, \quad 114,33 \text{ МПа} < 215 \text{ МПа}$$

Міцність шва забезпечена. Приймаємо 4 ребра жорсткості розмірами 250×210 мм товщиною 10 мм.

Креслення вузла стику колон наведено на рис. 2.10.

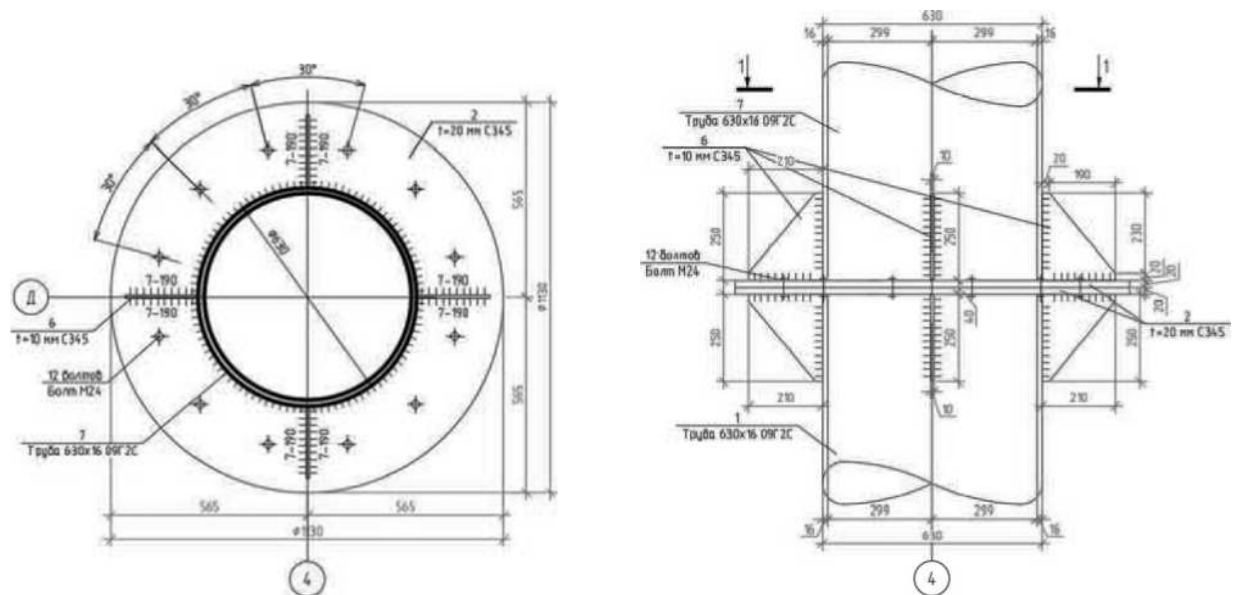


Рисунок 2.10 – Фланцеве з'єднання трубчастих колон

2.5.4 Розрахунок вузла вертикального хрестового зв'язку ферми Ф2

Конструкцію вузла приймаємо типовою згідно із серією 2.440–1, вип. 4.

Товщина полиці кутника дорівнює $t_f = 25$ мм.

Мінімальний катет шва дорівнює $k_f = 7$ мм.

Максимальний катет шва згідно з конструктивними вимогами:

$$k_f = 1,2t_f = 1,2 \cdot 25 = 30 \text{ мм.}$$

Приймаємо катет шва рівним $k_f = 14$ мм.

Приймаємо дрід Св-08Г2С, діаметр дроту приймаємо рівним $d = 2$ мм, електрод Е50А.

Коефіцієнт умови роботи з'єднання $\gamma_{wf} = 1,0$.

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва $R_{wf} = 215$ МПа.

Значення $\beta_f = 0,7$.

Несуча здатність металу зварного шва завдовжки 1 см за (2.13):

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 1,4 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 21,07 \text{ кН}$$

Значення $\beta_c = 1$.

Тимчасовий опір сталі розриву $R_{un} = 470$ МПа .

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення $R_{wc} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 47 = 21,15$ кН / см² .

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 см за (2.13):

$$\beta_c k_f R_{wc} \gamma_{wf} \gamma_c = 1 \cdot 1,4 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1 = 29,61 \text{ кН} .$$

Необхідна сумарна розрахункова довжина одного флангового шва з кожного боку стику за (2.14):

$$l_{wl} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{2732,38}{2 \cdot 21,07} = 64,84 \text{ см} .$$

Конструктивна довжина шва дорівнює розрахунковій довжині плюс 1 см .

Конструктивна довжина шва $l_1 = 64,84 + 1 = 65,84$ см .

Довжина шва більше 5 мінімальних товщин і менше $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 47,6$ см .

Креслення спроектованого вузла показано на рис. 2.11.

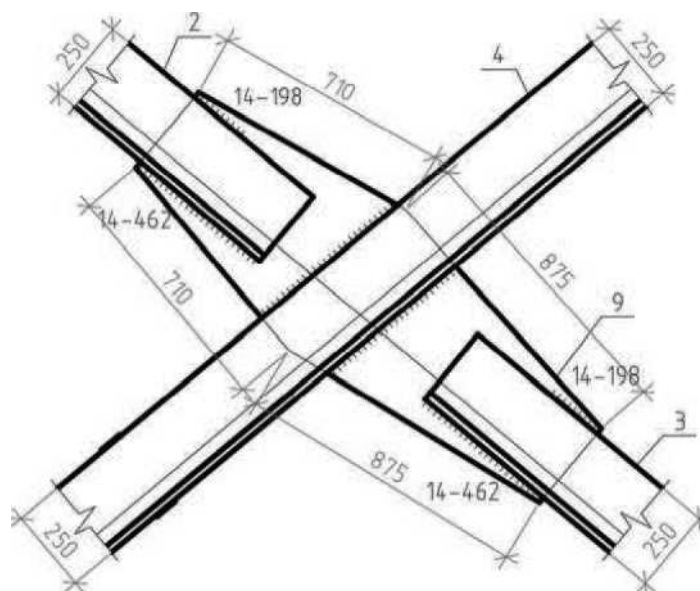


Рисунок 2.11 – Вузол вертикального хрестового зв'язку ферми Ф2

2.5.5 Розрахунок стику пояса ферми з накладками

Необхідно розрахувати стик із накладками в поясі ферми. Балка виконана з двотавра 55Б1 за ДСТУ 8768:2018. Матеріал накладок: сталь С345. Згинальний момент у балці в місці розташування стику $M = 106,66$ кНм. Поперечна сила в балці в місці розташування стику $Q = 41,66$ кН.

Розрахунковий опір сталі $R_y = 320$ МПа, коефіцієнт умови роботи $\gamma_c = 1,0$.

Розрахунок накладок і зварних швів за поясами балки.

Прийmemo товщину накладки $t_1 = 20$ мм. Висота балки $H = 543$ мм.

Відстань між осями накладок: $h = H + t_1 = 543 + 20 = 563$ мм.

Зусилля, що діє на одну накладку:

$$N = M / h = 106,66 / 0,563 = 182,95 \text{ кН}$$

Тоді необхідна площа однієї накладки дорівнює:

$$A = N / R_y \gamma_c = \frac{182,95}{32} \cdot 1 = 5,7 \text{ см}^2$$

Необхідна ширина накладки: $b = A / t_1 = 5,7 / 2 = 2,86$ см.

Ширину накладок з конструктивних міркувань приймають на 20 мм більшою або меншою за ширину полиці балки. Ширина полиці балки дорівнює 220 мм. Тоді ширину накладки прийmemo $b_1 = 300$ мм.

Товщина полиці балки дорівнює $t_f = 13,5$ мм.

Мінімальний катет шва дорівнює $k_f = 5$ мм.

Максимальний катет шва згідно з конструктивними вимогами:
 $k_f = 1,2t_f = 1,2 \cdot 13,5 = 16,2$ мм.

Приймаємо катет шва рівним $k_f = 8$ мм.

Приймаємо дрiт Св-08Г2С, діаметр дроту приймаємо рівним $d = 2$ мм, електрод Е50А.

Коефіцієнт умови роботи з'єднання $\gamma_{wf} = 1,0$.

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва $R_{wf} = 215$ МПа .

Значення $\beta_f = 0,7$.

Несуча здатність металу зварного шва завдовжки 1 см за (2.13):

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 12,04 \text{ кН}$$

Значення $\beta_c = 1$.

Тимчасовий опір сталі розриву $R_{un} = 470$ МПа .

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення $R_{wc} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 47 = 21,15$ кН / см².

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 см за (2.13):

$$\beta_c k_f R_{wc} \gamma_{wf} \gamma_c = 1 \cdot 0,7 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1 = 14,81 \text{ кН}.$$

Необхідна сумарна розрахункова довжина одного флангового шва з кожного боку стику за (2.14):

$$l_{wl} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{614,9}{2 \cdot 12,04} = 25,5 \text{ см}.$$

Конструктивна довжина шва дорівнює розрахунковій довжині плюс 1 см .

Конструктивна довжина шва $l_1 = 26 + 1 = 27$ см .

Довжина шва більша за 5 мінімальних товщин і менша за $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 47,6$ см .

Для зменшення впливу концентрації напружень необхідно залишати непровареною частину стикової накладки біля зазору на довжині $\Delta = 5$ см .
Необхідна довжина кожної накладки з урахуванням конструктивних вимог становить:

$$L = 2l_1 + \Delta = 2 \cdot 27 + 5 = 59 \text{ см}.$$

Розрахунок накладки і зварних швів по стінці балки.

Накладки на стінку конструктивно приймають шириною 100-150 мм .
Сумарна товщина накладок (у разі застосування двох накладок) має бути не меншою за товщину стінки .

Товщина стінки балки $t_w = 9,5$ мм.

Приймаємо ширину накладки $b_2 = 200$ мм, товщину $t_2 = 10$ мм і довжину $L_2 = 300$ мм.

Площа перерізу накладки: $A_2 = L_2 t_2 = 30 \cdot 1 = 30$ см².

Розрахунковий опір зсуву $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 32 = 18,56$ кН/см².

Перевірка умови $\frac{Q}{A_2 R_s \gamma_c} \leq 1$:

$$\frac{41,66}{30 \cdot 18,56 \cdot 1} = 0,07 \leq 1.$$

Умова виконується, прийнятий переріз накладки по стінці балки задовольняє умову міцності на зріз.

Приймаємо катет шва рівним $k_f = 6$ мм.

Несуча здатність металу зварного шва завдовжки 1 см за (2.13):

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 0,61 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 9,03 \text{ кН}$$

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 см за (2.13):

$$\beta_c k_f R_{wc} \gamma_{wf} \gamma_c = 1 \cdot 0,61 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 12,69 \text{ кН}$$

Розрахункова довжина шва дорівнює довжині ділянки, що зварюється, за вирахуванням 1 см. Розрахункова довжина шва $l_{w2} = L_2 - 1 = 30 - 1 = 29$ см.

Зусилля, що сприймається одним швом розрахунковою довжиною l_{w2} :

$$N = 9,03 \cdot 29 = 261,87 \text{ кН}$$

Перевірка умови $t = Q / 2N < 1$:

$$\frac{41,66}{2 \cdot 261,87} = 0,08 < 1.$$

Умова виконується.

Креслення розрахованого вузла стикування поясу ферми показано на рис. 2.12.

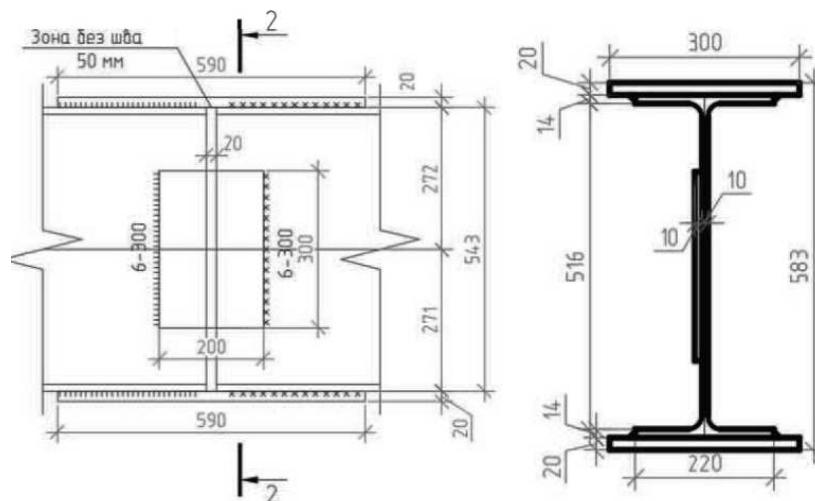


Рисунок 2.12 – Стикування поясу ферми з накладками

2.6 Проектування фундаментів

2.6.1 Вихідні дані для проектування

За відносну позначку 0,000 прийнято планувальну позначку землі. На рис. 2.13 представлено інженерно-геологічний розріз. Розрахункові характеристики ґрунтів наведено в табл. 2.6. Рівень ґрунтових вод визначено на відмітці $-13,7$ м у шарі алювіальних відкладів.

2.6.2 Визначення глибини закладання

Глибина закладення фундаменту приймається як найбільша з таких умов [18]:

- призначення конструктивних особливостей споруди;
- сезонного промерзання ґрунтів;
- заглиблення підошви фундаменту в шар ґрунту з кращими будівельними властивостями (міцніший і менш деформаційний);
- глибини прокладання інженерних комунікацій.

Сезонна глибина промерзання ґрунту для м. Львів становить $0,8$ м.

№ шару	Глибина залягання, м		Потужність, м	Абсолютна відмітка підшви	Літологічний розріз	Назва ґрунту
	від	до				
1	0,0	1,1	1,1	297,91		Техногенний ґрунт, представлений суглинком, галькою, будівельним сміттям
2	1,1	3,2	2,1	295,81		Суглинок алювіальний напівтвердої та твердої консистенції, макропористий ($e > 0.900$), середньонепросадочний, світло-коричневого кольору
3	3,2	6,4	3,2	292,61		Суглинок алювіальний твердої консистенції, макропористий ($e < 0.900$), слабопросадковий, світло-коричневого кольору
4	6,4	9,4	3,0	289,61		Суглинок алювіальний твердої консистенції, макропористий ($e > 0.900$), слабопросадковий, світло-коричневого кольору
5	9,4	13,2	3,8	285,81		Супісок алювіальний твердої консистенції, непросадочний, коричневого кольору, ожелезнений
6	13,2	14,4	1,2	284,61		Пісок алювіальний гравелистий, щільний, маловологий, світло-коричневого кольору
7	14,4	17,0	2,6	282,01		Суглинок алювіальний тугопластичної консистенції, непросадочний, коричневатого-сірого кольору, з прошарками піску 5-10 см

Рисунок 2.13 – Інженерно-геологічний розріз

Для проєктованої будівлі музею науки з урахуванням вищенаведених факторів приймаємо глибину закладення фундаменту рівною $d_1 = 1,35$ м.

2.6.3 Проєктування пальового фундаменту

За допомогою ПК SCAD знаходимо суму реакцій від РСЗ в розрахунковій схемі на вісь Z . Отримана сума реакцій дорівнює 35738,8 кН.

Таблиця 2.6 – Розрахункові характеристики ґрунту

Найменування ґрунту	h, м	w, %	e	Щільність, т/м ³			γ, кг/м ³	I _L , %	S _r , %	Розрахункові характеристики			R, кПа
				ρ	ρ _s	ρ _d				φ _n , град	c _n , кПа	E, МПа	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Техногенний ґрунт, представлений суглинком, галькою, будівельним сміттям	1.1	0.2	0.7	1.9	2.71	1.6	18.84	<0	0.773	20	30	10	-
Суглинок алювіальний напівтвердої та твердої консистенції, макропористий (e>0.900), середньонепросадочний, світло-коричневого кольору	2.1	0.2	1	1.6	2.71	1.37	16.09	0.011	0.554	20.4	22.8	7	100
Суглинок алювіальний твердої консистенції, макропористий (e<0.900), слабопросадковий, світло-коричневого кольору	3.2	0.2	0.8	1.7	2.71	1.5	17.07	<0	0.527	22.8	24.8	15	250
Суглинок алювіальний твердої консистенції, макропористий (e>0.900), слабопросадковий, світло-коричневого кольору	3	0.2	1	1.6	2.71	1.37	16.09	0.011	0.554	20.4	22.8	7	100
Супісок алювіальний твердої консистенції, непросадочний, коричневого кольору, ожелезнений	3.8	0.1	0.5	1.9	2.7	1.75	18.93	<0	0.527	25.7	20.8	24	300
Пісок алювіальний гравелистий, щільний, маловологий, світло-коричневого кольору	2.2	0.1	0.5	1.9	2.66	1.75	18.64	-	0.425	40	1	40	300
Суглинок алювіальний тугопластичної консистенції, непросадочний, коричневатого-сірого кольору, з прошарками піску 5-10 см	0.6	0.2	0.7	1.9	2.72	1.57	19.03	0.295	0.881	23.8	34	14	180

Найбільше поширення в Україні мають забивні палі типу ПН з напруженою чи ненапруженою арматурою перетином від 300 мм до 400 мм і

довжиною 3–12 м. Виходячи з наявних даних, застосуємо палі суцільного квадратного перерізу розміром 300×300 мм і завдовжки 10 м типу ПН10–30–А600С за [19], для яких $m = 2,28$ т, $m_{арм} = 39,6$ кг, клас бетону В25.

Глибину закладення ростверку приймаємо $d_1 = 1,35$ м, виходячи з конструктивних вимог. При цьому верх ростверку проектуємо на позначці $-0,15$ м а висоту приймаємо 1,2 м.

2.6.4 Визначення несучої здатності забивної палі

Визначимо несучу здатність забивної палі по ґрунту основи:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + p \sum_i^k \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (2.20)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймаємо 1;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A – площа поперечного перерізу нижнього кінця палі;

p – периметр палі;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі;

h_i – товщина i -го шару ґрунту біля бічної поверхні палі;

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні, що враховують спосіб занурення, приймаємо 1.

Дані для кожного шару ґрунтової основи заносимо в табл. 2.7.

Тоді несуча здатність палі дорівнює

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 10824 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 574,81) = 1663,93 \text{ кН}.$$

З урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням, матеріалом та відповідальністю споруди, отримаємо

Таблиця 2.7 – Дані для розрахунку несучої здатності забивної палі

Відмітка рівня	Інженерно-геологічна колонка	Палі	Товщина шару h, м	Відстань від поверхні до середини шару	f_r , кПа	$f_r h_r$, кПа	
-1,35	1	ПН10-30					
-1,85	2		0,5	Для стикування з ростверком			
-3,2	2		1,15	2,225	51,88	59,66	
-5,2	3		2	4,2	58,4	116,8	
-6,4	3		1,2	5,8	60	72	
-8,4	4		2	7,4	64,1	128,2	
-9,4	4		1	8,9	64,85	64,85	
-11,35	5		1,95	10,375	68,36	133,302	
R = 10824 кПа					Σ = 574,81		

$$N_n = \frac{F_d}{\gamma_f \gamma_m \gamma_n} = \frac{1663,93}{1,2 \cdot 1,1 \cdot 1,35} = 933,74 \text{ кН.} \quad (2.21)$$

Виходячи з рекомендацій та досвіду проектування приймаємо допустиме навантаження на палю рівним $N_n = 600$ кН.

2.6.5 Визначення числа палей у фундаменті та ескізне конструювання ростверку

Число палей у фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності:

$$n = \frac{F}{N_n - A d_1 \gamma}, \quad (2.22)$$

де F – максимальна сума розрахункових вертикальних навантажень, що діють на обріз ростверку. Для проєктованої будівлі музею науки приймаємо два типи ростверків – відповідно для колон у консольній частині будівлі $F = 5866,21$ кН та для колон в основному об’ємі будівлі $F = 1356,03$ кН;

A – площа ростверку, що припадає на одну палю, $A = 0,9$ м²;

γ – середнє значення питомої ваги ґрунту і бетону, приймаємо $\gamma = 20$ кН/м³.

Тоді для першого типу ростверку під консольною частиною будівлі:

$$n = \frac{5866,21}{600 - 0,9 \cdot 1,35 \cdot 20} = 10,2.$$

Приймаємо 12 палів з умови симетричного конструювання пального ростверку (рис. 2.14). Розміщення палів у куці приймаємо в шаховому порядку так, щоб відстань між осями сусідніх забивних палів у куці була не менш як 900 мм. Розміри ростверку в плані, враховуючи звіси його за зовнішні грані палів, що дорівнюють 150 мм, – 2400 × 3300 мм.

Для другого типу ростверку під основною частиною будівлі:

$$n = \frac{1356,03}{600 - 0,9 \cdot 1,35 \cdot 20} = 2,36.$$

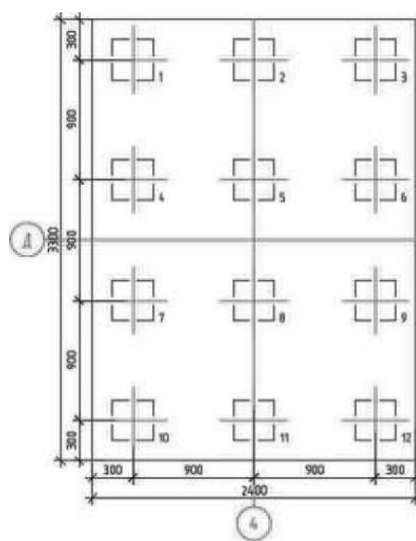


Рисунок 2.14 – Схема розташування палів для першого типу ростверку

Приймаємо 4 палі з умови конструювання симетричного ростверку (рис. 2.15). Розміщення паль у куці приймаємо так, щоб відстань між осями сусідніх забивних паль у куці була не менше 900 мм. Розміри ростверка в плані, враховуючи зв'язи його за зовнішні грані паль, що дорівнюють 150 мм, – 1500×1500 мм.

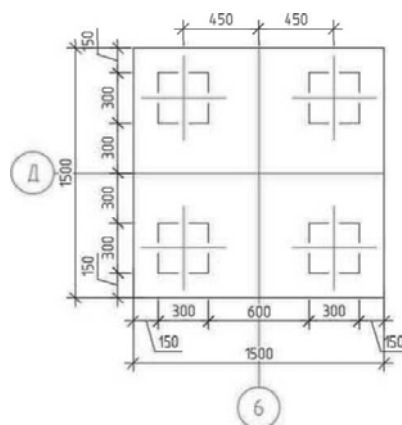


Рисунок 2.15 – Схема розташування паль для другого типу ростверку

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

3.1 Варіанти вирішення проблеми оптимізації конструкцій консольного вильоту

Будівля проєктованого музею науки в м. Львів складається з двох частин: основний об'єм будівлі прямокутний у плані та консольні частини з металевими фермами, що пов'язані з залізобетонними монолітними перекриттями.

Будівлі з консольним вильотом не є об'єктами масового будівництва, наявність консолі надає їм яскравої архітектурної виразності та унікальності. Застосування подібних консольних конструкцій вимагає використання індивідуальних конструктивних рішень та дослідження їх роботи з метою оптимізації конструкції за показниками витрати матеріалу та вартості влаштування при умові забезпечення необхідного рівня міцності, деформативності та надійності.

У зв'язку з особливістю будівлі у вигляді консолей з розмірами 12 м, 18 м та 24 м, що видаються із загального об'єму будівлі, необхідно провести аналіз роботи та оптимізацію їх металоконструкцій. Всі подальші дослідження будемо проводити для консолі з розміром 24 м як найбільш навантаженої.

Для оптимізації будівельних конструкцій можна використовувати різні підходи та алгоритми, серед яких виділимо наступні:

- метод варіантного проєктування;
- еволюційний алгоритм;
- генетичний алгоритм;
- методи машинного навчання, зокрема навчання з підсиленням.

Детальніше вони розглянуті в роботі [20]. Більшість з них є складними в реалізації, оскільки вимагають проведення ймовірнісного аналізу, застосування передових алгоритмів нейронних мереж чи складних комп'ютерних моделей.

В даному дослідженні для досягнення його мети запропоновано використати простіший метод варіантного проєктування.

Можна сформувати велику кількість різних типів металевих ферм, які відрізнятимуться геометричними параметрами. Виділення та аналіз найважливіших геометричних параметрів було виконано авторами в роботі [21]. Спираючись на їх результати, в даному дослідженні виберемо варіативним лише один геометричний параметр, який має найбільший вплив на несучу здатність металевих ферм – тип розкісної решітки. Інші геометричні параметри, які мають значний вплив на тримку здатність ферми, а саме її висота, в нашому випадку задані конструктивно та не є варіативними.

Розглянемо варіанти розташування решітки ферм у консольній частині будівлі музею науки з вильотом 24 м. Для розгляду та детального аналізу вибрано три варіанти розміщення решіток ферм консольної частини будівлі: 1 – з хрестовими розкосами (рис. 3.1), 2 – з трикутними розкосами (рис. 3.2), 3 – з висхідними розкосами (рис. 3.3).

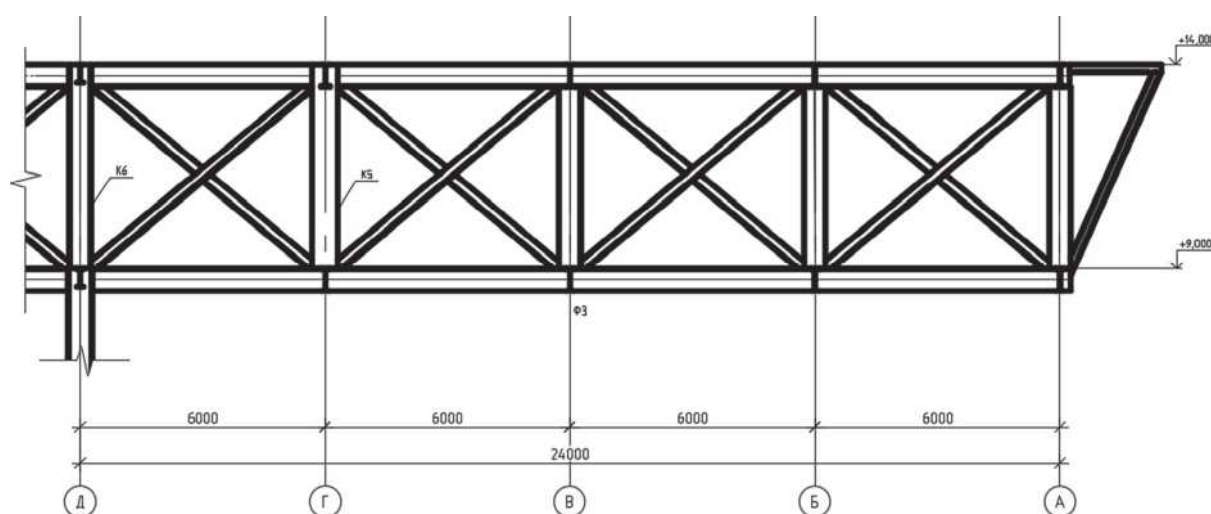


Рисунок 3.1 – Варіант розташування решітки ферм №1

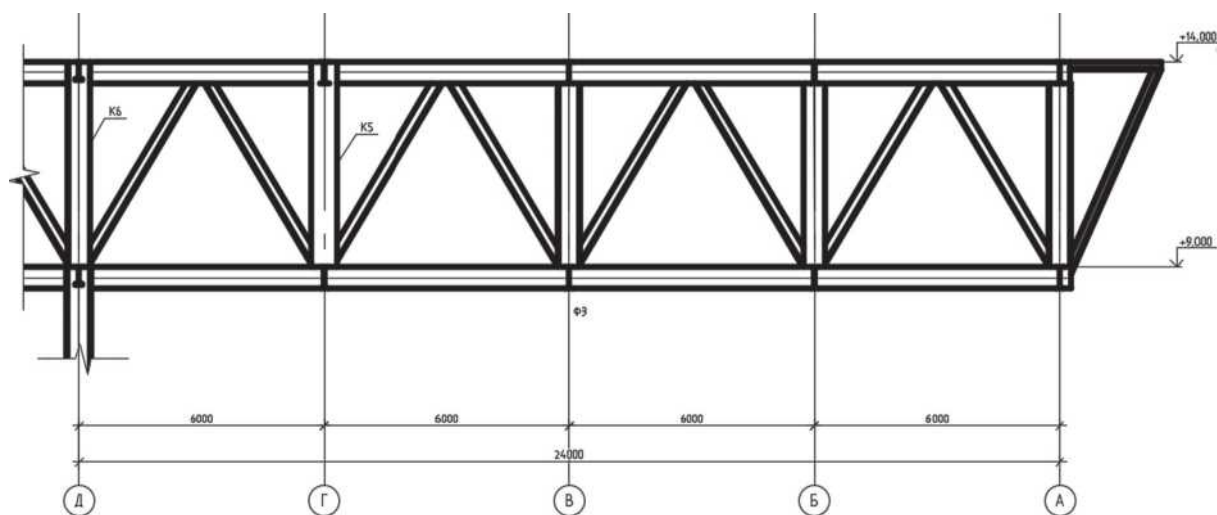


Рисунок 3.2 – Варіант розташування решітки ферм №2

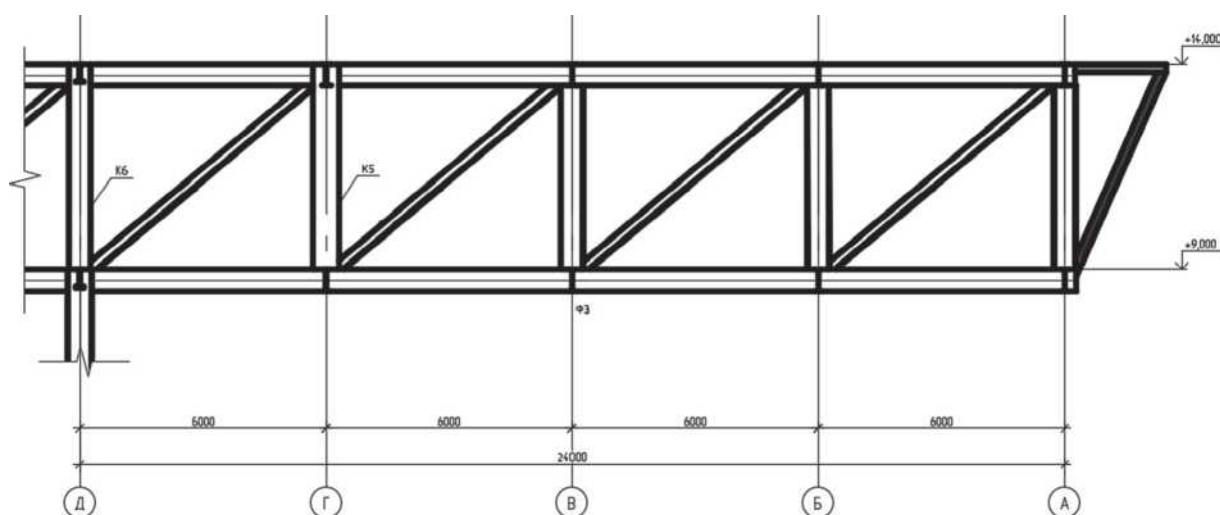


Рисунок 3.3 – Варіант розташування решітки ферм №3

3.2 Методика оптимізації конструкції консольного вильоту проєктованого музею науки в м. Львів

Для оптимізації конструкції металевої ферми методом варіантного проєктування необхідно створити для кожного варіанту конструкції, що розглядається, відповідну їй розрахункову модель та виконати аналіз її роботи при заданому експлуатаційному навантаженні. Для розрахунку кожної з моделей в роботі застосовано широко відомий метод скінченних елементів. Його

застосування дозволяє значно скоротити час розрахунку та підвищити його достовірність [22].

Розрахункові схеми методу скінченних елементів для трьох варіантів конструкції металевої ферми, що аналізуються в даній роботі, приведено на рис. 3.4.

Розрахунок виконували за допомогою програмного комплексу SCAD в лінійній постановці з використанням розрахункових сполучень зусиль.

Після розрахунку основних характеристик напружено-деформівного стану конструкції виконували автоматичний підбір перерізів металевих елементів за першим та другим граничними станами відповідно до [17].

Для визначення оптимального варіанту конструкції на основі одержаних результатів розрахунку напружено-деформівного стану та підбору перерізів елементів проведемо порівняльний аналіз максимальних значень переміщень і витрати сталі на основні елементи металевого каркаса будівлі музею науки.

3.3 Результати дослідження роботи запропонованих варіантів конструкції консольного вильоту та їх аналіз

Після виконання розрахунку створеної моделі можемо проаналізувати результати визначення внутрішніх силових факторів та переміщень у вузлах і елементах металевої ферми та розхід сталі на каркас консолі розміром 24 м.

Результати порівняння наведено в табл. 3.1. Діаграма з даними показана на рис. 3.5.

За результатами порівняльного аналізу для консольних конструкцій проєктованого музею науки в м. Львів обрано варіант №1 – решітку з хрестовими розкосами. Вона характеризується найменшими значеннями деформацій серед усіх варіантів (71,33 мм). Разом з тим, даний варіант конструкції характеризується найбільшим розходом сталі. Проте він всього на 0,2% більший за варіант №2 з трикутними розкосами і забезпечує при цьому на 9,1% меншу величину прогину.

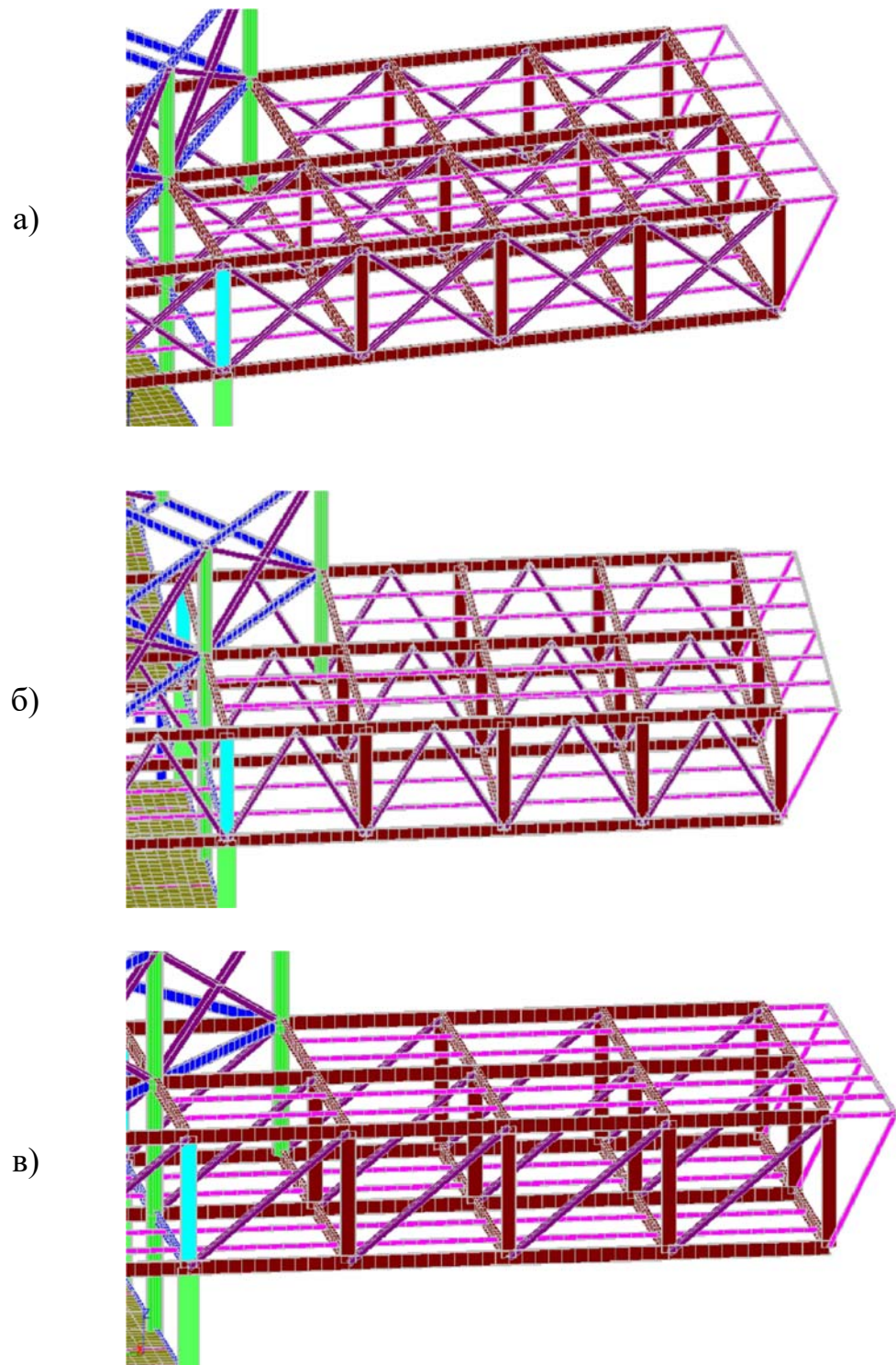


Рисунок 3.4 – Розрахункові моделі методу скінченних елементів для трьох варіантів ферми: а) – з хрестовими розкосами, б) – з трикутними розкосами, в) – з висхідними розкосами

Таблиця 3.1 – Порівняльний аналіз варіантів конструкції консолі

Показник	Од. вим.	Значення показника		
		Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Максимальний прогин консолі	мм	71,33	78,48	98,76
Витрата сталі на металевий каркас консолі	т	49,18	49,06	40,37

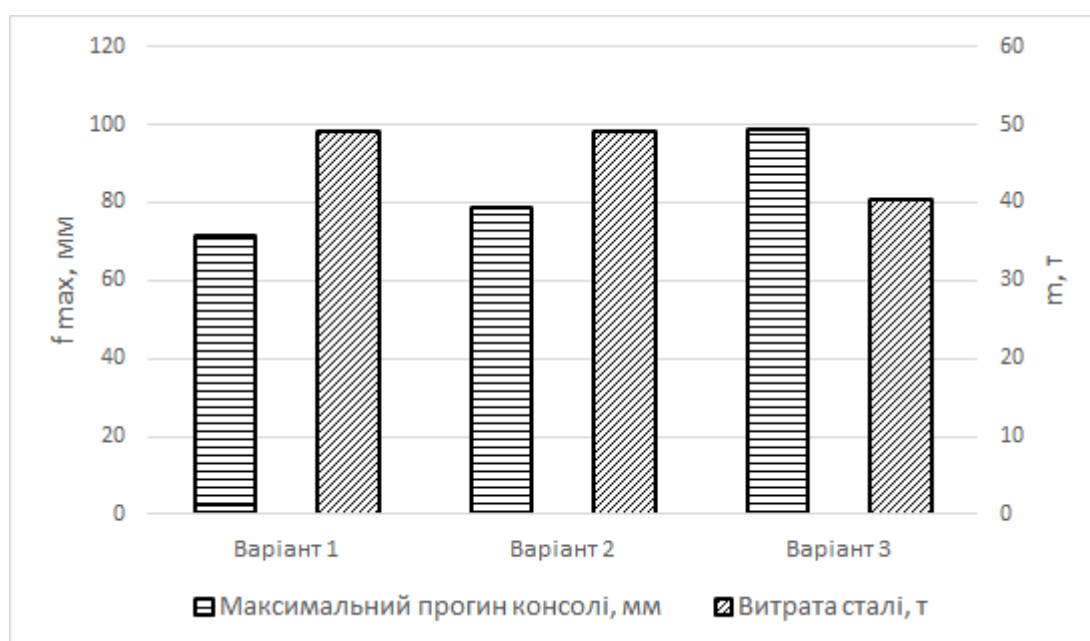


Рисунок 3.5 – Діаграма для порівняльного аналізу варіантів конструкції

Варіант №3 з висхідними розкосами відкидаємо, оскільки його деформація на 38,4% більша порівняно з варіантом №1, а розхід сталі менший лише на 17,9%.

Крім того, хрестова решітка розкосів ферми володіє рядом інших переваг, зокрема краще сприймає знакозмінні навантаження, що в нашому випадку підвищує стійкість та експлуатаційні характеристики конструкції при дії динамічних навантажень.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Загальна характеристика об'єкту проєктування

В даній роботі виконано проєктування будівлі громадського призначення – музею науки, що розташована в м. Львів. Характерною особливістю конструкції будівлі є наявність консольних вильотів на рівні третього та четвертого поверхів, найбільший з яких має довжину 24 м. Максимальна відносна відмітка будівлі – +23,030 м. Проєктом передбачено три сходові клітки та три виходи з різних сторін будівлі.

Для забезпечення надійності та високих експлуатаційних характеристик конструктивне рішення будівлі музею науки виконане в металевих конструкціях. Фундаменти будівлі – пальові з монолітними ростверками. Зовнішнє огороження прийнято з сендвіч-панелей заводського виготовлення, внутрішні перегородки – з гіпсокартонних листів.

4.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні громадських будівель

Правильна організація охорони праці під час виконання робіт в умовах міської забудови є надзвичайно важливим питанням через специфіку виконуваних робіт.

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, – під наглядом працівників електро- або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздам

для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити.

До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років [23]. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огорожені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмопідвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 – 35 хвилин вібратор вимикають на 5 – 7 хвилин для охолодження. Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується. Зона електропрогрівання бетону повинна бути огорожена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини [23]. Лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

4.3 Евакуація відвідувачів приміщень музею науки при пожежі

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

- з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;
- з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;
- з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

В громадських будівлях у багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації передбачається аварійне освітлення.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25 м [24]. У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру будівлі з розрахунку один вихід на 100 чол. Відстань між виходами має бути не більшою

50 м. У залах музею двері для входу і виходу з нього необхідно влаштувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м² кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягається наступними факторами:

- відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;
- забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;
- незадимлюваність шляхів евакуації;
- двері евакуаційних виходів та інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до [24] проектована громадська будівля відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Виставкові зали музею науки мають площу 1792 м². Найбільший зал має площу 556,95 м². На одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м². Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в залі визначається:

$$n = \frac{S}{S_1}, \quad (4.1)$$

де $S = 556,95 \text{ м}^2$ – площа найбільшого залу,

$S_1 = 1,35 \text{ м}^2$ – площа, що припадає на одну людину.

$$n = \frac{556,95}{1,35} = 413$$

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 400 м² не менше 2,5 м.

Згідно норм на 1 м ширини евакуаційного виходу для залів II ступеня вогнестійкості припадає не більше $n_1 = 165$ осіб. Тоді необхідна ширина виходів з виставкового залу музею науки:

$$b = \frac{n}{n_1} = \frac{413}{165} = 2,5 \text{ м.}$$

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В даній кваліфікаційній роботі запропоновано проєкт громадської будівлі – музею науки в м. Львів. Характерною особливістю проєкту є використання консольних конструкцій на верхніх поверхах, що розміщені під різними кутами в плані. Це надає будівлі музею унікальних обрисів та високої архітектурної виразності.

У результаті проєктування було визначено оптимальні конструктивні та архітектурні рішення конструкцій консольного вильоту довжиною 24 м, а також досліджено їх роботу за допомогою методу скінченних елементів.

Під час розробки проєкту музею науки в м. Львів в рамках кваліфікаційної роботи магістра було проведено:

- дослідження роботи та порівняння трьох варіантів влаштування консольної несучої частини будівлі з метою вибору оптимального;
- теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій;
- розрахунок металевої ферми;
- конструктивні розрахунки основних несучих сталевих конструкцій будівлі та їх вузлів;
- проєктування пальового фундаменту;
- розрахунок шляхів евакуації відвідувачів музею при пожежі.

Поява нової будівлі музею науки стане ще однією точкою тяжіння на туристичній карті Львова, сприятиме культурній освіті мешканців та гостей міста, підвищенню якості життя містян.

БІБЛІОГРАФІЯ

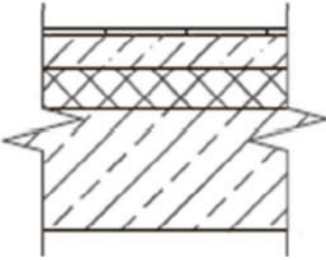
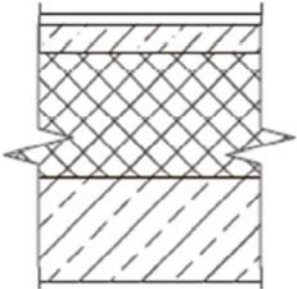
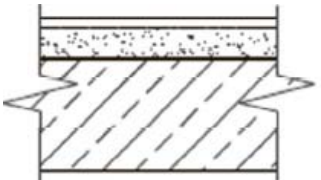
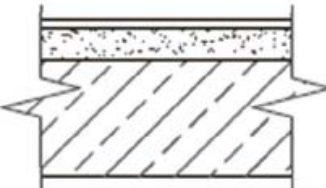
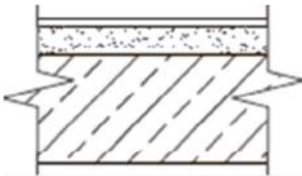
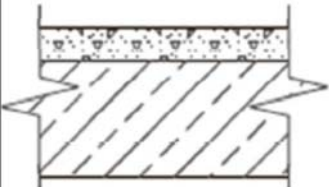
1. The Westmoreland Museum of American Art [Електронний ресурс] // The Westmoreland Museum of American Art, Inc. – Режим доступу: <https://thewestmoreland.org>
2. Foundry Group [Електронний ресурс] // Voestalpine Foundry Group. – Режим доступу: <https://www.voestalpine.com/giesserei-gruppe/en>
3. Громадські будинки та споруди. Основні положення : ДБН В.2.2-9:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-06-01]. – К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 43 с. — (Національний стандарт України).
4. Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою : ДСТУ Б В.1.1-36:2016 [Текст]. — [Чинний від 2017-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2022. – 60 с. — (Національний стандарт України).
5. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 34 с. — (Національний стандарт України).
6. Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2-12: [Текст]. — [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд, 2019. – 177 с. — (Національний стандарт України)
7. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6:2021 [Текст]. — [Чинний від 2022-09-01]. – К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 31 с. — (Національний стандарт України).
8. Qbiss One – Prefabricated Metal Wall System – Trimo [Електронний ресурс] // Trimo d.o.o. – Режим доступу: <https://www.trimo-group.com/uk/products/facades-and-walls/qbiss-one>
9. Природне і штучне освітлення : ДБН В.2.5-28:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-03-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 133 с. — (Національний стандарт України).

10. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування : ДБН В.2.5-75:2013 [Текст]. — [Чинний від 2014-01-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2019. — 140 с. — (Національний стандарт України).
11. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021 [Текст]. — [Чинний від 2021-09-01]. — К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. — 23 с. — (Національний стандарт України).
12. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель : ДСТУ 9191-2022 [Текст]. — [Чинний від 2023-03-01]. — К.: ДП «УкрНДНЦ», 2023. — 60 с. — (Національний стандарт України).
13. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [Текст]. — [Чинний від 2011-11-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — 127 с. — (Національний стандарт України).
14. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006 [Текст]. — [Чинний від 2007-11-01]. — К.: Мінбуд України, 2006. — 75 с. — (Національний стандарт України).
15. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014 [Текст]. — [Чинний від 2014-10-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2014. — 110 с. — (Національний стандарт України).
16. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009 [Текст]. — [Чинний від 2011-06-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с. — (Національний стандарт України).
17. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 [Текст]. — [Чинний від 2015-01-01]. — К. : Мінрегіон України, 2022. — 220 с. — (Національний стандарт України).
18. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-01-01]. — К.: Мінрегіон України, 2018. — 35 с. — (Національний стандарт України).

19. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.6-65:2008 [Текст]. — [Чинний від 2010-01-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2009. — 70 с. — (Національний стандарт України).
20. Василюшин Т. Застосування генеративного дизайну в проєктуванні будівельних конструкцій / Василюшин Т., Сорочинський Є. // VI Міжнародна студентська науково-технічна конференція „Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання“, 27-28 квітня 2023. — Т. : ТНТУ, 2023. — С. 36–37. — (Архітектура та будівництво).
21. Свідер В. С. Дослідження впливу конструктивних параметрів на несучу здатність просторових ферм / В. С. Свідер, А. П. Сорочак // Збірник тез доповідей VIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 27-28 листопада 2019 року. — Т. : ТНТУ, 2019. — Том 1. — С. 31–32.
22. Ковальчук Я. Моделювання напружено-деформівного стану кроквяної ферми / Ковальчук Я. О.; Шингера Н. Я.; Качка О. І. // Збірник тез доповідей III наукової конференції „Прогресивні матеріали та технології в машинобудуванні, будівництві та транспорті“. — Т. : ТНТУ, 2015. — С. 10.
23. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009 [Текст]. — [Чинний від 2012-04-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2012. — 116 с. — (Національний стандарт України).
24. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд: Пожежна безпека : ДБН В.1.2-7-2008 [Текст]. — [Чинний від 2008-10-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2008. — 31 с. — (Національний стандарт України).

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А. Експлікація підлоги

Тип приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Дані елементів підлоги (найменування, товщина, основа тощо), мм	Площа, м ²
Тамбур, сан. вузли, кухня, обідня зала, вестибюль, приміщення охорони, каса, електрошитова, ІТП. приміщення зберігання	1		<ol style="list-style-type: none"> 1. Плити керамогранітні 600х600 мм-10 мм 2. Стяжка цементно-піщана-40 мм 3. Гідроізоляція підлоги-2 мм 4. Теплоізоляційний шар кам'яні плити Технофлор Стандарт-50 мм 5. Залізобетонна монолітна плита перекриття-200 мм 	1226,89
Зали постійної експозиції, зали тимчасовий експозиції	2		<ol style="list-style-type: none"> 1. Паркетна дошка Tarkett-15 мм 2. Стяжка цементно-піщана-40 мм 3. Плівка Альфа Бар'єр-1 мм 4. Екструзійний пінополістирол Carbon Pro - 240 мм 5. Залізобетонна монолітна плита перекриття-200 мм 	1863,52
Комп'ютерний зал, лекторіум, зона рекреації	3		<ol style="list-style-type: none"> 1. Паркетна дошка Tarkett - 15 мм 2. Стяжка цементно-піщана-40 мм 3. Звукоізоляція Техноеласт Акустик-1 мм 4. Залізобетонна монолітна плита перекриття-200 мм 	505,96
Майстерні, адм. приміщення, коридори	4		<ol style="list-style-type: none"> 1. Плити керамогранітні 600х600 мм-10 мм 2. Стяжка цементно-піщана-40 мм 3. Звукоізоляція Техноеласт Акустик-1 мм 4. Залізобетонна монолітна плита перекриття-200 мм 	661,82
Дитяча ігрова кімната	5		<ol style="list-style-type: none"> 1. Ковролін на клею-10 мм 2. Стяжка цементно-піщана-40 мм 3. Звукоізоляція Техноеласт Акустик-1 мм 4. Залізобетонна монолітна плита перекриття-200 мм 	53,97
Сходова клітка, ліфтовий хол	6		<ol style="list-style-type: none"> 1. Бетонна наливна підлога-40 мм 2. Армуюча металева сітка 40х40 мм 3. Звукоізоляція Техноеласт Акустик-1 мм 4. Залізобетонна монолітна плита перекриття-200мм 	84

ДОДАТОК Б. Специфікація елементів заповнення віконних прорізів

Поз.	Позначення	Назва	Всього од., шт.	Маса, кг	Прим.
B1	Індивідуального виготовлення	6000x3000(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	4		
B2	Індивідуального виготовлення	7000x3000(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	5		
B3	Індивідуального виготовлення	2000x3000(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	15		
B4	Індивідуального виготовлення	2000x1500(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	2		
B5	Індивідуального виготовлення	4000x3000(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	6		
B6	Індивідуального виготовлення	3000x3000(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	4		
B7	Індивідуального виготовлення	4000x1500(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	3		
B8	Індивідуального виготовлення	19000x1500(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	1		
B9	Індивідуального виготовлення	21200x5600(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	2		
B10	Індивідуального виготовлення	15700x5600(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	2		
B11	Індивідуального виготовлення	18900x6300(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	2		
B12	Індивідуального виготовлення	44150x5500(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	2		
B13	Індивідуального виготовлення	22500x5500(h); 8-14Ar-6-14Ar-6	2		