

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему:

«Проект ревізійного цеху трансформаторів
з дослідженням балок покриття»

Виконав: студент VI курсу, групи МБмд-61
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Топільчук А.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Підгурський І.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент Кошалко С.А.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

«__» _____ 20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Топільчуку Анатолію Миколайовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект ревізійного цеху трансформаторів з дослідженням балок покриття

Керівник роботи Підгурський Іван Миколайович, кандидат технічних наук, доцент каф. БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 20 » листопада 2023 року № 4/7-1074

2. Термін подання студентом завершеної роботи 22 грудня 2023 року

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – Чернівецька область, розміри в осях 24x18 м, оголовок кранового рейсу на відмітці +16,465 м, мостовий кран вантажопідйомністю Q = 20/5 т.

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

Архітектурно-будівельний розділ. Розрахунково-конструктивний розділ. Науково-дослідний розділ. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

План на відмітці ±0.000. План покрівлі. Ситуаційний план. Фасади. Схема розміщення металевих конструкцій. Колона. Балка. Схема розміщення підкранових шляхів. Підкранова балка. Схема розміщення пальового поля. Буронабивна паля. Розрізи. Вузли. результати дослідження напружено-деформівного стану балок покриття.

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	7
1.1 Дані про район будівництва.....	7
1.2 Архітектурно-планувальні рішення	7
1.3 Конструктивні рішення	10
1.4 Опоряджувальні рішення	12
1.5 Висновки за розділом 1	13
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	14
2.1 Збір навантаження на каркас споруди	14
2.1.1 Постійне навантаження	14
2.1.2 Снігове навантаження.....	16
2.1.3 Вітрове навантаження.....	17
2.1.4 Кранове навантаження	18
2.2 Розрахункова схема.....	19
2.3 Розрахункові сполучення	20
2.4 Розрахунок каркасу	22
2.4.1 Визначення зусиль в елементах каркасу	23
2.4.2 Визначення переміщень елементів каркасу	27
2.4.3 Розрахунок ступінчастої колони та похилої балки	30
2.5 Розрахунок основ і фундаментів	35
2.5.1 Інженерно-геологічні параметри.....	36
2.5.2 Конструювання паль.....	37
2.6 Висновки до розділу 2	40
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	42
3.1 Постановка задачі дослідження.....	42
3.2 Методика дослідження	42
3.3 Результати досліджень	46
3.4 Висновки результатів досліджень	52

РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	54
4.1 Загальні положення.....	54
4.2 Аналіз потенційних небезпек та ризиків	55
4.3 Система безпеки та контроль за охороною праці.....	56
4.4 Дії в надзвичайних ситуаціях	57
4.4.1 План евакуації при надзвичайних ситуаціях.....	58
4.4.2 Система сповіщення при надзвичайних ситуаціях.....	59
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	62
БІБЛІОГРАФІЯ	63

ВСТУП

У сучасному будівництві, а особливо в Україні, постійно зростає потреба в розвитку і вдосконаленні енергетичної системи. Проєктування та конструювання споруд для обслуговування енергосистеми є важливою задачею. Однією із ключових частин таких споруд є башти ревізії трансформаторів, які в своїй основі мають сталевий каркас, що забезпечує необхідну міцність та стійкість всієї конструкції.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена потребою створення в Україні енергетичних об'єктів та споруд їх обслуговування із адаптацією до сучасних вимог та нормативів у сфері сталевих проєктування, для забезпечення ефективної, безпечної та безперебійної роботи енергосистеми.

Металевий каркас зменшує трудомісткість робіт на будівельному майданчику, оскільки всі його частини виготовляються на заводі, а потім з допомогою кранів монтуються на місці, також дане рішення зменшує ризик неправильного виконання робіт [1].

Сталеві конструкції практично не мають обмежень в своєму застосуванні. На відміну від конструкцій з інших матеріалів, сталеві мають такі переваги: висока надійність, легкість в монтажі та експлуатації, повну непроникність, індустріальність у виробництві, а також простота ремонту і реконструкції [2].

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Проєктування та дослідження виконане відповідно до тематичних наукових досліджень кафедри будівельної механіки ТНТУ ім. І. Пулюя та державних програм надійності та економічності будівельних конструкцій і виробів.

Метою кваліфікаційної роботи є визначення ефективних типів ригелів перекриття для сталевих каркасів башти ревізії трансформаторів.

Для досягнення поставленої **мети** необхідно виконати наступні **задачі**:

– встановити види навантаження на сталевий каркас башти ревізії трансформаторів та їх значення;

– створити розрахункову схему сталевих каркасу із зазначенням властивостей матеріалів, та отриманням числових і графічних результатів розрахунку поперечних перерізів його елементів;

– виконати моделювання відповідних типів ригелів із дослідженням їх напружено-деформівного стану.

Об’єктом дослідження є сталевий каркас, а саме ступінчаста колона та похилий ригель покриття.

Предметом дослідження є взаємозв’язки між формами та видами поперечних перерізів сталевих каркасу до їх несучих характеристик.

Методи дослідження. У роботі використано комп’ютерне моделювання елементів сталевих каркасу методом скінчених елементів із їх розрахунком в ПК ЛІРА-САПР, та таке ж саме моделювання ригелів покриття з дослідженням НДС в програмному комплексі ANSYS.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у дослідженні легких та ефективних рамних конструкцій – перфорованих балок.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проектування сталевих каркасів із ефективнішим використанням матеріалів при подібних несучих характеристиках. Результати можуть слугувати основою для подальших досліджень у галузі проектування інженерних споруд.

Апробація результатів магістерської роботи виконана на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій».

Публікації результатів магістерської роботи.

І. М. Підгурський, к.т.н., доцент, Д. З. Биків, А. М. Топільчук, В. А. Давідчук Дослідження напружено-деформівного стану конструкцій сталевих каркасу // Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопіль, 6-7 грудня 2023) – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2023. – 81-82 с [3].

Ключові слова: башта ревізії трансформаторів, сталевий каркас, скінчені елементи, напружено-деформівний стан.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Дані про район будівництва

Місце будівництва – Чернівецька область.

Характеристики району будівництва:

- сейсмічний вплив інтенсивністю 8 балів;
- вітрове навантаження 50 кгс/м^2 (III-й вітровий район);
- снігове навантаження 140 кгс/м^2 ;
- технологічне навантаження на підлогу – 1000 кгс/м^2 ;
- розрахункова температура зовнішнього повітря в зимовий період становить $t_{\text{зовн.}} = -21^\circ \text{C}$;
- розрахункова температура зовнішнього повітря в літній період становить $t_{\text{зовн.}} = +24^\circ \text{C}$;
- розрахункова глибина промерзання ґрунтів – 75 см;
- клас наслідків (відповідальності) споруди – ССЗ.

Клас наслідків обраний із врахуванням того, що споруда є обслуговуючим приміщенням гідроелектростанції [4].

За відносну відмітку ± 0.000 прийнятий рівень чистої підлоги першого поверху приміщення башти ревізії трансформаторів, що відповідає відмітці +85,600 м Балтійської системи висот.

Інженерно-геологічні умови вказані в конструктивному розділі.

Рельєф зони забудови без високих перепадів висот. Ділянка представляє собою забудований промисловий комплекс із спорудами висотою 20 м.

1.2 Архітектурно-планувальні рішення

Башта ревізії трансформаторів представляє собою єдиний об'єкт з розмірами в плані 18 метрів шириною та 24 метра довжиною. Башта ревізії

трансформаторів примикає до будівлі центрального оливогосподарства. Висота споруди від планової відмітки землі до верху парамету становить 21,3 м.

Категорія будівлі по вибухопожежній і пожежній небезпеці – В.

Ступінь вогнестійкості будівлі – Ша.

Башта ревізії трансформаторів примикає до приміщення центрального оливогосподарства (рис. 1.1) і має безпосередній зв'язок через технологічні проходи. Двері на евакуаційних шляхах обладнані приладами самозакривання. Вихід назовні виконується через ворота.

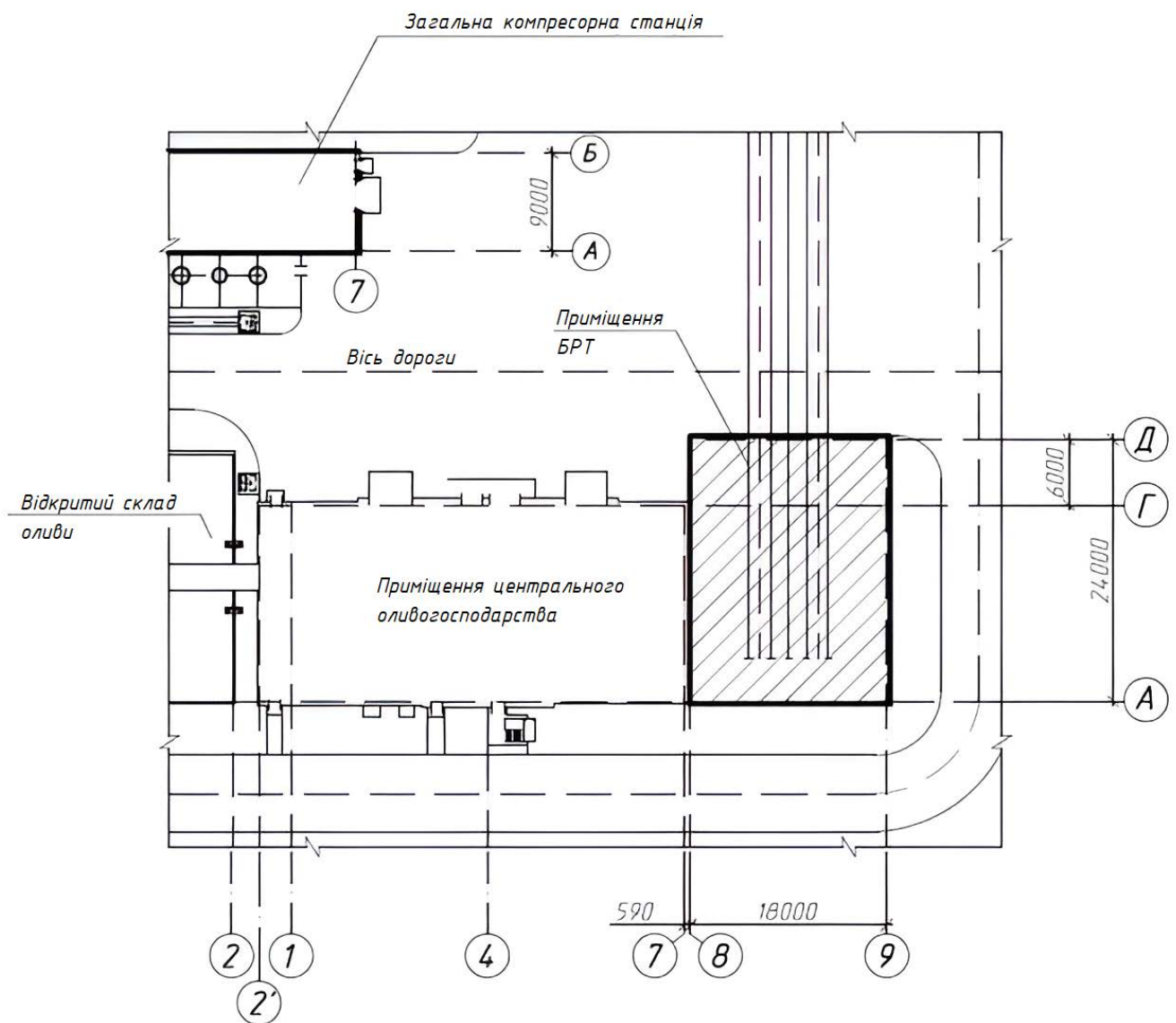


Рисунок 1.1 – Ситуаційний план розташування башти ревізії трансформаторів

Будівля башти ревізії трансформаторів оснащена мостовим краном з вантажопідйомністю 20/5 тонн. В середині будівлі є металеві сходи для піднімання в кабінку крану. Зовні будівлі розташовані металеві драбини для виходу на покрівлю, торець будівлі по осі «Д» обладнаний розсувними воротами шириною 6 та висотою 12 метрів.

Внутрішній простір споруди є цілісним, в якому розміщується обладнання башти ревізії трансформаторів: оливоприймач, труба аварійного зливу оливи тощо (рис. 1.2).

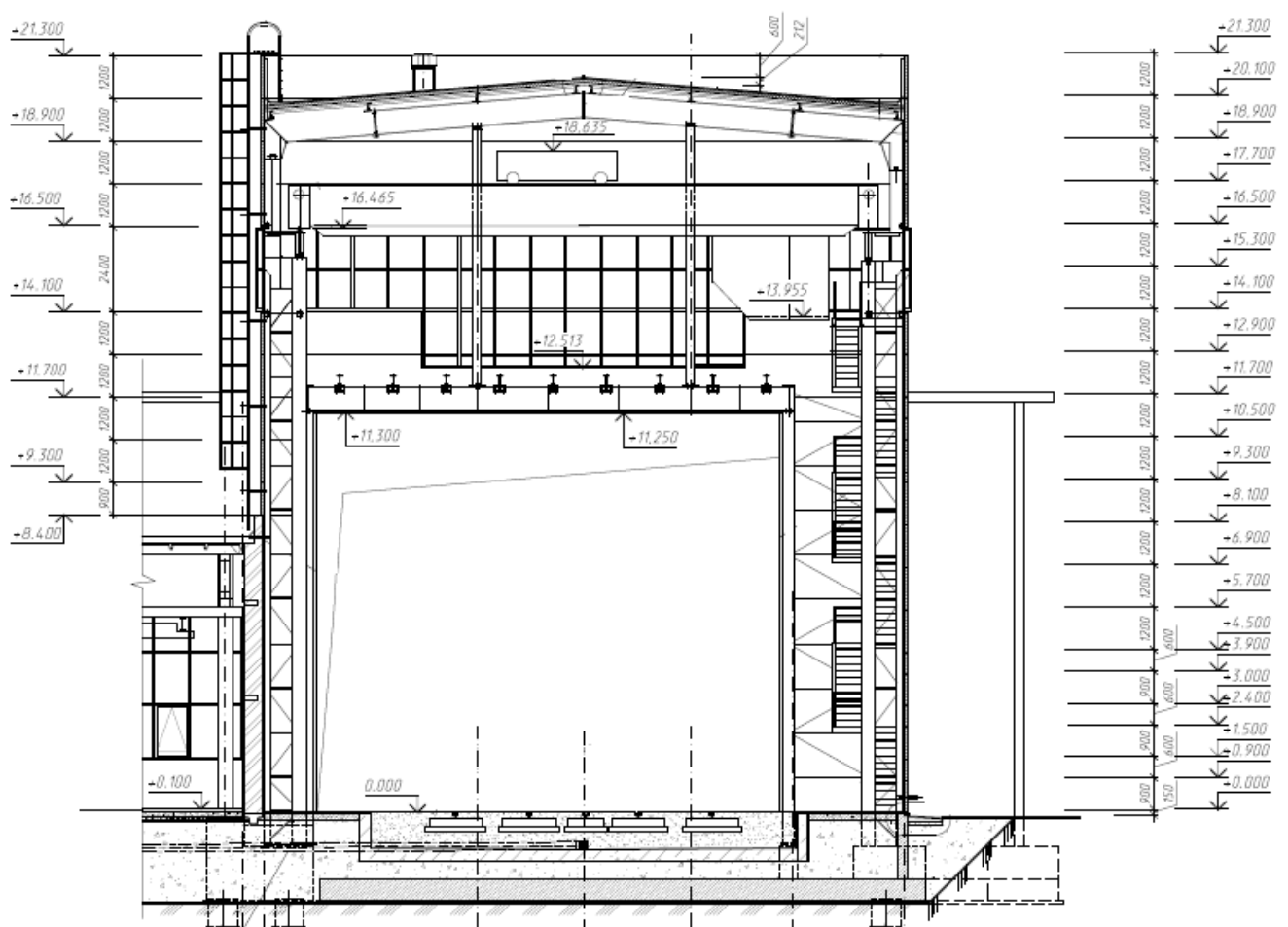


Рисунок 1.2 – Поперечний переріз башти ревізії трансформаторів

Фасад будівлі формується зі стінових панелей із вітражами. В торцях будівлі огорожуючі конструкції кріпляться до колон фахверку, а по боках – до несучих колон каркасу.

1.3 Конструктивні рішення

Основними несучими елементами будівлі є сталевий каркас (рис. 1.3).

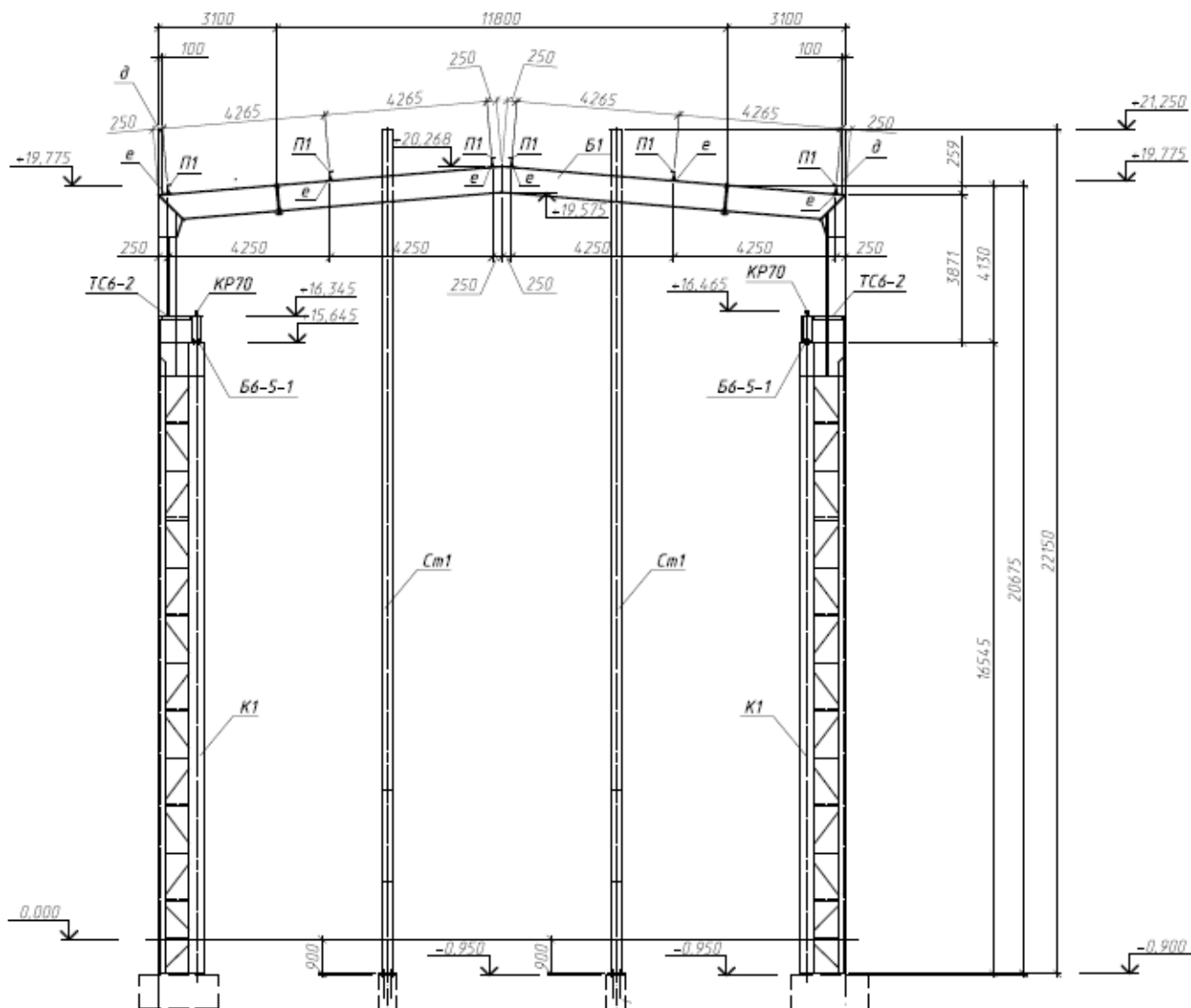


Рисунок 1.3 – Каркас башти ревізії трансформаторів

Сталевий каркас виконаний із ступінчастої колони для сприймання навантажень від мостового крану та двоскатної двотаврової балки, як ригеля покриття.

Ступінчаста колона виконана із двох частин: підкранової частини та надкранової. Підкранова частина має решітчастий переріз, а саме: внутрішня

частина колони – суцільний двотавр, зовнішня частина колони – складений швелер, із двох рівнополичних кутників та суцільного сталевго листа.

На внутрішню частину ступінчастої колони обпирається підкранова двотаврова балка, на якій встановлена підкранова рейка, по якій переміщається мостовий кран.

Підкранова та надкранова частина ступінчастої колони з'єднані жорстко, з використанням додаткової траверси для перерозподілу зусиль і зменшення локальних напружень в місці стику.

Надкранова частина колони – це суцільний двотавр.

Ригель покрівлі – суцільний гарячекатаний двотавр, який з'єднується з надкрановою частиною ступінчастої колони жорстко. Такий метод обраний для зменшення прогинів покрівлі. На краях ригеля створенні опорні плити, які зменшують локальні напруження і забезпечують жорсткість вузла. З такою ж самою метою по середині ригеля, в місці з'єднання двох його частин, виконано опорну плиту. Розрахунковий ухил балки становить $4,8^\circ$.

На ригель покриття обпираються сталеві прогони із прокатних швелерів, по яких в поперечному напрямку настиляються профільовані сталеві оцинковані листи. Інші шари елемента покрівлі не є несучими і описані в пункті 1.5 «Опоряджувальні рішення».

Всі заводські з'єднання – зварні, а монтажні – на болтах нормальної точності і високоміцних болтах. Всі елементи кріпляться на зусилля не менше 50 кН, якщо інше не передбачене.

Зварювання виконане електродами типу E42, E50. Розміри зварних швів визначаються розрахункова і вказані на кресленнях розділу КМ. Виконується повний контроль зварних швів з перевіркою їх розмірів.

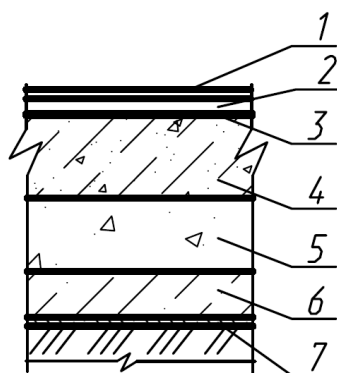
Для передачі навантаження з каркасу споруди на основу, виконано залізобетонні фундаменти. Фундаментом є поле із залізобетонних буронабивних паль під кожною колоною сталевго каркасу. Поле паль об'єднане суцільним монолітним плитним ростверком.

Матеріал фундаментів – бетон класу C12/15 F75 W6, арматура A400С. Ростверк у вигляді суцільної плити виконаний з тих же матеріалів.

Основою слугують алевроліти середньої щільності та прошарки маломіцних аргелітів. Ці ґрунти об'єднані в один інженерно-геологічний шар.

1.4 Опоряджувальні рішення

Ceresit» фірми «Хенкель Баутехнік (Україна)» (рис. 1.4). З двох боків, в місці заїзду службового транспорту, виконане вимощення із тротуарних бетонних плит, які примикають до конструкції оливоприймача.



1 – високоміцне покриття Ceresit CN76; 2 – стяжка Ceresit CN86; 3 – ґрунтовка Ceresit CT17; 4 – підстеляючі шар бетону C20/25; 5 – щебенева підсіпка фракції 30-60 мм; 6 – фундаментна плита; 7 – бетонна підготовка.

Рисунок 1.4 – Конструкція підлоги башти ревізії трансформаторів

При внутрішній обробці поверхні металевих і дерев'яних конструкцій застосовують кремнійорганічну емаль.

При зовнішній обробці будівлі, поверхня сходів, воріт та інших металевих елементів конструкції фарбуються кремнійорганічною емаллю ясно-сірих кольорів.

Для освітлення приміщення башти ревізії трансформаторів, зі всіх сторін виконані вітражі. Каркас даних світлових конструкцій створений із алюмінієвих профілів, системи «Raunaers» (CW 50).

Покриття приміщення виконане із використання несучих профільованих сталевих оцинкованих листів Н75-750-0.7 з полімерним покриттям.

Для теплоізоляції приміщення, на покрівлі встановлений матеріал – жорсткі мінераловатні плити типу «Rockwool».

Для захисту шару теплоізоляції і в тому ж числі виконання гідроізоляції покрівлі обраний матеріал – бітумно-полімерні рулони, що наплавляються.

Для відводу води із покрівлі виконано воронки які входять у внутрішні водостоки із оцинкованої сталі. Для задання правильного ухилу, а саме 4,8°, виконується цементно-піщана стяжка із розчину М100 для вирівнювання площини, що нарізується на секції із температурно-деформаційними швами.

Зовнішнє опорядження приміщення виконано із тришарових стінових «сендвіч» панелей, товщиною 100 мм, які кріпляться напряму до ступінчастої колони.

1.5 Висновки за розділом 1

Для башти ревізії трансформаторів було обрано несучі елементи сталевого каркасу. Зазначено матеріали для виконання опоряджувальних робіт. Означене розміщення об'єкта на території підприємства та встановлені відповідні умови для його проектування.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Збір навантаження на каркас споруди

На сталевий каркас будь якої виробничої споруди діють постійні та змінні навантаження. До постійних відносять власну вагу всіх несучих та огорожуючих конструкцій. До змінних відносять: довготривалі – навантаження від стаціонарного обладнання, процесу виробничої діяльності та людей, що постійно перебувають в приміщенні; короткочасні – навантаження від нерегулярного обладнання та людей, що тимчасово перебувають в приміщенні, також до даного виду відноситься навантаження від снігового покриву; миттєві – навантаження, що спричинені дією вітрового тиску; сейсмічні – навантаження, що залежать від активності земної поверхні безпосередньо на місці або в зоні його дії; кранове – навантаження від кранового обладнання, спричинене рухом крану, його гальмуванням та переміщенням візку [5].

Під час розрахунку каркасу, деякі із цих навантажень враховуються постійно, а до інших можуть застосовуватись групи взаємного виключення та розрахункові коефіцієнти умов роботи.

2.1.1 Постійне навантаження

Як було вище згадано, до постійного навантаження відноситься власна вага несучих та огорожувальних конструкцій. Вага конструкцій залежить від умов роботи споруди, так у вагу покрівлі входять усі конструктивні елементи: ригель, прогін, настил, теплоізоляція, гідроізоляційні матеріали тощо. Навантаження від покрівлі зібрано в табличній формі із врахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням (табл. 2.1).

Таблиця 2.1 – Навантаження від власної ваги покрівлі

Відповідний шар покрівлі	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кПа
Два шари бітумно-полімерної ізоляції, $t = 8$ мм	0,1	1,2	0,12
Перфорована ПВХ плівка, $t = 1,5$ мм	0,01	1,2	0,012
Ґрунтовка універсальна бітумна, $t = 1$ мм	0,01	1,3	0,012
Цементно-піщана стяжка, $t = 25$ мм	0,45	1,3	0,585
Поліетиленова плівка, $t = 0,5$ мм	0,01	1,2	0,012
Плита мінеральної вати $\gamma = 153$ кг/м ³ , $t = 100$ мм	0,15	1,3	0,195
Поліетиленова плівка, $t = 0,5$ мм	0,01	1,2	0,012
Профільований сталевий настил, Н75-750-0,7	0,12	1,05	0,126
Прогін покрівлі	0,08	1,05	0,084
Ригель покрівлі	0,27	1,05	0,284
Разом	1,21		1,442

Примітка. Вага несучих конструкцій задана приблизною із таблиць, відповідно до габаритів каркасу.

Тоді розподілене навантаження на ригель покрівлі від власної ваги становить $q = 1,442 \cdot B = 1,442 \cdot 6 = 8,652$ кН/м.

Навантаження від огорожувальних конструкцій на колони також визначаємо в табличній формі (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – Навантаження від власної ваги стіни на колону

Відповідний шар покрівлі	Характеристичне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кПа
Тришарова «Сендвіч» панель, t = 100 мм	0,28	1,05	0,294
Вікна з металевими каркасами	0,02	1,1	0,022
В'язі по колонах	0,02	1,05	0,021
Ступінчаста колона	0,55	1,05	0,578
Разом	0,87		0,915

Примітка. Вага колони задана приблизною із таблиць, відповідно до габаритів каркасу і параметрів мостового крану.

Тоді розподілене навантаження на колону від власної ваги конструкції становить:

$$q = 0,915 \cdot B = 0,915 \cdot 6 = 5,49 \text{ кН/м} \quad (2.1)$$

Також на внутрішню колону підкранової частини прикладаємо постійне навантаження від ваги підкранової конструкції (підкранова балка, підкрановий рейс та гальмівна балка), що відповідає зосередженому зусиллю $Q = 11,3 \text{ кН}$.

2.1.2 Снігове навантаження

Для району будівництва в Чернівецькій області визначено характеристичне значення снігового навантаження, що становить $S_0 = 1,4 \text{ кПа}$.

Покрівля має ухил менше 5° , інших габаритних конструкцій на ній не передбачено, тому розрахункову схему снігового навантаження приймаємо рівнорозподіленою по всьому ригелю.

Для виробничих і допоміжних споруд середній термін експлуатації становить 60 років, з його врахуванням визначаємо розрахункове навантаження снігового покриву:

$$S = S_0 \cdot C \cdot \gamma = 1,4 \cdot 1 \cdot 1,04 = 1,456 \text{ кПа} \quad (2.2)$$

Тоді розподілене навантаження на ригель становить:

$$q_s = S \cdot B = 1,456 \cdot 6 = 8,736 \text{ кН/м} \quad (2.3)$$

Дане навантаження визначається як короткочасне.

2.1.3 Вітрове навантаження

Для району будівництва в Чернівецькій області визначено характеристичне значення вітрового навантаження, що становить $W_0 = 0,5$ кПа.

Для зони з активним тиском коефіцієнт C буде визначатись з врахуванням висоти споруди, і третім типом місцевості, так само і пасивна складова:

$$C_{\text{акт}} = 0,8 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,68 \quad (2.4)$$

$$C_{\text{пас}} = 0,6 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,51 \quad (2.5)$$

Тоді врахувавши коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, розподілене розрахункове навантаження на колону від вітру буде становити:

$$q_{\text{акт}} = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,68 \cdot 6 = 2,028 \text{ кН/м} \quad (2.6)$$

$$q_{\text{пас}} = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,51 \cdot 6 = 1,591 \text{ кН/м} \quad (2.7)$$

Вітрове навантаження визначається як миттєве.

2.1.4 Кранове навантаження

У приміщенні передбачений мостовий кран вантажопідйомністю $Q = 20/5$ т. Даний кран має 2 колеса з одного боку, навантаження на одне колесо становить 170 кН, його вага 22 т, а вага візка – 6,3 т.

Характеристичне значення мінімального тиску колеса становить:

$$F_{n,min} = \frac{Q+G}{n_k} - F_{n,max} = \frac{(20+22) \cdot 9,81}{2} - 170 = 36 \text{ кН} \quad (2.8)$$

Використовуючи лінії впливу на балку від одного крану, знаходимо максимальне та мінімальне вертикальне навантаження на колону $D_{max} = 200,9$ кН, $D_{min} = 42,5$ кН.

Горизонтальне навантаження від мостового крану виникає під час пересування візка по довжині крану, таке навантаження враховує ефект крену конструкції крану, тому навантаження на рейси передається нерівномірно.

Горизонтальне характеристичне навантаження визначається:

$$H_{n,k} = 0,1 \cdot F_{n,max} + \frac{\alpha \cdot (F_{n,max} - F_{n,min}) \cdot L_{cr}}{K} = 0,1 \cdot 170 + \frac{0,01 \cdot (170 - 36) \cdot 16,5}{4,4} = 22 \text{ кН} \quad (2.9)$$

Інше горизонтальне навантаження:

$$H_{n,c} = 0,1 \cdot F_{n,max} = 0,1 \cdot 170 = 17 \text{ кН} \quad (2.10)$$

Горизонтальне навантаження прикладається на рівні гальмівної конструкції, додатній знак вказує що сила спрямована всередину приміщення, максимальне значення становить $H_{max} = 20,3$ кН, а мінімальне – $H_{min} = 15,5$ кН.

2.2 Розрахункова схема

Приміщення башти ревізії трансформаторів утворене сталевим каркасом. Для встановлення мостового крану колони виконані ступінчастого типу. Відповідно до висоти та інших параметрів споруди підкранову частину колони проектуємо решітчастою шириною в осях 1 000 мм: внутрішня частина – двотавр, зовнішня – два рівнополичних кутики; а надкранову частину – з двотавра шириною близькою до 500 мм. Решітка колони виконана розпірним методом із рівнополичних кутників та пластин.

Примикання ригеля до колони виконано жорстко під кутом 45° . Ригель представлений двотавровою балкою з ухилом менше 5° . З'єднання колони через базу виконано жорстко.

Ширина рами в осях становить 18 м, крок рами – 6 м, відмітка головки підкранової рейки – 16,465 м, висота колони – 20,1 м. Ексцентриситет між підкрановою та надкрановою частиною ступінчастої колони становить – 358 мм (рис. 2.1).

Використовуючи програмний комплекс ЛІРА-САПР, створюємо дану розрахункову схему, на неї задаємо розрахункові навантаження зібрані в попередніх пунктах, вводимо необхідні коефіцієнти умов роботи та надійності і на їх основі створюємо таблиці розрахункових сполучень для розрахунку елементів каркасу [6].

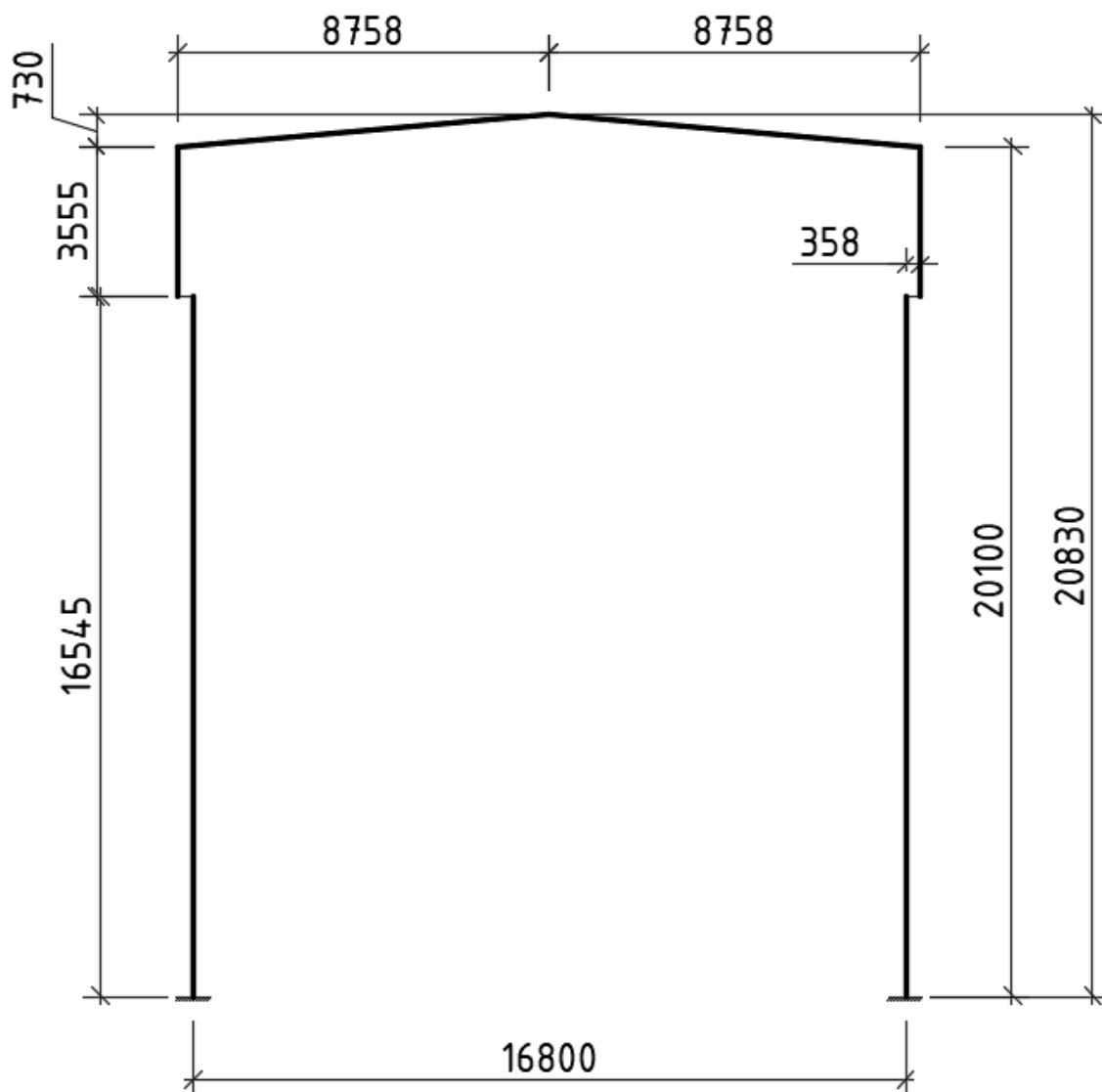


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема каркасу башти ревізії трансформаторів

2.3 Розрахункові сполучення

На основі заданих навантажень створено таблиці розрахункових сполучень зусиль та розрахункових сполучень навантажень із відповідними коефіцієнтами (табл. 2.3 і табл. 2.4).

Власна вага – це постійне навантаження, снігове – короткотривале, вітрове – миттєве, вертикальне кранове – кранове, горизонтальне кранове – гальмівне.

Також дані таблиці враховують відношення розрахункових коефіцієнтів до експлуатаційних, і відношення характеристичних значень до їх квазіпостійних значень.

Таблиця 2.3 – Коефіцієнти для створення таблиці розрахункових сполучань зусиль

Завант.	Ім'я завант.	Вид	Зн.зм.	Вз.вик.	Суп.З.	К.Н	Довг.	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(б С)
1	Власна	Постійне (П)	+	0	0 0	1,1	1	1	1	0,9	1
2	Сніг	Короткочасна (К)	+	0	0 0	2,12	0,3	1	0,9	0,5	0,8
3	ВітерЛ	Короткочасна (К)	+	1	0 0	3,59	0,35	1	0,9	0,5	0,8
4	ВітерП	Короткочасна (К)	+	1	0 0	3,59	0,35	1	0,9	0,5	0,8
5	КранЛ	Кран (Кр)	+	2	7 0	1,1	0,6	1	0,9	0	0
6	КранП	Кран (Кр)	+	2	8 0	1,1	0,6	1	0,9	0	0
7	ГальмЛ	Гальмо (Т)	+/-	3	0 0	1,1	0	1	0,9	0	0
8	ГальмП	Гальмо (Т)	+/-	3	0 0	1,1	0	1	0,9	0	0

Таблиця 2.4 – Коефіцієнти для створення таблиці розрахункових сполучань навантажень

N завант.	Вид	Номер РСН											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Постійне(П)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Короткоч.(К)	0	1	0	0	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9
3	Короткоч.(К)	0	0	1	0	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9
4	Короткоч.(К)	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
5	Кран(Кр)	0	0	0	0	1	0	1	0	0,9	0,9	0	0
6	Кран(Кр)	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0,9	0,9
7	Гальмо(Г)	0	0	0	0	0	0	0	0	0,9	0	0,9	0
8	Гальмо(Г)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,9	0	0,9

Продовження таблиці 2.4

N завант.	Вид	Номер РСН											
		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	Постійне(П)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Короткоч.(К)	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
3	Короткоч.(К)	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0
4	Короткоч.(К)	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9
5	Кран(Кр)	0,9	0,9	0	0	0,9	0,9	0	0	0,9	0,9	0	0
6	Кран(Кр)	0	0	0,9	0,9	0	0	0,9	0,9	0	0	0,9	0,9
7	Гальмо(Г)	0,9	0	0,9	0	-0,9	0	-0,9	0	-0,9	0	-0,9	0
8	Гальмо(Г)	0	0,9	0	0,9	0	-0,9	0	-0,9	0	-0,9	0	-0,9

2.4 Розрахунок каркасу

Розрахунок каркасу та підбір поперечних перерізів його елементів виконуємо в ПК ЛІРА-САПР використовуючи розрахункові сполучення навантажень, що дозволяє перевірити елемент на критичні зусилля при комбінації навантажень [7].

Зусилля які виникають в елементах каркасу – це поздовжні (N), поперечні (Q) та згинальні (M). Стержні розбиті на розрахункові перерізи по всій свої довжині, для коректного визначення максимальних зусиль.

Перевірка та підбір елементів каркасу відбувається в підсистемі СТК-САПР. Дана система перевіряє перерізи за нормальними, дотичними та зведеними напруженнями, місцевою та загальною стійкістю і допустимими прогинами.

Для початку до елементів каркасу (рис. 2.2) призначаємо початкові поперечні перерізи, для підкранової частини колони – внутрішня гілка двотавр 40К1, зовнішня гілка два рівнополицевих кутики 180x12, та лист товщиною 12 мм, решітка і розпір виконано із рівнополицевих кутиків 75x6; для надкранової частини колони – двотавр 50Ш1; ригель – двотавр 70Б1 [8, 9, 10].

2.4.1 Визначення зусиль в елементах каркасу

Після розрахунку отримано максимальні та мінімальні зусилля, за значенням, в елементах каркасу за РСН (рис. 2.3-2.8).

Оригінал максимальних значень (ДБН В.1.2 - 2:2006_1)
Екста N
Одиниці виміру - кН

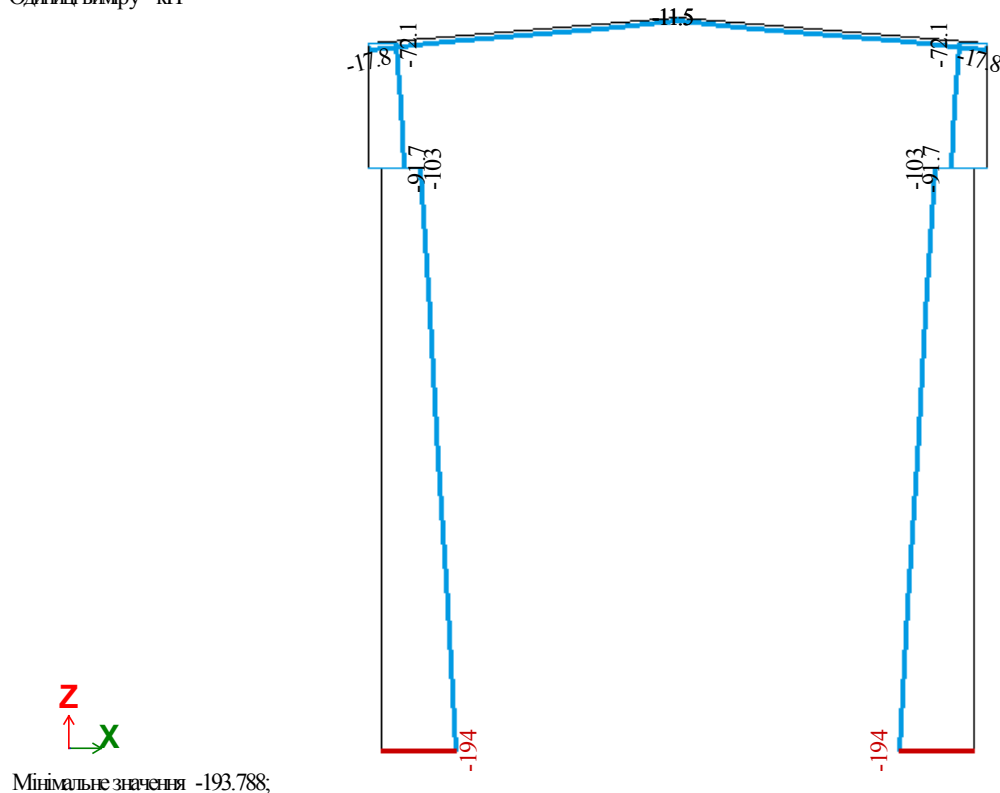


Рисунок 2.3 – Максимальне значення поздовжніх зусиль в елементах за РСН

Коефіцієнти РСН підібрані по двох основних значеннях і для двох аварійних випадків навантаження, відповідно до таблиці 2.4.

Конструкція розраховується на максимальні абсолютні значення зусиль, які виникають в перерізах елементів каркасу, при поєднанні критичних навантажень. Підкранова частина колони має своє критичне сполучення навантажень, так само як і надкранова частина та ригель покрівлі. Незмінними зусиллями завжди залишають ті, які виникають від постійного навантаження власної ваги конструкції і враховані у кожному сполученні.

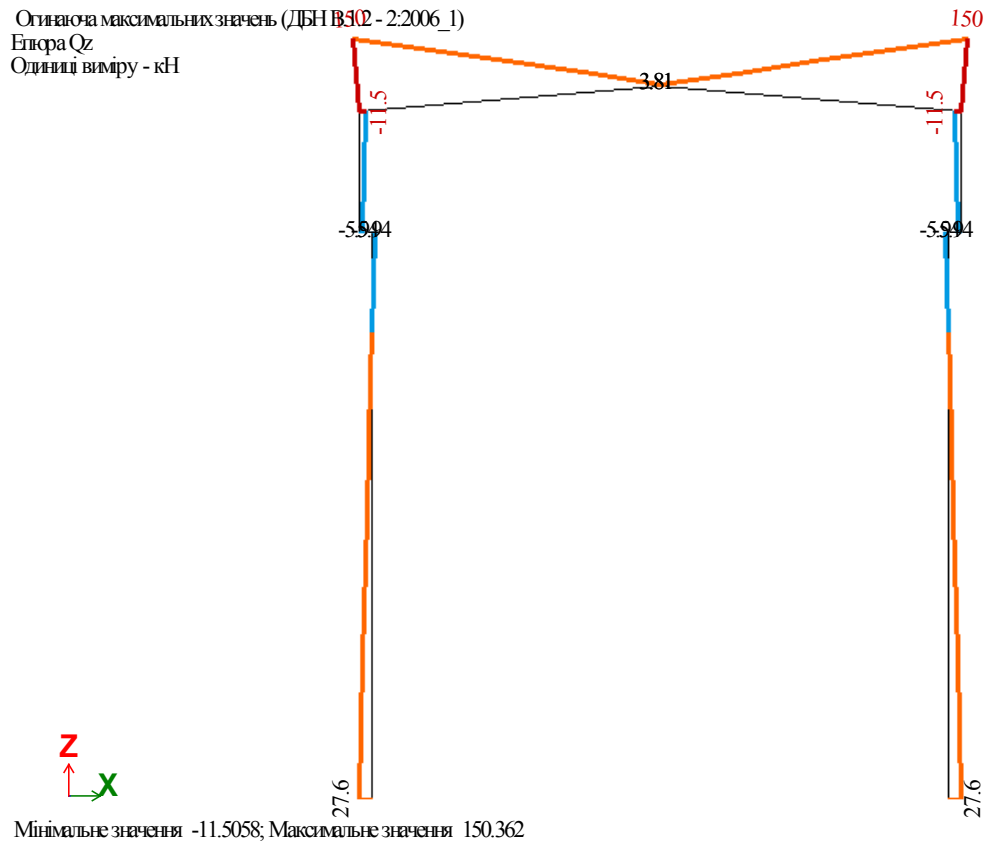


Рисунок 2.4 – Максимальне значення поперечних зусиль в елементах за РСН

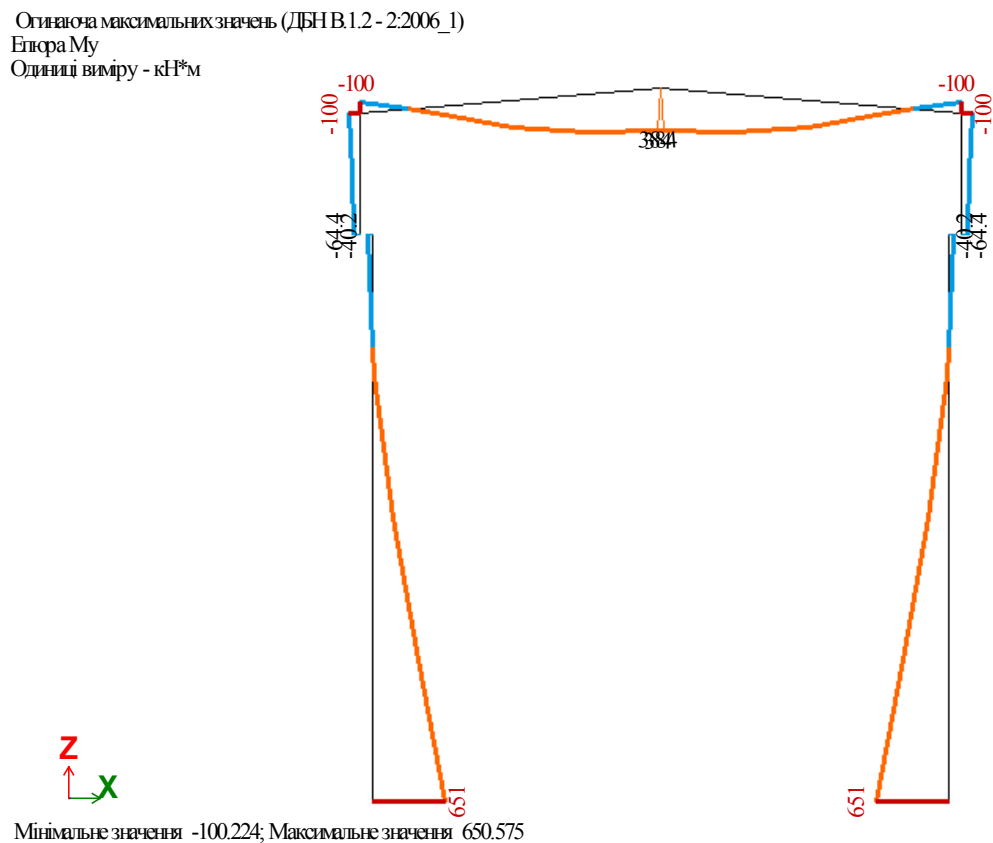


Рисунок 2.5 – Максимальне значення згинальних зусиль в елементах за РСН

Огляд мінімальних значень (ДБН В.1.2-2:2006_1)
 Екста N
 Одиниці виміру - кН

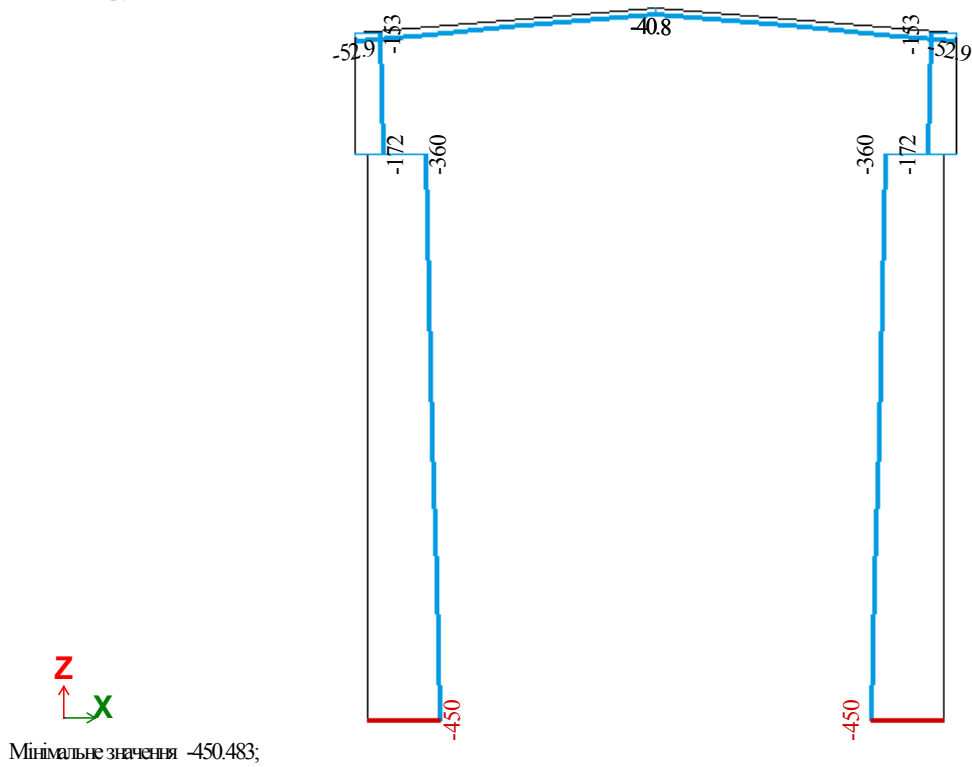


Рисунок 2.6 – Мінімальне значення поздовжніх зусиль в елементах за РСН

Огляд мінімальних значень (ДБН В.1.2-2:2006_1)
 Екста Qz
 Одиниці виміру - кН

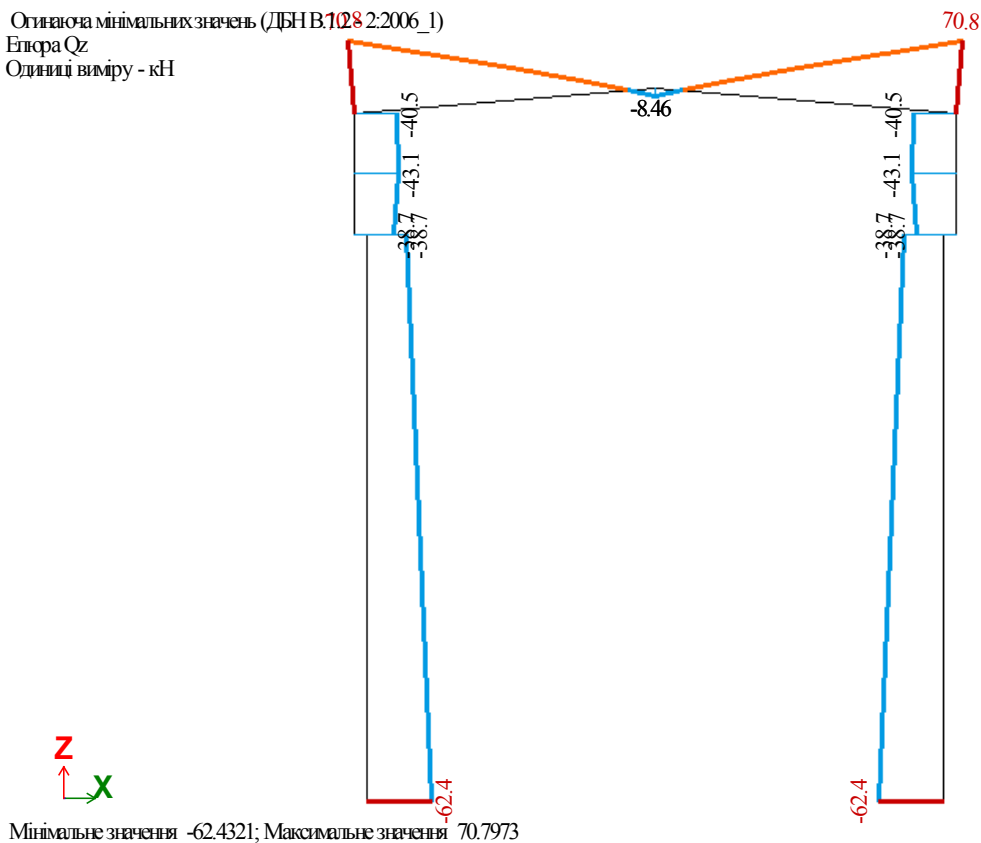


Рисунок 2.7 – Мінімальне значення поперечних зусиль в елементах за РСН

Оригінал мінімальних значень (ДБН В.В.072:2006_1)
 Елфра Му
 Одиниці виміру - кН*м

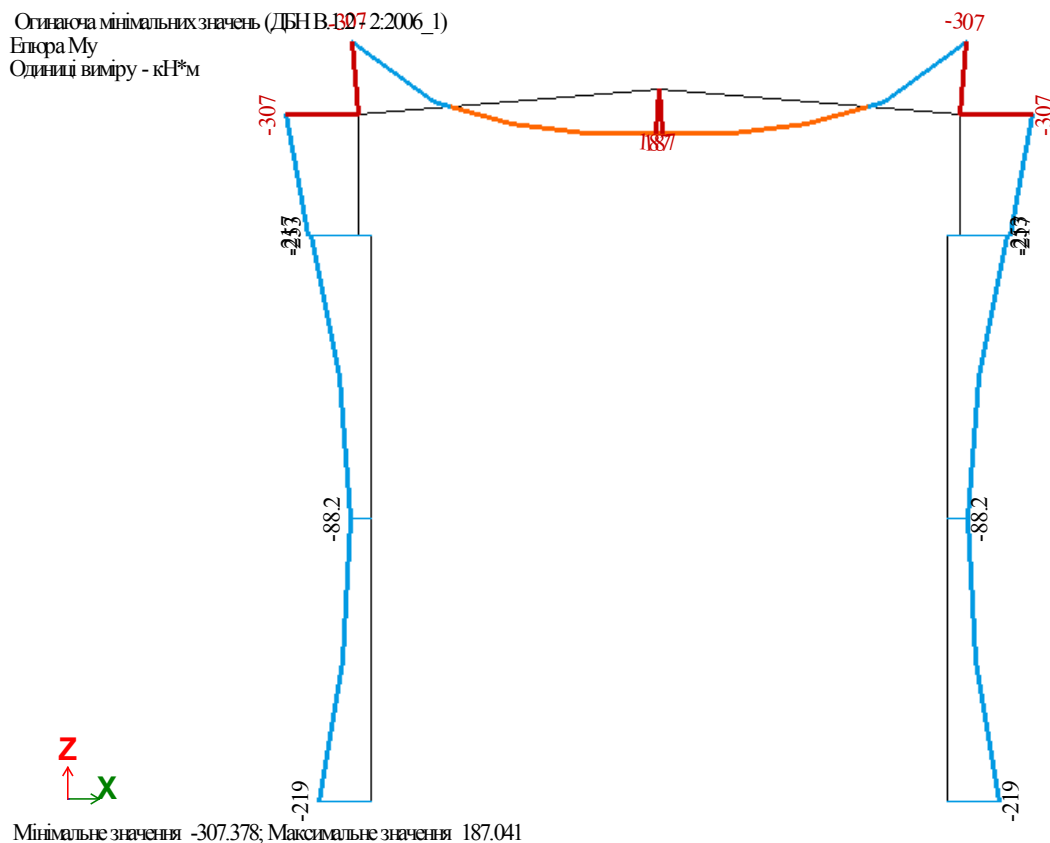


Рисунок 2.8 – Мінімальне значення згинальних зусиль в елементах за РСН

Визначені зусилля, на які розраховуються елементи каркасу, приведені в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 – Визначені зусилля в елементах стержнів каркасу за РСН (скорочена)

Номер РСН	Тип ЕЛЕМ	ЕЛЕМ	ПЕР	N, кН	МУ, кН*м	QZ, кН
14 (B1) - РСН14	10	1	1	-450,482	520,265	-55,3689
21 (B1) - РСН21	10	1	1	-450,482	583,682	-62,432
13 (B1) - РСН13	10	1	1	-449,501	454,007	-51,049
22 (B1) - РСН22	10	1	1	-449,501	517,423	-58,1121
10 (B1) - РСН10	10	1	1	-443,466	-78,7476	10,0986
23 (B1) - РСН23	10	1	1	-310,141	650,575	-62,432
16 (B1) - РСН16	10	1	1	-310,141	587,158	-55,3689
24 (B1) - РСН24	10	1	1	-309,161	584,316	-58,1121
21 (B1) - РСН21	10	1	1	-450,482	583,682	-62,432
15 (B1) - РСН15	10	1	1	-309,161	520,899	-51,049
23 (B1) - РСН23	10	1	1	-310,141	650,575	-62,432

Продовження таблиці 2.5

21 (B1) - PCH21	10	1	1	-450,482	583,682	-62,432
24 (B1) - PCH24	10	1	1	-309,161	584,316	-58,1121
22 (B1) - PCH22	10	1	1	-449,501	517,423	-58,1121
23 (B1) - PCH23	10	1	2	-287,433	404,589	-56,5093
2 (A1) - PCH2	10	2	1	-172,329	-185,895	-23,1377
16 (B1) - PCH16	10	2	1	-169,759	-163,982	-31,6781
23 (B1) - PCH23	10	2	1	-169,759	-217,425	-38,7412
15 (B1) - PCH15	10	2	1	-168,779	-158,416	-27,3582
24 (B1) - PCH24	10	2	1	-168,779	-211,859	-34,4212
16 (B1) - PCH16	10	2	3	-150,242	-307,377	-40,5377
15 (B1) - PCH15	10	2	3	-149,262	-298,787	-40,5377
23 (B1) - PCH23	10	2	3	-150,242	-293,941	-15,3808
14 (B1) - PCH14	10	2	3	-148,023	-287,939	-40,5377
24 (B1) - PCH24	10	2	3	-149,262	-285,351	-15,3808
16 (B1) - PCH16	10	2	2	-160,001	-233,059	-43,0829
15 (B1) - PCH15	10	2	2	-159,02	-224,469	-43,0829
14 (B1) - PCH14	10	2	2	-157,781	-213,621	-43,0829
13 (B1) - PCH13	10	2	2	-156,801	-205,031	-43,0829
16 (B1) - PCH16	10	2	3	-150,242	-307,377	-40,5377
16 (B1) - PCH16	10	5	1	-52,8774	-307,377	146,356
15 (B1) - PCH15	10	5	1	-52,796	-298,787	145,379
14 (B1) - PCH14	10	5	1	-52,6931	-287,939	144,144
13 (B1) - PCH13	10	5	1	-52,6116	-279,349	143,167
12 (B1) - PCH12	10	5	1	-52,2946	-245,929	139,364
2 (A1) - PCH2	10	5	5	-23,0577	384,123	-1,92191
23 (B1) - PCH23	10	5	5	-15,752	375,113	3,81299
24 (B1) - PCH24	10	5	5	-15,6705	375,113	2,83556
21 (B1) - PCH21	10	5	5	-15,5676	375,113	1,60121
22 (B1) - PCH22	10	5	5	-15,4862	375,113	0,623779
2 (A1) - PCH2	10	5	1	-35,751	-268,15	150,362
23 (B1) - PCH23	10	5	1	-27,8075	-293,941	148,446
24 (B1) - PCH24	10	5	1	-27,726	-285,351	147,468
16 (B1) - PCH16	10	5	1	-52,8774	-307,377	146,356
21 (B1) - PCH21	10	5	1	-27,6232	-274,503	146,234

2.4.2 Визначення переміщень елементів каркасу

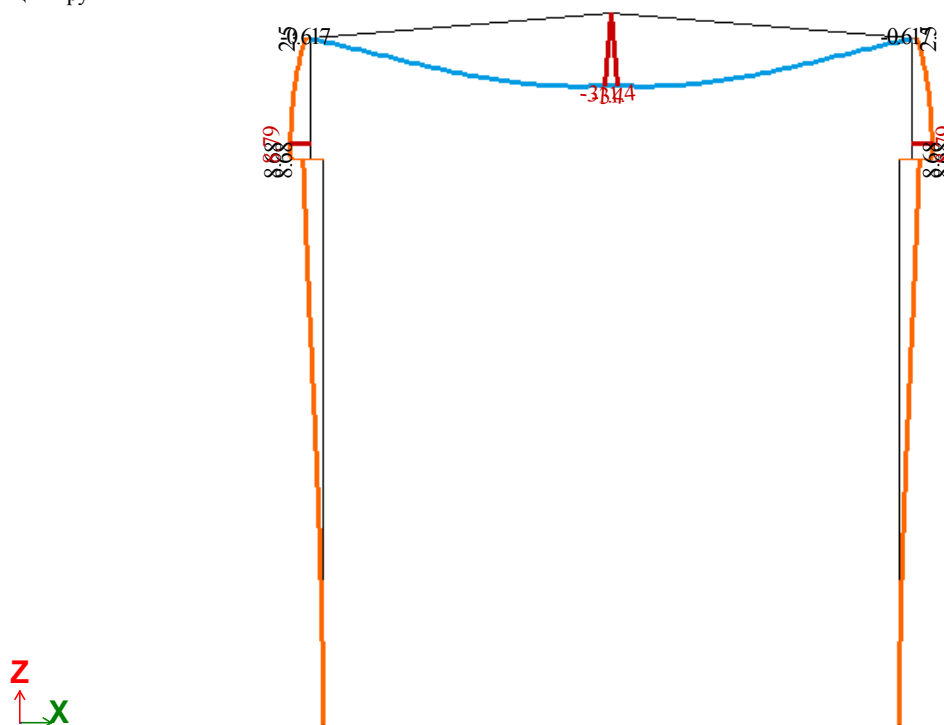
Переміщення елементів каркасу визначаються від експлуатаційних зусиль. Максимальне переміщення балки визначається в центрі (рис. 2.9) а для колон від

вітрового, на рівні оголовка (рис. 2.10), та кранового навантаження, на рівні підкранової балки (рис. 2.11).

Для цього створено спеціальну таблицю розрахункових навантажень, де враховані коефіцієнти за навантаженням для переходу з розрахункових до експлуатаційних зусиль.

Граничні значення переміщення елементів каркасу визначається відповідно до норм [11], дані значення не мають перевищувати результатів розрахунку по переміщенню.

РСН(ДБНВ.1.2-2:2006_2)
Екстра переміщень Z1
Одиниці виміру - мм



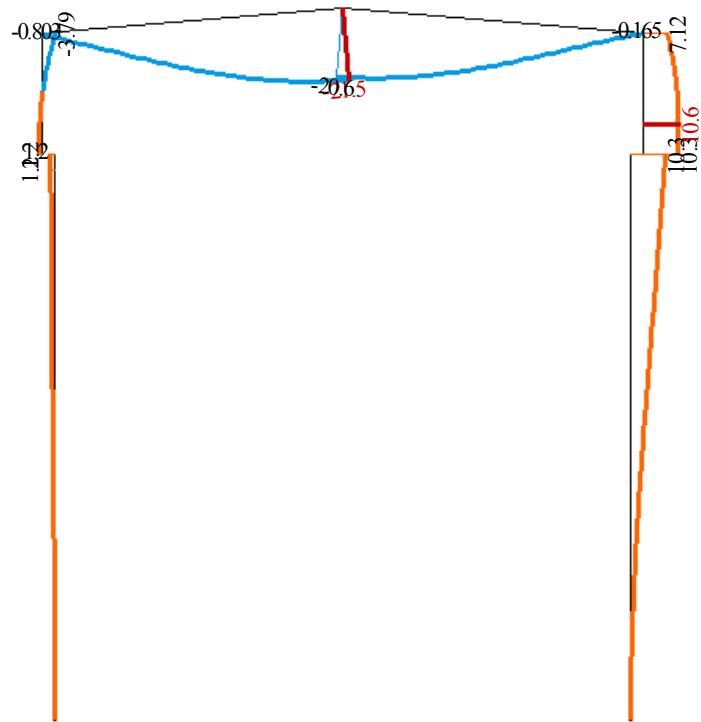
Мінімальне значення -31.4299; Максимальне значення 8.79281

Рисунок 2.9 – Визначення переміщень для ригеля за РСН

Граничне переміщення ригеля має відношення $l/250$ тоді це значення становить $f_u = 18\,000 / 250 = 72\text{ мм} > f = 31,43\text{ мм}$, умова для балки виконується.

Для колони граничне переміщення від вітрового навантаження визначається на рівні верху колони $h/200$ тоді це значення становить $f_u = 20\,100 / 200 = 100,5\text{ мм} > f = 7,12\text{ мм}$ умова виконується.

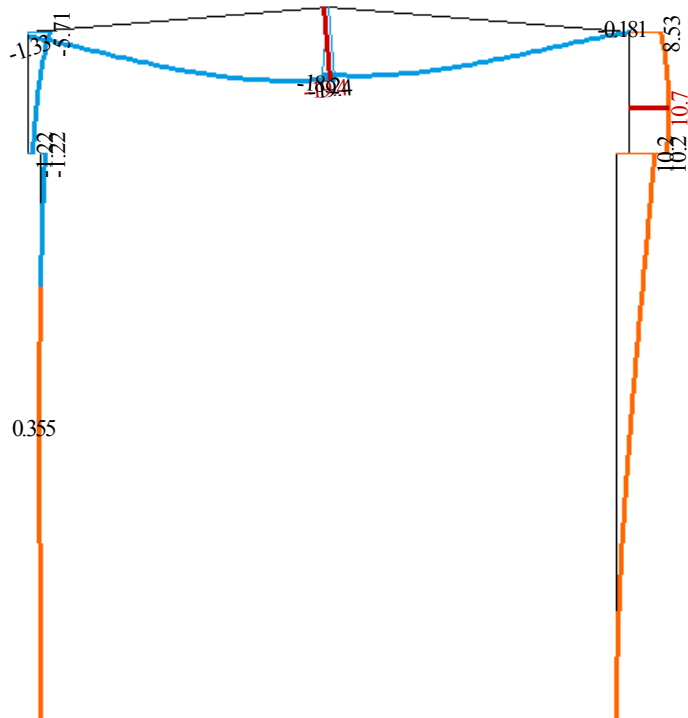
РСН2(ДБН В.1.2 - 2:2006_2)
 Екстра переміщень Z1
 Одиниці виміру - мм



Мінімальне значення -21.4802; Максимальне значення 10.6269

Рисунок 2.10 – Визначення переміщення для колон від вітру за РСН

РСН3(ДБН В.1.2 - 2:2006_2)
 Екстра переміщень Z1
 Одиниці виміру - мм



Мінімальне значення -19.4119; Максимальне значення 10.7295

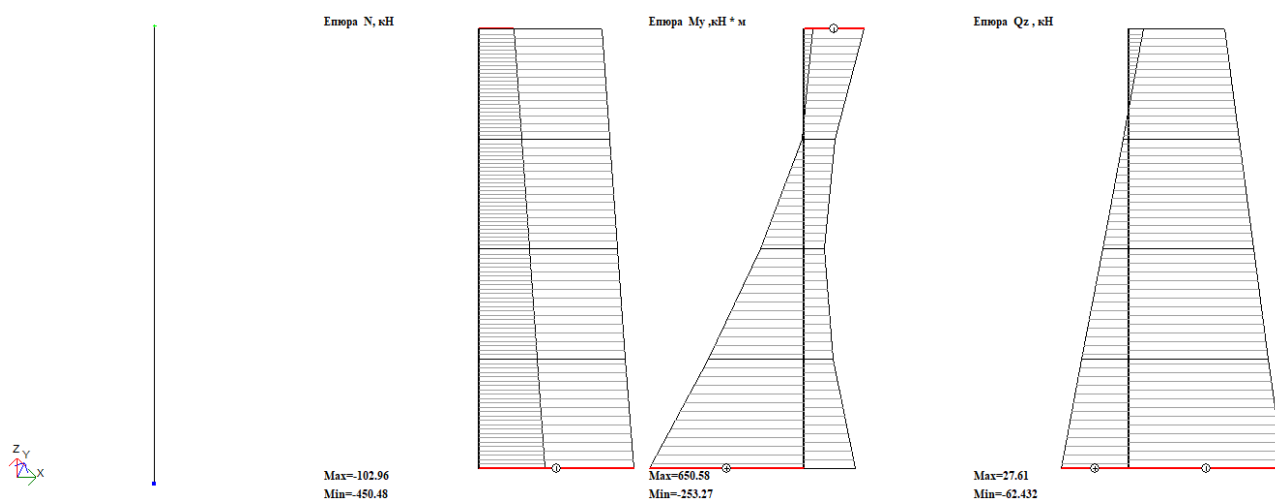
Рисунок 2.11 – Визначення переміщення для колон від крану за РСН

Граничне переміщення від кранового навантаження визначається на рівні підкранової балки $h/1000$ і це значення становить $f_u = 17\,245 / 1\,000 = 17,25\text{ мм} > f = 10,73\text{ мм}$ умови для колони теж виконуються.

2.4.3 Розрахунок ступінчастої колони та похилої балки

Розрахунок сталевих конструкцій відконується в ПК ЛІРА-САПР з використанням підсистеми СТК-САПР, яка після обчислень видає результати в табличній формі для кожного стержня і перерізу, виконавши перевірку за всіма граничними станами і стійкостями [12].

Результати розрахунку підкранової частини сталеві колони представлені в таблиці 2.6.



Елемент 1

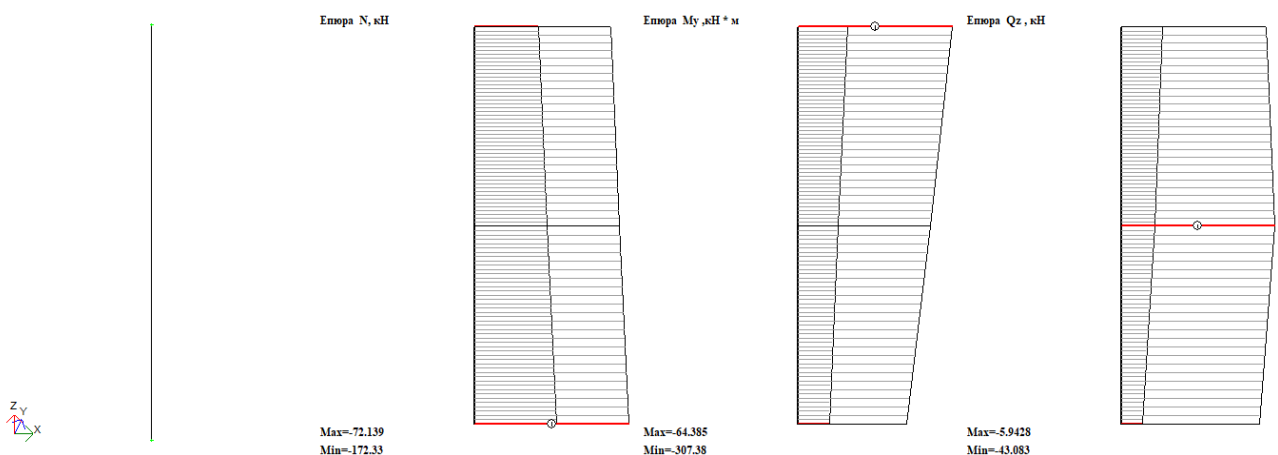
о б м е ж е н н я, см								
Y max		Z max		Y min		Z min		tw min
100.00		100.00		1.00		100.00		0.10
розрахункова довжина, м			коэф-ти умов роб.		коэф. надійності	тип колони	крок ребер/ решітки	
відн. Z1	відн. Y1	гілок	за міцн.	за стійк.				
16.55	16.55	16.545; 0	1.00	1.00	1.00	основн	0.00	

Переріз	40K1 гілка										
Профіль	40K1; (ДСТУ 8768:2018)										
Сталь	С345; ДБН В.2.6-198:2014; Сталь, лист (ДБН В.2.6-198:2014)										
Сортамент	Двотаври сталеві гарячекатані. (ДСТУ 8768:2018)										
відсотки використання за ІГС											
за норм.	стійк.відн.У1	стійк.відн.З1	стійк. УZ		стійк.стілки		стійк.полінь				
15.1	15.1	30.3	0.0		35.9		44.5				
відсотки використ. за 2ГС			зведені%%використ.								крок ребер/ планок
гнулк. відн.У1	гнулк. відн.З1	ІГС	2ГС		місц. стійк.						
13.7	63.9	30.3	63.9		44.5		ні				
Перевірка	Визначальні зусилля										
	№	КЭ	перер.	N, кН	M _y , кН*м	Q _z , кН	M _z , кН*м	Q _y , кН	Склад	Критерій	
за норм.	21	1	1	-450.482	583.683	-62.432	0.000	0.000	1+2+4+5+7	---	
стійк.відн.У1	1	1	1	-450.482	583.683	-62.432	0.000	0.000	1+2+4+5+7	---	
стійк.відн.З1	1	1	1	-450.482	583.683	-62.432	0.000	0.000	1+2+4+5+7	---	
стійк. УZ	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
стійк.стілки	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
стійк.полінь	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
гнулк. відн.У1	1	1	1	-197.686	125.269	-11.506	0.000	0.000	1	---	
гнулк. відн.З1	1	1	1	-197.686	125.269	-11.506	0.000	0.000	1	---	

Переріз	75 x 75 x 6 розкіс										
Профіль	75 x 75 x 6; (ДСТУ 2251:2018)										
Сталь	С255; ДБН В.2.6-198:2014; Сталь, лист (ДБН В.2.6-198:2014)										
Сортамент	Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. (ДСТУ 2251:2018)										
відсотки використання за ІГС											
за норм.	стійк.відн.У1	стійк.відн.З1	F _i мін.		стійк.стілки		стійк.полінь				
27.8	31.5	44.8	0.62		0.0		55.3				
відсотки використ. за 2ГС			зведені%%використ.								крок ребер/ планок
гнулк. відн.У1	гнулк. відн.З1	ІГС	2ГС		місц. стійк.						
25.8	50.6	44.8	50.6		55.3		ні				
Перевірка	Визначальні зусилля										
	№	КЭ	перер.	N, кН	M _y , кН*м	Q _z , кН	M _z , кН*м	Q _y , кН	Склад	Критерій	
за норм.	1	---	---	-43.954	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---	
стійк.відн.У1	---	---	---	-43.954	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---	
стійк.відн.З1	---	---	---	-43.954	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---	
стійк.стілки	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
стійк.полінь	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
гнулк. відн.У1	---	---	---	-43.954	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---	
гнулк. відн.З1	---	---	---	-43.954	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---	

Переріз	75 x 75 x 6 розпірка									
Профіль	75 x 75 x 6; (ДСТУ 2251:2018)									
Сталь	С255; ДБН В.2.6-198:2014; Сталь, лист (ДБН В.2.6-198:2014)									
Сортамент	Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. (ДСТУ 2251:2018)									
відсотки використання за ІГС										
за норм.	стійк.відн.Y1	стійк.відн.Z1	Fi мін.	стійк.стілки	стійк.поліць					
19.8	21.1	24.9	0.79	0.0	61.6					
відсотки використ. за 2ГС			зведені%%використ.		крок ребер/ планок					
гнучк. відн.Y1	гнучк. відн.Z1	ІГС	2ГС	місц. стійк.						
18.4	35.9	24.9	35.9	61.6	ні					
Перевірка		Визначальні зусилля								
	№	КЭ	перер.	N, кН	M _y , кН*м	Q _z , кН	M _z , кН*м	Q _y , кН	Склад	Критерій
за норм.	1	---	---	-31.216	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---
стійк.відн.Y1	---	---	---	-31.216	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---
стійк.відн.Z1	---	---	---	-31.216	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---
стійк.стілки	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
стійк.поліць	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
гнучк. відн.Y1	---	---	---	-31.216	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---
гнучк. відн.Z1	---	---	---	-31.216	0.000	0.000	0.000	0.000	---	---

Отже, підкранова частина підібрана правильно і остаточно приймається переріз із двотавра 40К1, рівнополицевих кутиків 180x12, листа товщиною 12 мм, рівнополицевих кутиків 75x6. Результати розрахунку надкранової частини сталеві колони представлені в таблиці 2.7.



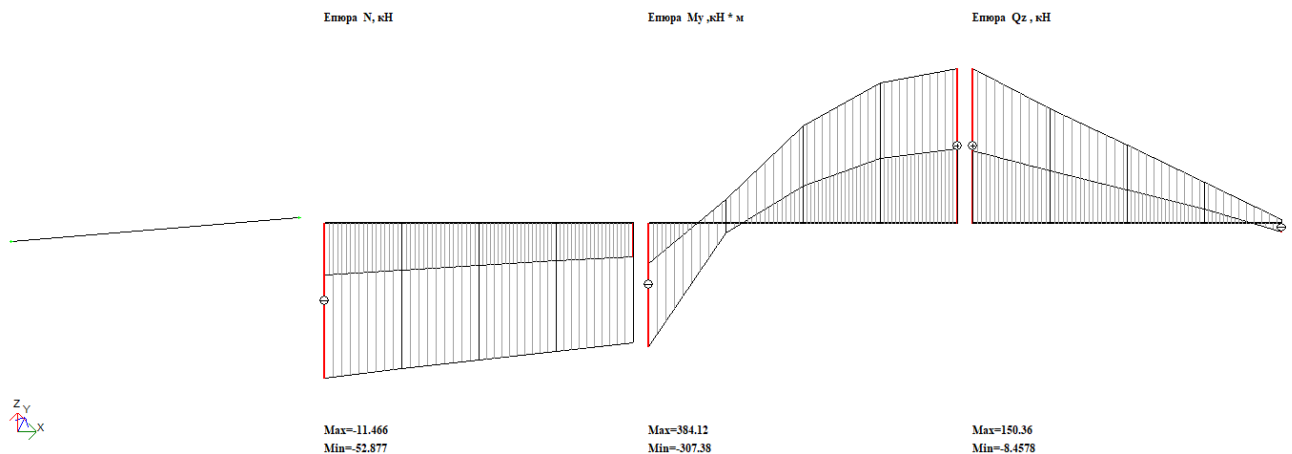
Елемент 2

о б м е ж е н н я, см								
Y max		Z max		Y min		Z min		tw min
50.00		50.00		1.00		1.00		0.10
розрахункова довжина, м			коэф-ти умов роб.		коэф. надійності	тип колонн	крок ребер/планок	
відн. Z1	відн. Y1	для Фе	за міщн.	за стійк.				
3.56	3.56	3.56	1.00	1.00	1.00	основн	ні	

Результати перевірки (ДБН В.2.6-198:2014)

Переріз	1. Двотавр 50Ш1									
Профіль	50Ш1;(ДСТУ 8768:2018)									
Сталь	С345; ДБН В.2.6-198:2014; Сталь, лист (ДБН В.2.6-198:2014)									
Сортамент	Двотаври сталеві гарячекатані. (ДСТУ 8768:2018)									
відсотки використання за ІГС										
за норм.	стійк.відн.Y1	стійк.відн.Z1	стійк. YZ	стійк.стілки	стійк.поліць					
42.0	35.4	42.7	0.0	33.3	71.3					
відсотки використ. за 2ГС			зведені%%використ.			крок ребер/планок				
гнучк. відн.Y1	гнучк. відн.Z1	ІГС	2ГС	міщ. стійк.						
11.6	34.8	42.7	34.8	71.3	ні					
Перевірка										
Визначальні зусилля										
	№	КЭ	перер.	N, кН	M _y , кН*м	Q _z , кН	M _z , кН*м	Q _y , кН	Склад	Критерій
за норм.	64	2	3	-150.243	-307.378	-40.538	0.000	0.000	1+2+4+6+8	---
стійк.відн.Y1	2	3	3	-150.243	-307.378	-40.538	0.000	0.000	1+2+4+6+8	---
стійк.відн.Z1	2	3	3	-150.243	-307.378	-40.538	0.000	0.000	1+2+4+6+8	---
стійк. YZ	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
стійк.стілки	2	1	1	-159.543	-98.112	-15.779	0.000	0.000	1+2+3+5+7	---
стійк.поліць	2	3	3	-152.812	-268.151	-23.138	0.000	0.000	1+2	---
гнучк. відн.Y1	2	1	1	-95.554	-92.524	-11.506	0.000	0.000	1	---
гнучк. відн.Z1	2	1	1	-95.554	-92.524	-11.506	0.000	0.000	1	---

Отже, надкранова частина підібрана правильно і остаточно приймається двотавр 50Ш1. Результати розрахунку ригеля представлені в таблиці 2.8.



Шифр задачі : каркас

Елемент 5

о б м е ж е н н я , с м						чистий згин
Y max	Z max	Y min	Z min			
70.00	70.00	1.00	1.00			ні
коефіцієнти		L / f	тип розрахунку	крок ребер/ планок	закріпл.	Lef, м
умов. роботи	надійн.					
1.00	1.00	400.00	в пружн.	0.00	багато	8.79

Результати перевірки (ДБН В.2.6-198:2014)

Переріз	1. Двотавр 50Ш1									
Профіль	50Ш1;(ДСТУ 8768:2018)									
Сталь	С345; ДБН В.2.6-198:2014; Сталь, лист (ДБН В.2.6-198:2014)									
Сортамент	Двотаври сталеві гарячекатані. (ДСТУ 8768:2018)									
відсотки використання за ІГС										
за норм.	стійк.відн.Y1	стійк.відн.Z1	стійк. YZ	стійк.стілки	стійк.полиць					
42.0	35.4	42.7	0.0	33.3	71.3					
відсотки використ. за 2ГС			зведені%%використ.			крок ребер/ планок				
гнучк. відн.Y1	гнучк. відн.Z1	ІГС	2ГС	місц. стійк.						
11.6	34.8	42.7	34.8	71.3	ні					
Перевірка	Визначальні зусилля									
	№	КЭ	перер.	N, кН	M _y , кН*м	Q _z , кН	M _z , кН*м	Q _y , кН	Склад	Критерій
за норм.	64	2	3	-150.243	-307.378	-40.538	0.000	0.000	1+2+4+6+8	---
стійк.відн.Y1	2	3	3	-150.243	-307.378	-40.538	0.000	0.000	1+2+4+6+8	---
стійк.відн.Z1	2	3	3	-150.243	-307.378	-40.538	0.000	0.000	1+2+4+6+8	---
стійк. YZ	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
стійк.стілки	2	1	1	-159.543	-98.112	-15.779	0.000	0.000	1+2+3+5+7	---
стійк.полиць	2	3	3	-152.812	-268.151	-23.138	0.000	0.000	1+2	---
гнучк. відн.Y1	2	1	1	-95.554	-92.524	-11.506	0.000	0.000	1	---
гнучк. відн.Z1	2	1	1	-95.554	-92.524	-11.506	0.000	0.000	1	---

Отже, ригель – похила балка, підбрано правильно і остаточно приймається балка 70Б1. Всі елементи сталевго каркасу підбрано вірно.

2.5 Розрахунок основ і фундаментів

Для передачі навантажень із каркасу башти ревізії трансформаторів на основу використовуються пальові фундаменти. Для їх жорсткого об'єднання виконується монолітний ростверк по всій площині цеху.

Палі виконано під кожною колоною (рис. 2.12), але в місці примикання башти ревізії трансформаторів до приміщення центрального оливогосподарства

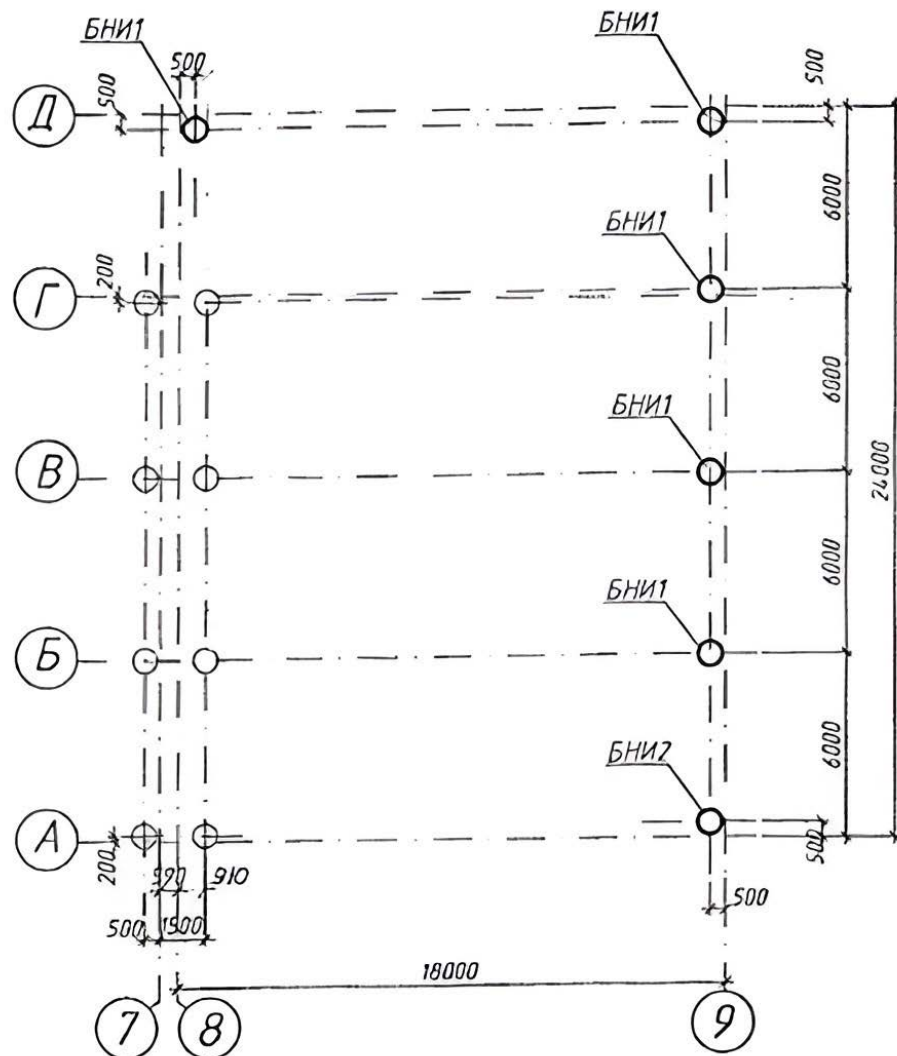


Рисунок 2.12 – Схема пального поля

2.5.1 Інженерно-геологічні параметри

Основою під фундаментом є ґрунти – алевроліти середньої щільності та прошарки маломіцних аргелітів. Вона представлена одним інженерно-геологічним шаром з наступними характеристиками: густина $\rho = 2,55 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 36^\circ$, питоме зчеплення $C = 0,15 \text{ МПа}$, модуль деформації $E = 35 \text{ МПа}$, межа міцності ґрунту на стиск в сухому стані $R_C = 45 \text{ МПа}$.

Рівень ґрунтових вод знаходиться на абсолютній відмітці +63,330 м, самі води є слабо-агресивними.

2.5.2 Конструювання палі

Палі виконані буронабивним методом. Занурення бетону відбувається в металеві обойми, роль обойми відіграє труба діаметром 820 мм і товщиною 8 мм, тому ширина палі становить 820 мм.

Матеріалом буронабивної палі є бетон класу C12/15, W6 (щебінь фракції 10-20 мм) та каркас з робочою арматурою класу A400C та поперечною класу A240C.

Попередньо задаємо довжину палі 15,3 м.

З допомогою ПК ЛІРА-САПР передаємо навантаження в систему ҐРУНТ для того щоб визначити несучу здатність палі, розрахунковий опір основи та осідання. В системі ҐРУНТ задаються фізико-механічні характеристики основи і параметри її залягання.

Несуча здатність заданої палі становить $F_d = 3\,410$ кН, що більше чим максимальне навантаження на фундамент з врахування навантаження на підлогу від технологічного обладнання 10 кПа.

Розрахунковий опір ґрунту на глибині умовної подошви пального фундаменту становить $R = 5\,274$ кПа, що більше середньому тиску під умовною подошвою фундаменту. Коефіцієнти для визначення розрахункового опору підбираються автоматично із таблиць будівельних норм [13].

Максимальне осідання основи становить 2,57 см (рис. 2.13), при допустимому значенні 12 см [14].

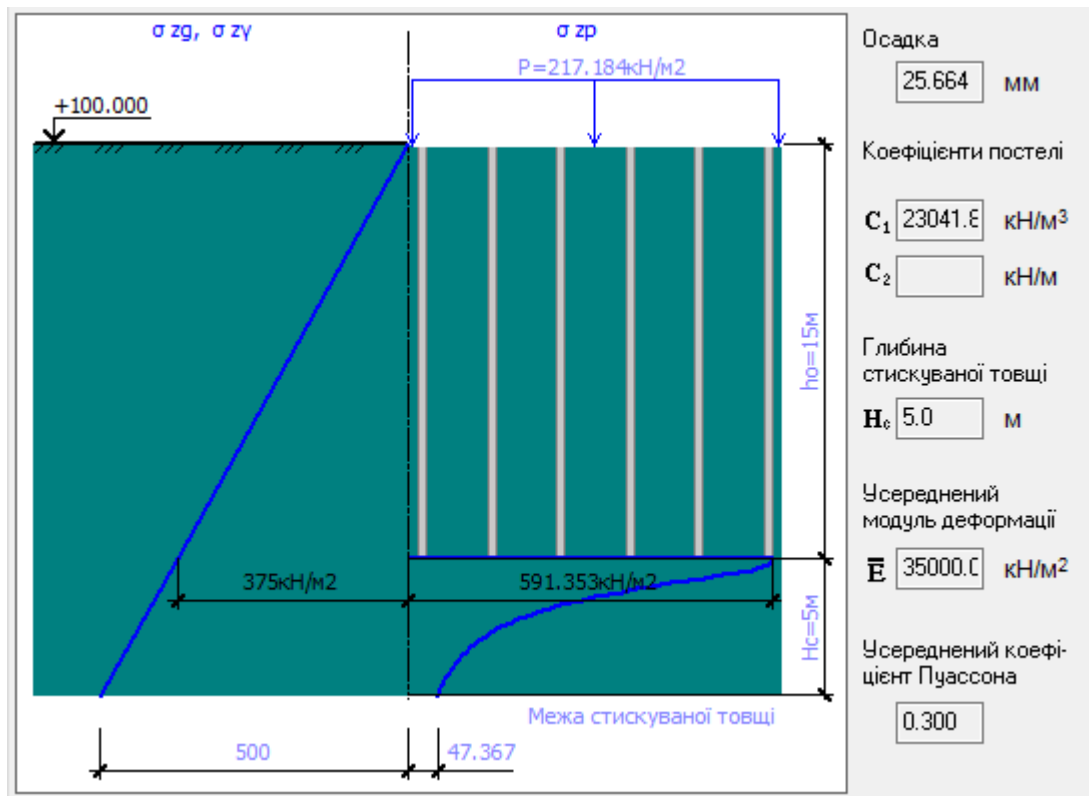


Рисунок 2.13 – Епюра напружень в основі

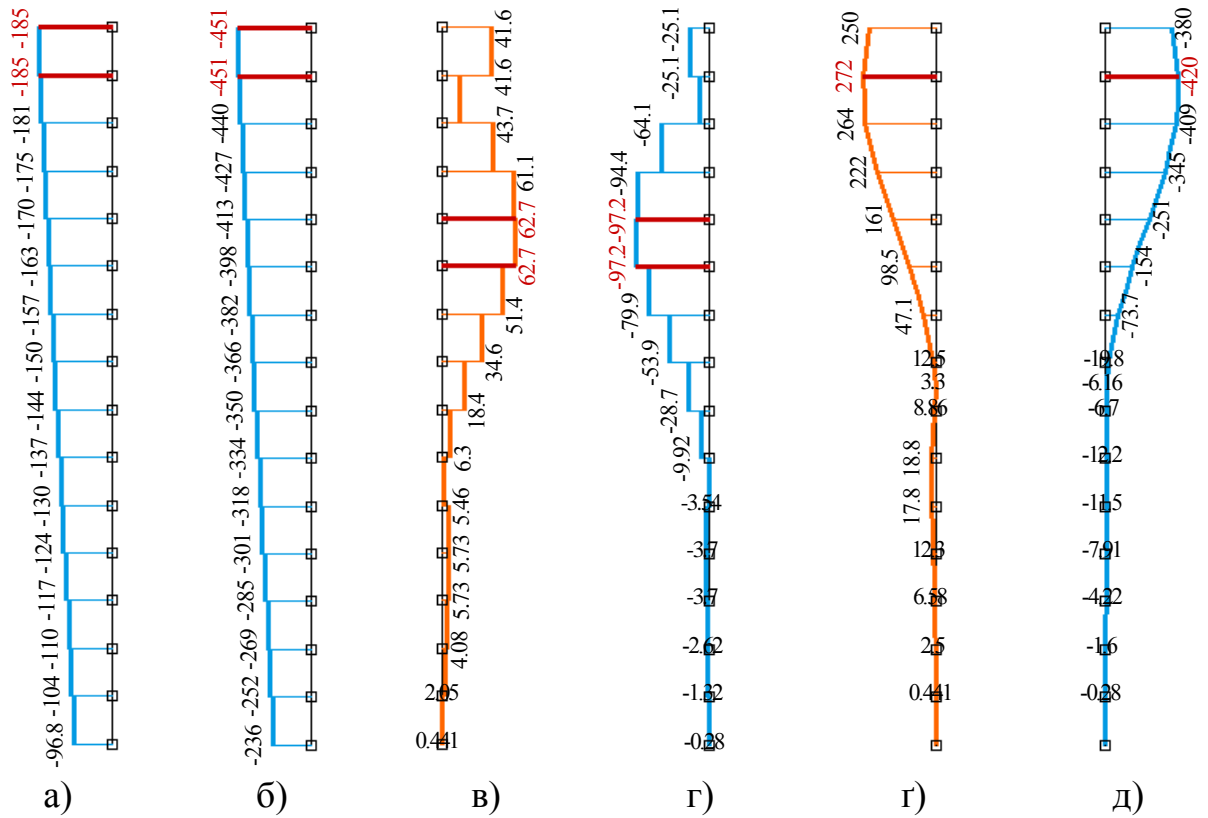
Отже, граничні умови жорсткості основи та несучої здатності палі забезпечені.

Визначимо зусилля та армування буронабивних палей.

Зусилля в палі визначаємо від розрахункових сполучень навантажень, із коефіцієнтами з таблиці 2.4. Для підбору армування використовуються максимальні, за модулем, значення поздовжніх, поперечних та згинальних зусиль (рис. 2.14).

За визначеними зусиллями розраховуємо поздовжню арматуру (рис. 2.15).

Армування палі відбувається по зовнішньому колу із відступом для захисного шару 8 см [15].



а) максимальне поздовжнє; б) мінімальне поздовжнє; в) максимальне поперечне; г) мінімальне поперечне; е) максимальне згинальне; д) мінімальне згинальне

Рисунок 2.14 – Зусилля в стержні палі

Варіант конструювання: Варіант 1
 Розрахунок по РСН; ДБН В.1.2-2:2006_1 (ДБН В.2.6-98:2009)
 Одиниці виміру - см²
 Крок, Діаметр - мм



Площа повної арматури ASI . Кільце. Максимум 40.14 в елементі 25.

Рисунок 2.15 – Епюра армування палі

Отже, за розрахунком максимальна площа армування палі $40,1 \text{ см}^2$

Призначаємо мінімальний відсоток армування – 2 %, площа поперечного перерізу палі становить $5 278,34 \text{ см}^2$, тоді мінімальна площа армування становить – $105,57 \text{ см}^2$, призначаємо 24 стержні А400С $\text{Ø}25$, з загальною площею арматури $117,84 \text{ см}^2$.

Схема армування поперечного перерізу палі зображена на рисунку 2.16.

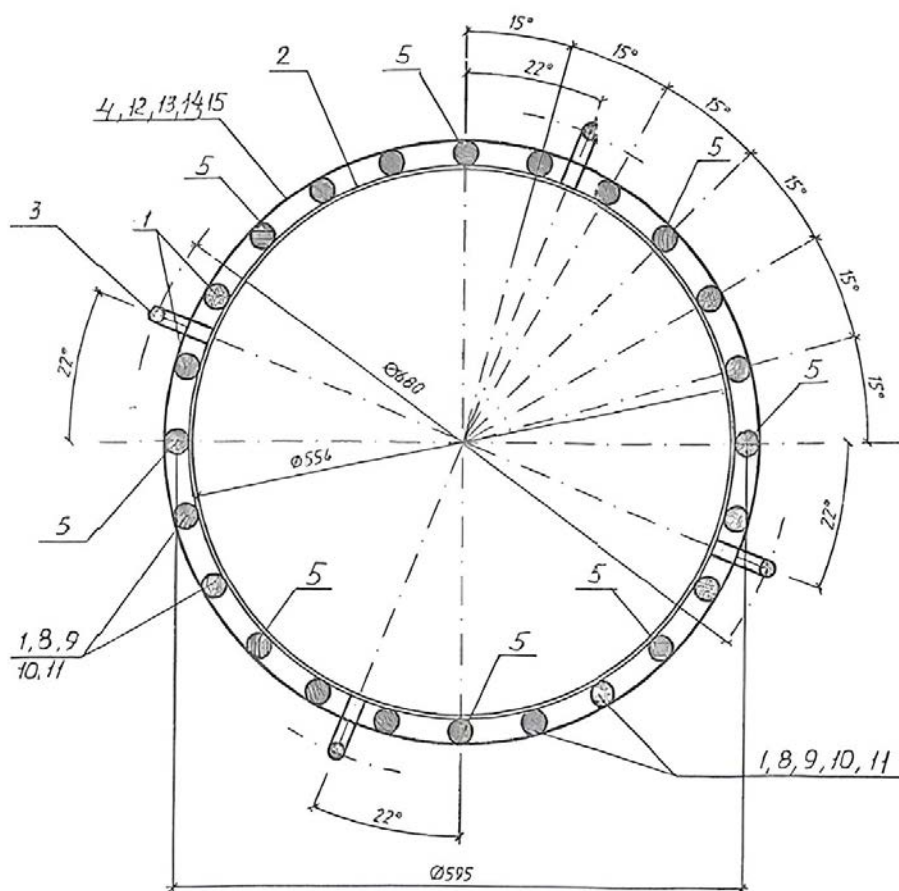


Рисунок 2.16 – Схема поздовжньої арматури буронабивної палі

2.6 Висновки до розділу 2

У даному розділі було створено розрахункову модель і задані на неї розрахункові навантаження. З допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР створено таблиці РСЗ та РСН.

У допоміжній підсистемі СТК-САПР було розраховано сталеві елементи каркасу споруди башти ревізії трансформаторів. Відповідно до розрахунку переріз ступінчастої колони: підкранова частина – внутрішня гілка двотавр 40К1, зовнішня гілка два рівнополицевих кутики 180x12, та лист товщиною 12 мм, решітка і розпір виконано із рівнополицевих кутиків 75x6; для надкранової частини колони – двотавр 50Ш1; до розрахунку ригеля – похила балка двотавр 70Б1.

У допоміжній підсистемі ГРУНТ змодельована основа та пальові фундаменти, визначене осідання основи під умовною підшоною це значення становить 2,75 см.

У допоміжній підсистемі АРМ-САПР визначено армування буронабивної залізобетонної палі. Після уточнення значень площа робочої арматури в перерізі становить 117,84 см².

РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Постановка задачі дослідження

Несучою конструкцією в споруді башти ревізії трансформаторів є сталевий каркас, колони якого є ступінчастими, а ригель – двоскатна суцільна балка. Таке рішення дозволяє зменшити загальну вагу та трудомісткість робіт у порівнянні із залізобетонними конструкціями.

Одним із визначних аспектів, які впливають на надійність та ефективність сталевих конструкцій є дослідження їх напружено-деформівного стану. Даний метод дозволяє проконтролювати напруження в певних областях і в цілому елементі, що сприяє ефективнішому використанню конструкцій і запобігає руйнуванню конструкції при виявленні місцевих перенапружень, які можуть призвести до зміни розрахункової системи.

Оскільки ступінчасті колони виконані як решітчасті елементи. Це дозволяє ефективно використовувати переріз елементів. Тому доцільно було дослідити роботу та НДС ригеля перекриття, встановити його ефективність.

У випадку каркасу для башти ревізії трансформаторів розраховано ригель із суцільної двотаврової балки 70Б1, що встановлена під кутом. Для доведення переваги даної конструкції над прямою балкою виконано дослідження НДС цих елементів. Також перспективною та нетрудомісткою конструкцією, на відміну від кроквяних ферм, є перфоровані сталеві балки [16]. Тому було досліджено їх НДС: для прямої та похилої балки.

3.2 Методика дослідження

Для дослідження напружено-деформівного стану найкраще підходить математичне моделювання методом скінчених елементів. Даний метод представлений в багатьох розрахункових комплексах. У дослідженні [17] визначено, що програмний комплекс ANSYS дає достатню точність розрахунків

для сталевих перфорованих балок, при невеликій трудомісткості виконання. Отже, для дослідження чотирьох типів ригелів обрано вищезгаданий комплекс.

Прямі і похилі суцільні балки мають однаковий поперечний переріз, для оптимального їх порівняння перфоровані балки створено із приблизно однаковим прогином. У зв'язку з виконанням перфорації такі балки будуть легшими ніж суцільні.

Для дослідження за первісний ригель прийнято балку 70Б1, оскільки цей профіль був розрахований в конструкторській частині роботи. Висота даного перерізу становить 691 мм, ширина 260 мм, інші геометричні характеристики вказані на рисунку 3.1.

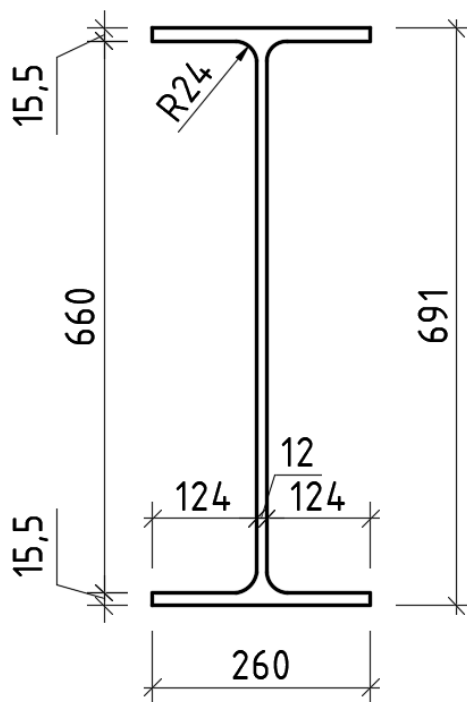
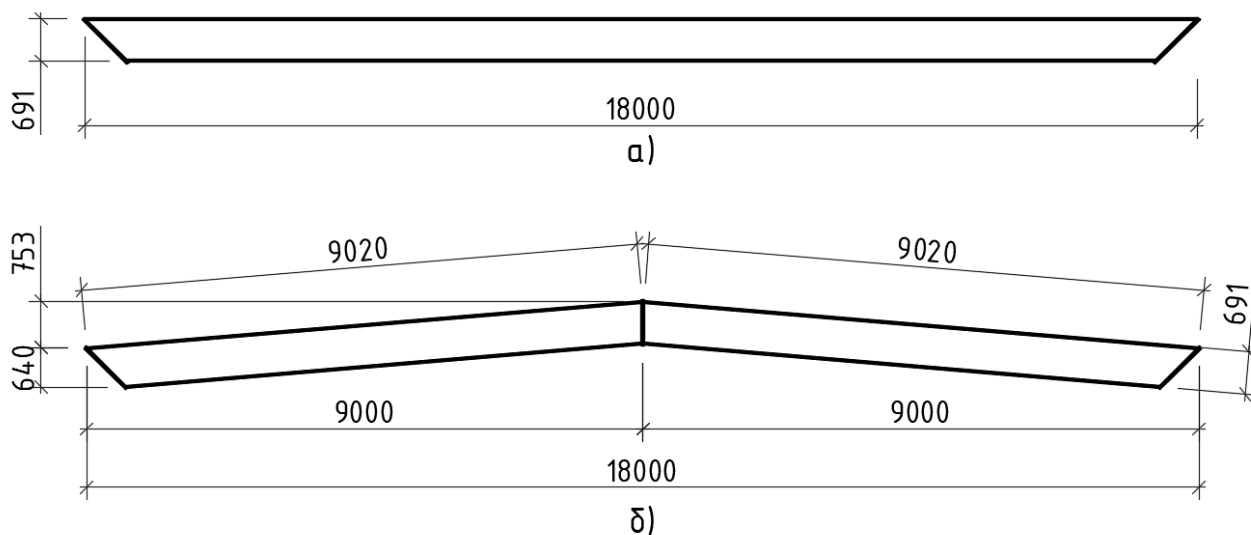


Рисунок 3.1 – Геометричні характеристики перерізу суцільної балки 70Б1

Такий же самий переріз (рис. 3.1) має і суцільна похила балка, оскільки він є для неї первісним. Похила балка має посередині підйом – 753 мм, що створює ухил менше 5° , або, якщо точніше, ухил в $8,37\%$ від довжини однієї частини (рис. 3.2).



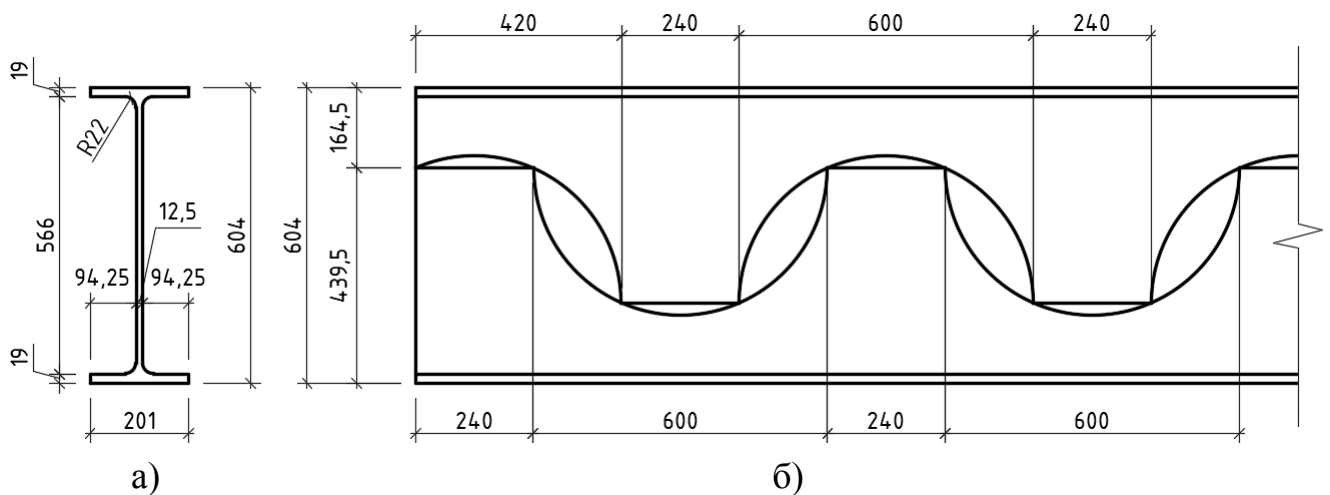
а) пряма балка; б) похила балка

Рисунок 3.2 – Розміри суцільних ригелів

Як наведено в дослідженні [18], перфоровані сталеві балки з круглими отворами мають менші локальні напруження, ніж з шестикутними, тому при дослідженні обрано перфоровані сталеві балки з круглими отворами.

Перфоровану балку підібрано відповідно до норм AISC [19] та каталогів проектування ArcelorMittal [20].

Для створення балки потрібної висоти, підібрано первісну балку – 60Б3 (рис. 3.3 (а)) висотою 600 мм. Параметри перфорації підібрано наступні (рис. 3.3 (б)): діаметр отвору – 620 мм; крок отворів – 840 мм; ширина проміжної стінки – 220 мм; ширина крайньої стінки – 265 мм.



а) поперечний переріз; б) лінія розрізу
Рисунок 3.3 – Первісна двотаврова балка 60Б3

Перфорована балка конструюється накладанням двох частин в прямих місцях зубців, після чого зварюється по всій довжині стінки. Таким чином отримано балку висотою 890 мм (рис. 3.4).

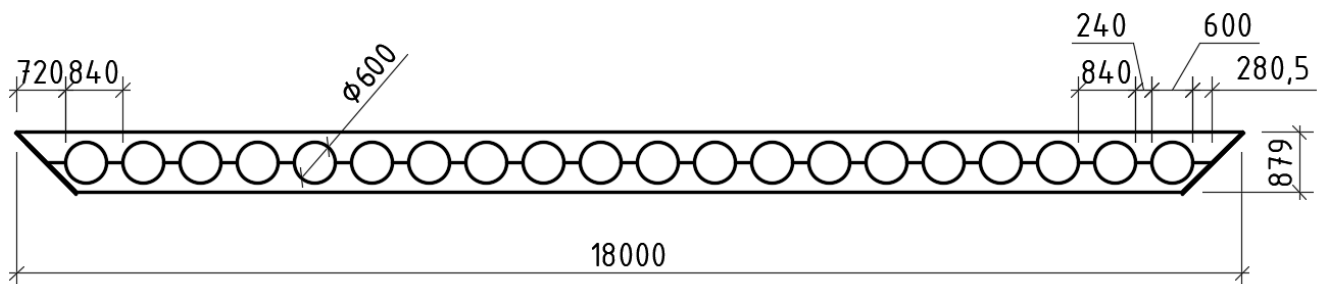


Рисунок 3.4 – Розміри перфорованої балки

Для отримання похилої балки розміщуємо перфоровану під заданим ухилом, в середині встановлюється опорна плита. Розміри перфорації і поперечний переріз залишаються такі ж, як і для прямої перфорованої балки (рис. 3.5).

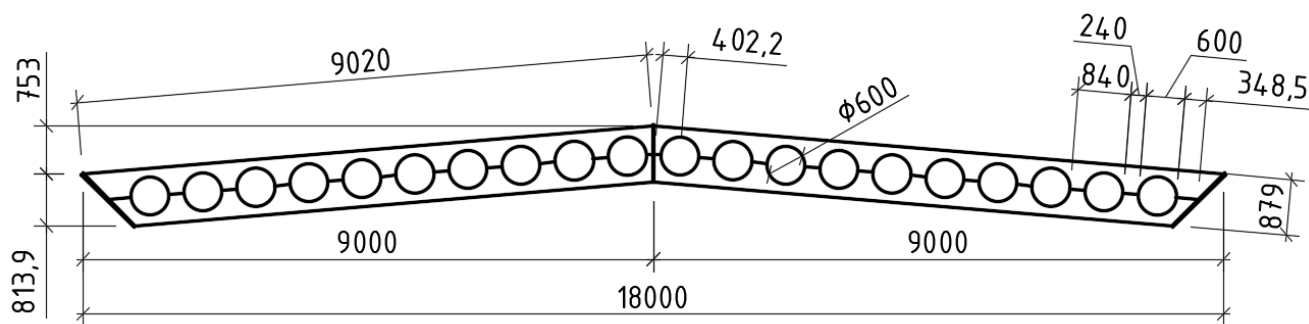


Рисунок 3.5 – Розміри похилої перфорованої балки

За даними рисунками створено числову модель методом скінчених елементів в програмному комплексі ANSYS.

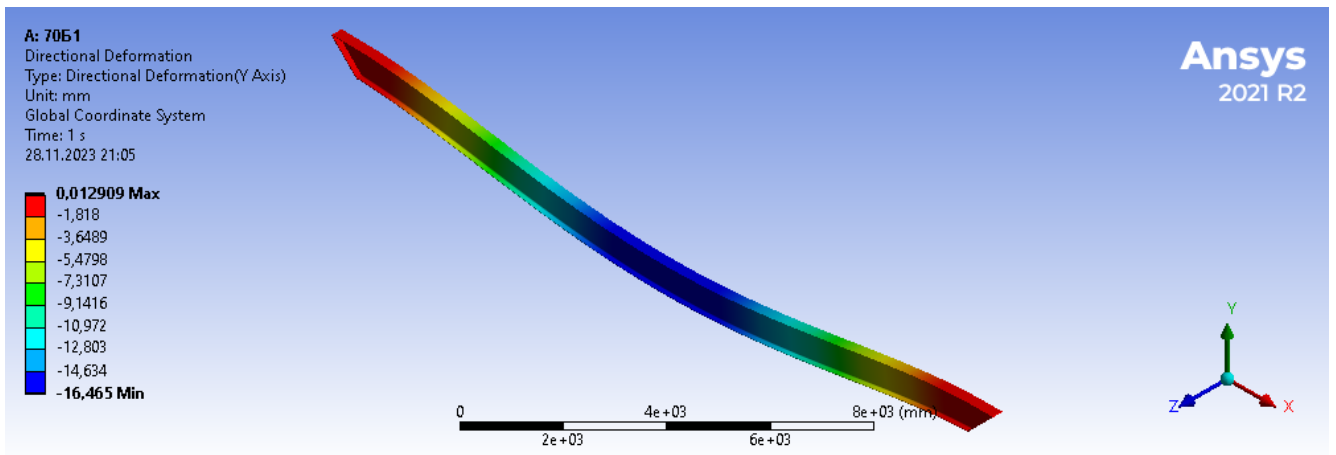
По краях з двох сторін на опорних плитах задається жорстке защемлення, що моделює роботу балку в каркасі, на верхній пояс прикладається розподілене навантаження, зібране в попередньому розділі. Прикладене розрахункове навантаження від власної ваги конструкції перекриття та від снігового покриву, дане значення становить $q = 17,388$ кН/м, зосереджене навантаження тоді – 313 кН.

Матеріалом балки призначена конструкційна сталь класу С255. Розміри скінченого елемента – 20 мм.

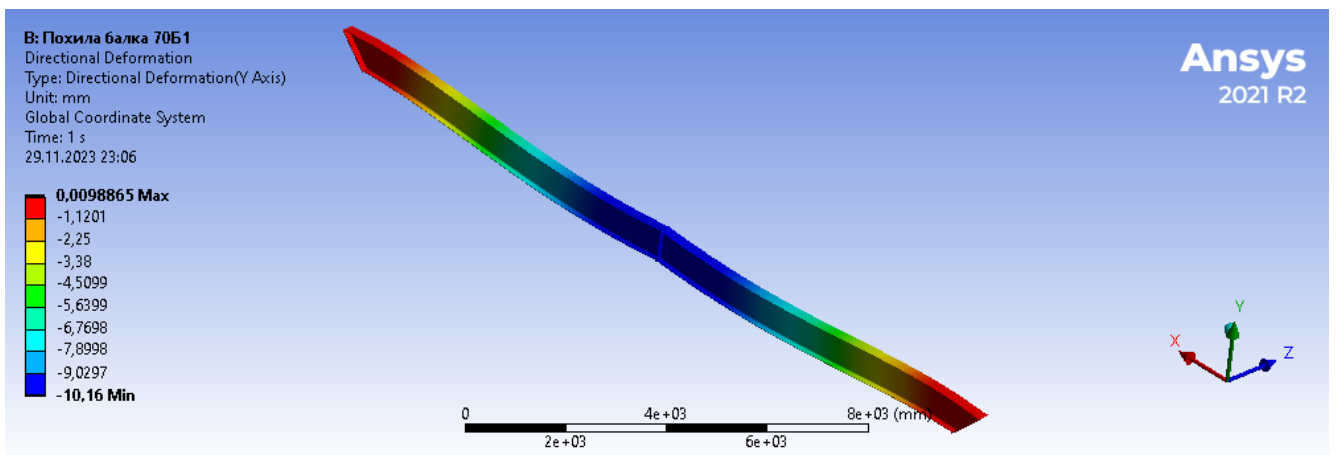
3.3 Результати досліджень

Після моделювання та розрахунку напружено-деформівного стану балок отримано результати, а саме: нормальні, дотичні та еквівалентні напруження (von-Mises), а також прогин та загальну вагу конструкції ригеля.

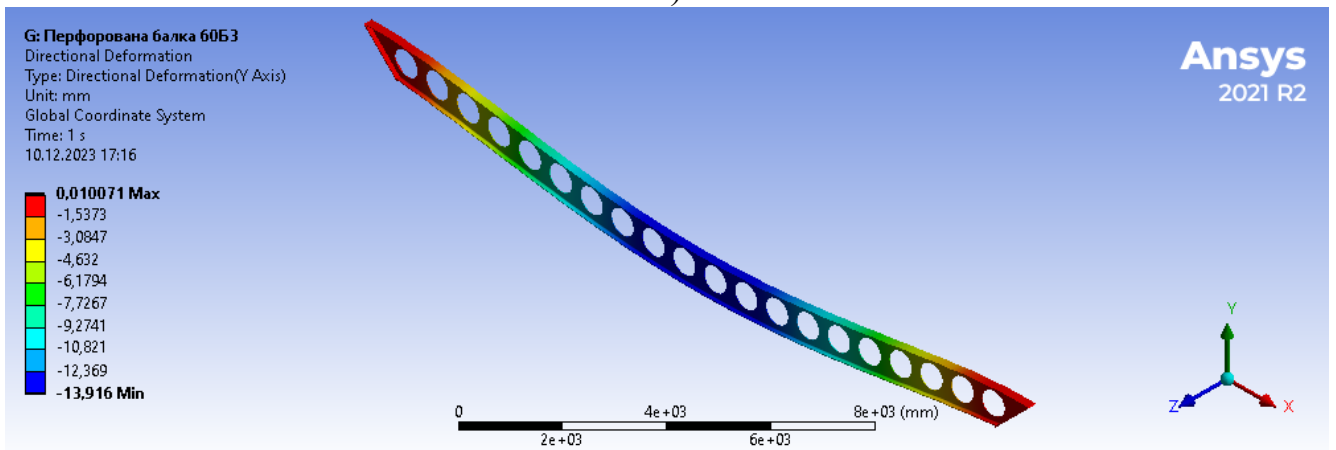
Результати прогину ригелів наведено на рисунку 3.6, а результати максимальних еквівалентних напружень – на рисунку 3.7.



a)

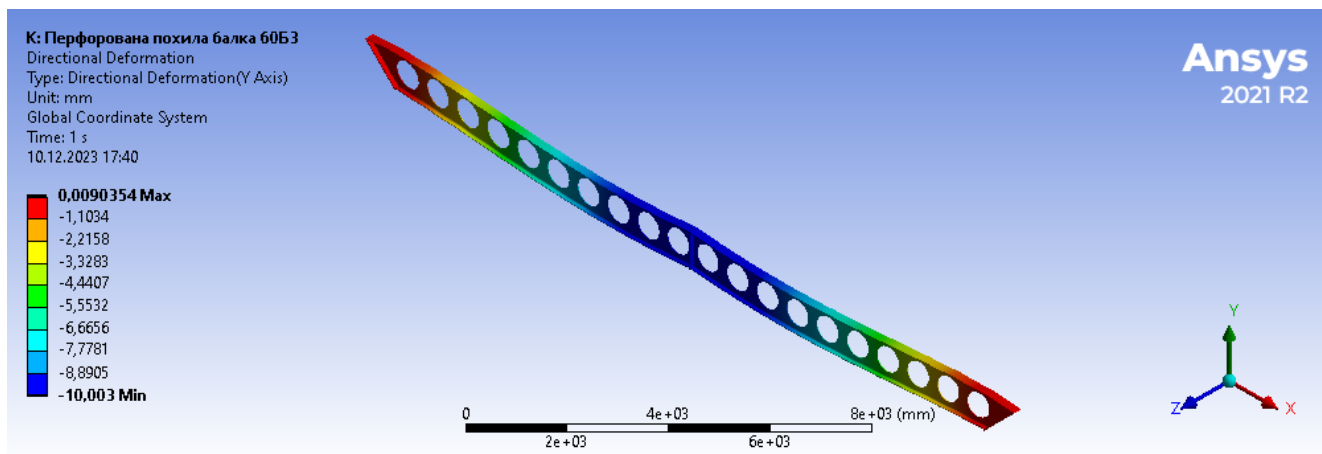


б)

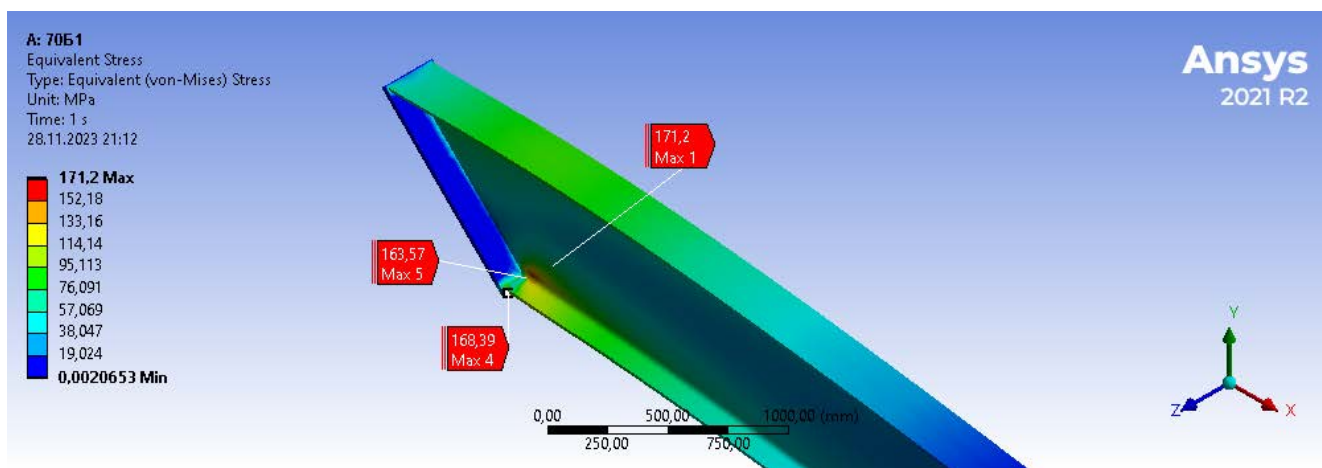


в)

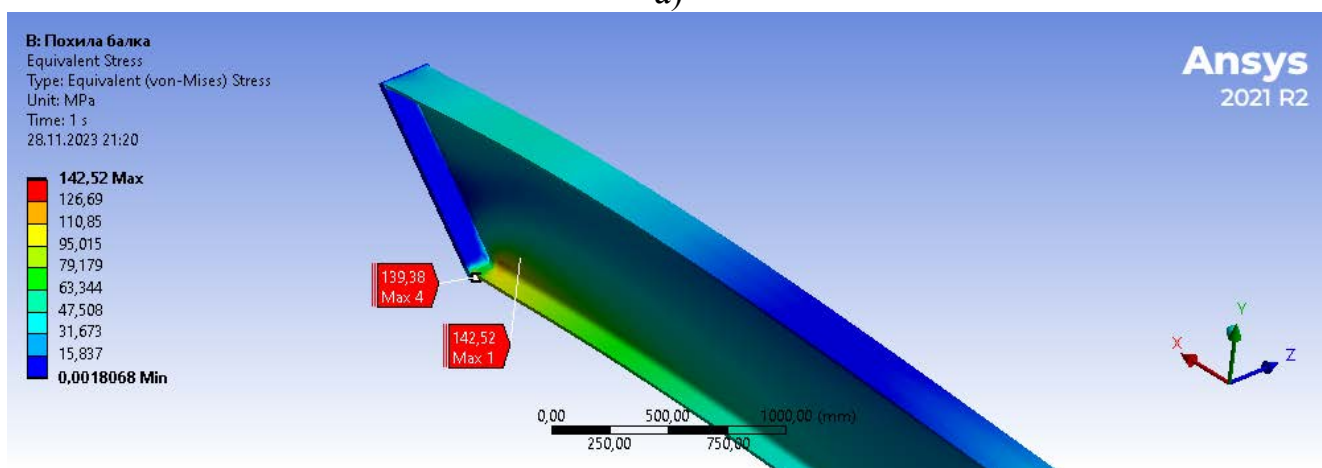
а) пряма балка; б) похила балка; в) перфорована балка; г) перфорована похила балка
 Рисунок 3.6, аркуш 1 – Результати дослідження прогину ригелів



г)
 Рисунок 3.6, аркуш 2

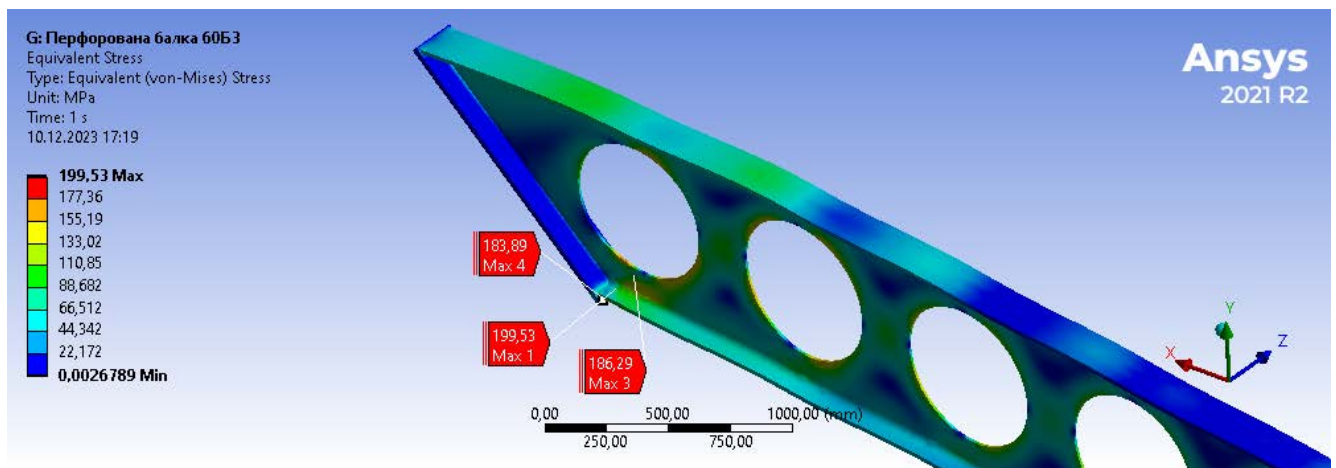


а)

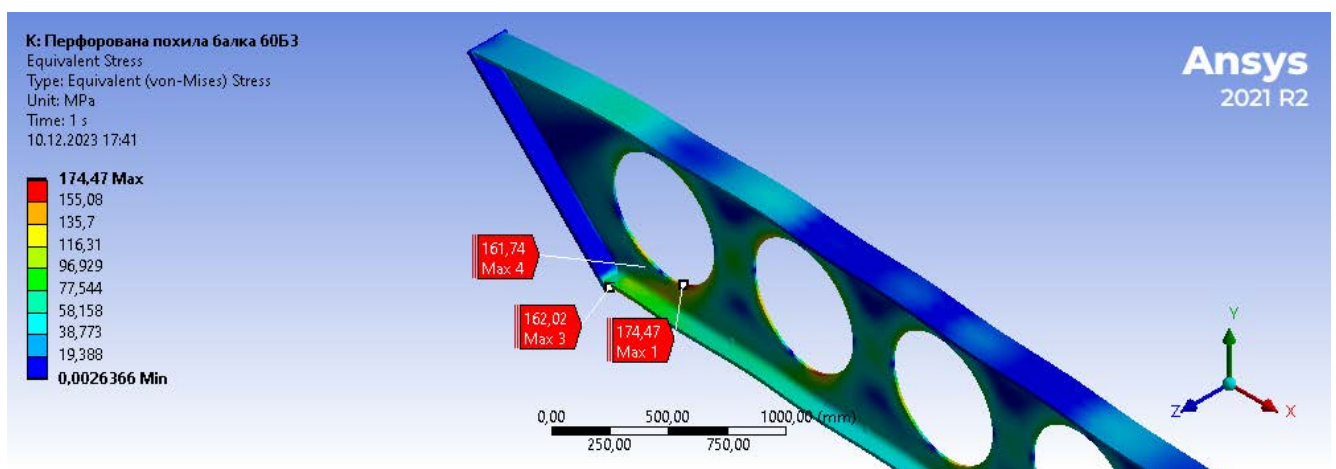


б)

а) пряма балка; б) похила балка; в) перфорована балка; г) перфорована похила балка
 Рисунок 3.7, аркуш 1 – Результати дослідження максимальних еквівалентних напружень в ригелях



В)



Г)

Рисунок 3.7, аркуш 2

Отримані результати досліджень НДС наведено в таблиці 3.1.

Наступним ефективним рішенням пропонується заміна запроєктованого дахового покриття (табл. 2.1) на сандвіч-панелі. Зазначимо, що сандвіч-панелі з мінераловатним заповнювачем застосовані в базовому варіанті проекту цеху, як огорожуючі стінові конструкції. Застосування традиційного дахового покриття з утеплювачем з жорстких мінераловатних плит типу “Rockwool”, поверх якого влаштована цементна стяжка для вирівнювання площини даху. Оскільки будівля відноситься до категорії В, як пожежонебезпечна, то застосуємо сандвіч-панелі з мінераловатним утеплювачем товщиною 100 мм, який є негорючим. Це дозволить зменшити розрахункове навантаження на 14,8 %. Оскільки ухил даху (4,8 %) не перевищує 5 %, то встановлення сандвіч-панелей є допустимим, причому без

влаштування поперечного стику (довжина покрівельного скату є меншою за 12 м). Відстань між прогонами не перевищує 2 м.

Таблиця 3.1 – Максимальні (за модулем) показники напружено-деформівного стану ригелів покриття

Вид ригеля	Прогин, мм	Напруження, МПа			Вага, т
		Нормальні	Дотичні	Еквівалентні	
Пряма балка	16,465	183,31	78,66	171,20	2,348
Похила балка	10,160	139,54	57,62	142,52	2,391
Перфорована балка	13,916	196,98	81,06	199,53	2,049
Перфорована похила балка	10,003	158,16	75,86	174,47	2,095

Оскільки розрахункові навантаження зменшилися, то для моделювання застосуємо перфоровану двоскатну балку з меншим моментом інерції у порівнянні з попереднім варіантом. Для створення такої балки застосуємо первісну двотаврову балку 50Б1. Зазначимо, що вага 1м.п. балки є меншою на 43,8 % у порівнянні з балкою 50Б1 і на 35 % у порівнянні з балкою 60Б3. За описаною вище методикою створено двоскатну похилу балку постійного за висотою перетину 700 мм (як і в балки 70Б1).

Розрахунок проведено за допомогою спеціалізованого комплексу прикладних програм SolidWorks за методикою [17].

На рис. 3.8 представлено прогин двоскатної похилої балки суцільного перетину 70Б1 під дією розрахункових навантажень (початковий варіант 1), а на рис. 3.9 – прогин балки подібної конструкції з такою ж висотою 700 мм, тільки перфорованої (варіант 3).

Имя модели: Балка 70Б1 без перфорации двусторонняя
 Название исследования: Статический 1(-Default-)
 Тип эпоры: Статическое перемещение Перемещение1

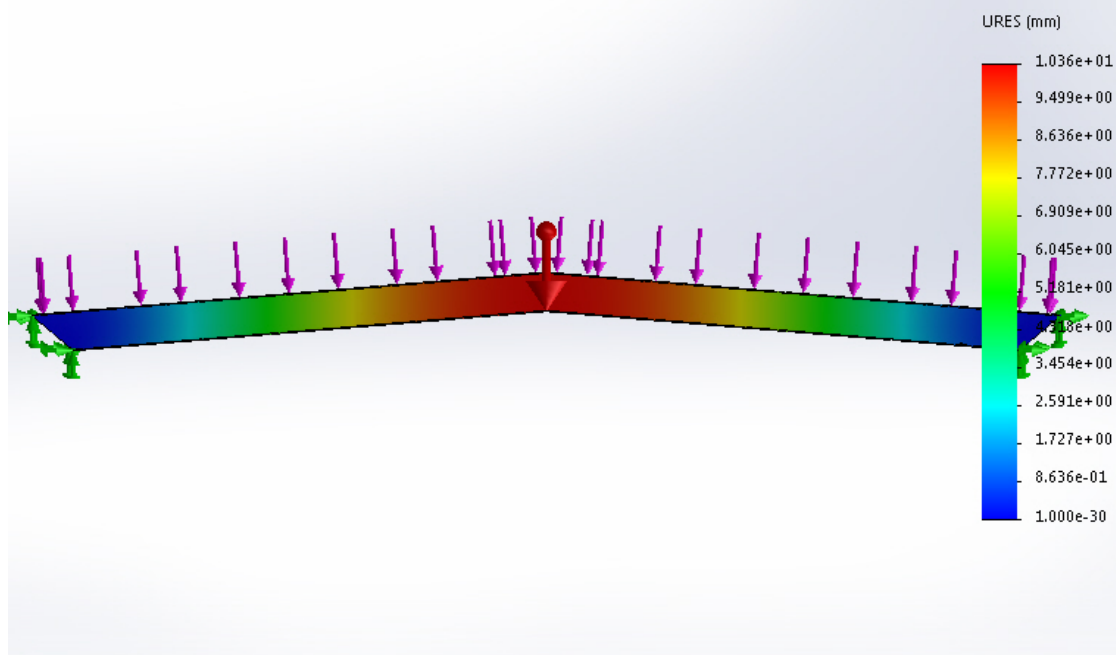


Рисунок 3.8 – Прогин двоскатної суцільної балки постійного перетину

Имя модели: Балка 50Б1 з перфорацією двостороння
 Название исследования: Статический 1(-Default-)
 Тип эпоры: Статическое перемещение Перемещение1

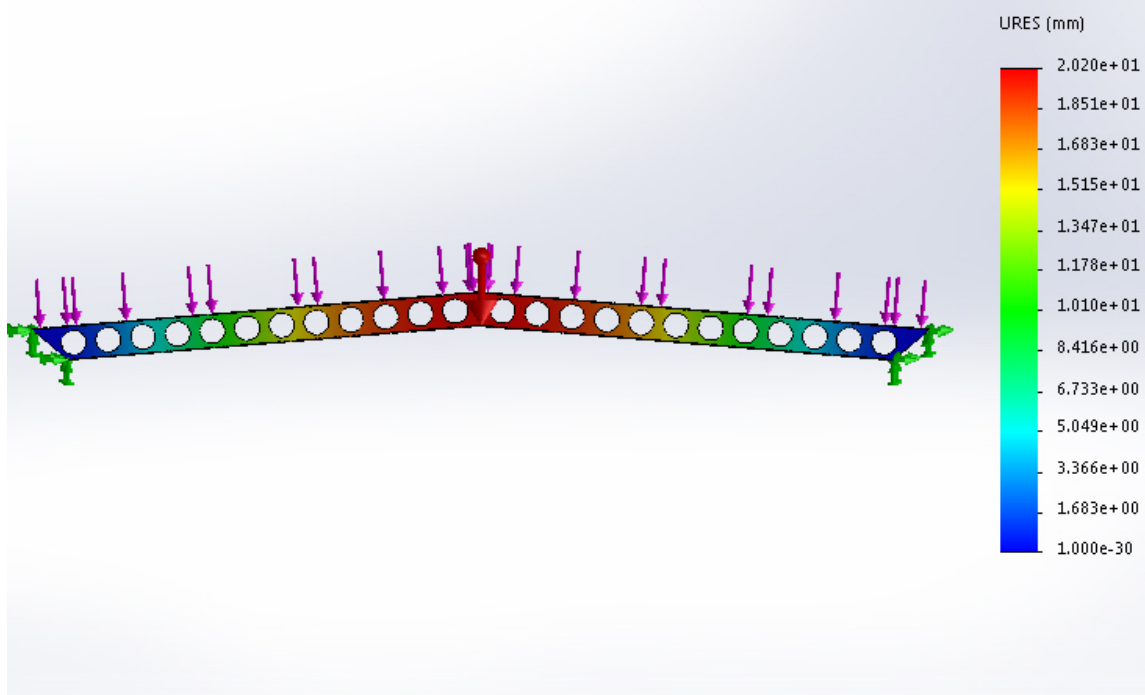


Рисунок 3.9 – Прогин двоскатної перфорованої балки постійного перетину

Аналізуючи результати, зазначимо, що похибка при оцінюванні прогину балок за варіантами 1 і 3 складає 1,9 %. Таким чином, збіжність результатів, отриманих в програмах ANSYS і SolidWorks є доброю.

Прогин перфорованої балки (варіант 3) складає 20,2 мм, що вдвічі перевищує прогин балок за варіантами 1 і 2 (див. табл. 3.1). Проте отримані значення прогину 2,02 см не перевищують допустимих значень 7,2 см. Але вага однієї двоскатної балки за варіантом 3 є меншою на 1,03 тонни у порівнянні з варіантом 1 і на 0,77 тонни у порівнянні з варіантом 2.

3.4 Висновки результатів досліджень

Досліджено два види ригелів перекриття – прямі та похилі балки, для кожного виду створено по два типи конструкцій – суцільна та наскрізна (перфорована).

Якщо порівнювати суцільні перерізи, то похила балка має на 62% менший прогин, ніж пряма, із врахуванням майже однакової ваги, різниця становить менше 2%. Надання ухилу ригелю також зменшує напруження в його поперечному перерізі, максимальні еквівалентні напруження виникають біля місця обпирання конструкції на колону, і для похилої балки вони менші на 20%, аніж для прямої.

При дослідженні перфорованих балок, також спостерігається дана тенденція, прогин похилої майже на 39% менший від прямої, а максимальні еквівалентні напруження виникають також біля місця обпирання та навколо контуру отвору перфорації, і для похилої балки вони менші на 24%, при різниці близько 2% за вагою.

При порівнянні однакового виду балок, але суцільних з перфорованими, помітно, що прогини відрізняються, для прямих балок перфорована має значення на 18% менше, а для похилих, перфорована має всього лиш на 1,6% менше значення від суцільної.

Така мала різниця значень між похилими балками у порівнянні з прямими виникає тому, що похила балка при найменшому ухилі починає працювати на розпір, що викликає поздовжні зусилля, а при такому зусиллі напруження тим менші, чим більший поперечний переріз.

Різниця у вазі перфорованих і суцільних балок становить приблизно 15%.

Отже, перфоровані балки можуть зменшити вагу конструкції, при покращенні або невеликій зміні їх НДС відносно суцільних балок. При прямих балках, використання перфорованих має більш значимий ефект, оскільки зменшує вагу на 15% і прогини ригеля на 39%. А при задані ухилу балкам, ефективність використання перфорованих знижується, відносно прямих, хоча таке використання ригеля є теж ефективним, зменшивши вагу конструкції більше ніж на 14%. Також, як вказано в роботах [21, 22], при зміні форм і розмірів перфорації можна досягнути ще кращих результатів для даних ригелів.

Суттєвого зменшення ваги ригеля можна також досягти при одночасному застосуванні сандвіч-панелей для дахового покриття та перфорації ригеля, що й було продемонстровано при дослідженні НДС балок за варіантом 3.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Загальні положення

В сучасних умовах будівельна галузь України стикається з численними викликами та ризиками, пов'язаними з надзвичайними ситуаціями, такими як природні катастрофи, техногенні аварії, пожежі, воєнні дії та інші події, які можуть загрожувати безпеці працівників. Забезпечення безпеки та охорони праці в цих умовах стає важливим завданням, яке потребує уваги та компетентності всіх учасників будівельного процесу. Дане питання регламентується ДСТУ 8773:2018 «Склад та зміст розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту в складі проектної документації на будівництво об'єктів. Основні положення» [23].

Основними завданнями проектування є визначення можливих загроз та ризиків, що можуть виникнути під час експлуатації споруд. Передбачення основних надзвичайних подій дозволить зміцнити конструкцію та зменшити вплив таких явищ на конструкцію, для збереження безпеки та зменшення економічних ризиків. Це регламентовано наступними нормами – ДБН В.1.2-14:2018 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» [24].

Основним методом зменшення людські жертв є проведення навчань, ознайомлення з видом небезпек та підготовка всіх кадрів до ймовірних надзвичайних ситуацій. Основні поняття про охорону праці, для всіх, хто має відношення до будівництва та експлуатації споруди, знаходяться в ДСТУ 2293:2014 «Охорона праці. Терміни та визначення основних понять» [25].

Держава відіграє ключову роль у визначенні стандартів та встановленні правил щодо охорони праці в будівельній галузі. Законодавство повинно враховувати ризики надзвичайних ситуацій та встановлювати обов'язкові вимоги для будівельних підприємств.

Органи державного контролю відіграють важливу роль у забезпеченні дотримання підприємствами встановлених вимог та нормативів. Регулярні перевірки та аудити сприяють виявленню можливих порушень та вжиттю заходів для їх усунення. Це все передбачено Законом України «Про охорону праці» [26].

Важливість охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях в будівельній галузі в Україні важко переоцінити. Систематична підготовка персоналу, використання відповідних засобів індивідуального захисту та дотримання вимог законодавства є необхідними умовами для забезпечення безпеки працівників та мінімізації ризиків в надзвичайних ситуаціях. Держава, підприємства та працівники повинні спільно працювати над створенням безпечного та захищеного робочого середовища.

4.2 Аналіз потенційних небезпек та ризиків

Проектування та будівництво вимагають комплексного підходу до забезпечення безпеки праці на будівельних об'єктах. Аналіз потенційних небезпек та ризиків визначається на кожному етапі проектування та будівництва з метою забезпечення безпеки робочого персоналу та збереження навколишнього середовища.

Проектування та будівництво споруд поділяється на декілька етапів.

Перший етап – це фаза проектування, де визначаються технічні параметри та вимоги. Під час цього етапу слід правильно підібрати будівельний матеріал, враховуючи методи експлуатації споруд та властивості матеріалів та їх технології монтажу.

Під час проектування, за можливістю, потрібно підбирати екологічно чисті матеріали, що не нашкодять робітникам та людям, які будуть перебувати в приміщенні та навколишньому середовищу. Також бажано виключити небезпечні технології монтажу чи виконання інших будівельних робіт.

Другий етап – це підготовчі та загальнобудівельні роботи. Цей етап є найбільш небезпечним через значну кількість загроз для будівельників та іншого

персоналу. Кожна людина, яка потрапляє на будівельний майданчик, повинна знати правила поведінки у місці підвищеної небезпеки.

На цьому етапі інженер з охорони праці, повинен слідкувати за правильним використанням будівельних механізмів та різного обладнання. На будівництві використовується електричне, пневматичне, гідравлічне та інше обладнання, поведінка поведінки з цими різними інструментами відрізняється, тому працівник має бути повністю ознайомлений із його правилами використання.

Третій етап – монтаж огорожуючих конструкцій та інженерних систем. Даний етап пов'язаний із роботою на висоті, що є небезпечним для робітників і оточуючих.

Таким чином, систематичний аналіз потенційних небезпек та ризиків на різних етапах проектування та будівництва є ключовим елементом ефективної системи охорони праці в будівельній галузі, спрямованої на забезпечення безпеки працівників та відповідального ставлення до довкілля.

4.3 Система безпеки та контроль за охороною праці

На будівельному майданчику повинна бути організована система безпеки, вона включає в себе: призначення відповідальних за охорону праці; розроблення заходів із охорони праці; ознайомлення всього персоналу із правилами охорони праці; передбачені первинні медичні пункти, для надання екстреної допомоги; створенні протипожежні заходи та плани евакуації із будівельного майданчику.

На будівельному майданчику слід призначити відповідальних осіб за організацію та забезпечення безпеки праці. Ці особи повинні мати відповідні знання та навички, а також права та повноваження для вживання заходів щодо запобігання та управління ризиками.

Персонал має проходити регулярні тренінги та навчання з питань безпеки праці. Це повинно включати інструктажі з використання захисного спорядження, правильного виконання робіт, та реакції на екстрені ситуації. Навчання також повинно охоплювати процедури взаємодії з екстреною медичною допомогою.

Також повинно бути забезпечено швидкий доступ до екстреної медичної допомоги. Спеціально обладнаний медичний пункт, який розташований в найближчому безпечному і доступному місці в межах майданчика. Місце розташування медичної пункту повинно бути чітко позначене на всіх ситуаційних планах евакуації та надзвичайних ситуацій.

Під час виконання будівельних робіт, обов'язковим є використання засобів індивідуального захисту. Усі працівники повинні користуватися відповідним особистим захисним спорядженням відповідно до характеру роботи та потенційних ризиків. Це включає в себе захист від ударів, забруднення, хімічних речовин та інших потенційно небезпечних факторів.

Відповідальні особи повинні проводити регулярний контроль за станом та ефективністю захисного спорядження. Це включає перевірку на наявність пошкоджень, зношеності, та правильного використання. Всі працівники повинні бути належним чином навчені та підтримувати своє спорядження в належному стані.

Для забезпечення здоров'я всім хто знаходиться в межах або поза будівельного майданчику, повинен проводитись моніторинг якості повітря та інших параметрів, таких як рівень шуму та освітлення. Це дозволяє вчасно виявляти потенційно небезпечні умови та вживати заходів для їх усунення.

Проведення аналізу робочого середовища для визначення можливих джерел забруднення чи небезпеки та розробка заходів для їх усунення або мінімізації. Ця дія може включати нормалізацію часу та методів поводження з хімічними речовинами, обмеження тривалості роботи в умовах підвищеної небезпеки: температури, тиску, висоти чи вологості, та інші заходи.

4.4 Дії в надзвичайних ситуаціях

Надзвичайні ситуації на будівельних об'єктах можуть виникнути внаслідок різних факторів, таких як природні катастрофи, техногенні аварії, вибухи, пожежі, а також неконтрольоване розголошення шкідливих речовин. Забезпечення

безпеки праці в умовах надзвичайних ситуацій є ключовим елементом системи охорони праці на будівельному майданчику.

4.4.1 План евакуації при надзвичайних ситуаціях

Усі будівельні об'єкти повинні мати чіткий та деталізований план евакуації, спроектований для ефективного та безпечного виведення працівників та інших осіб з будівлі чи будівельного майданчику у випадку надзвичайної ситуації.

Перед початком будівельних робіт необхідно визначити та чітко позначити евакуаційні шляхи, забезпечуючи їх легкий доступ та розуміння для всіх працівників. Це включає у себе визначення основних та запасних маршрутів евакуації. Робітники на своїх місцях повинно чітко знати свої маршрути евакуації, щоб запобігти скупчення людей.

На будівельному майданчику або поза його межами повинні бути визначені безпечні точки збору під час евакуації. Точки збору повинні бути розташовані на відстані від будівлі, щоб уникнути можливих небезпек. Вони мають бути явно позначені та обладнані необхідними засобами для надання домедичної допомоги. Безпечні зони повинні бути визначені так, щоб забезпечити максимальний захист від потенційних небезпек і бути як тимчасове укриття, для захисту від різних чинників.

План евакуації повинен докладно описувати процедури реагування на різні надзвичайні ситуації, такі як пожежа, викиди шкідливих речовин та інші події. До початку виконання робіт, повинно бути визначені ролі та обов'язки працівників під час евакуації, використання засобів тушіння пожеж, а також інші конкретні заходи для ліквідації надзвичайної ситуації.

Задля локалізації наслідків виникнення пожеж, вся територія повинна бути обладнана протипожежними засобами екстреного реагування. Якщо пожежа яка виникла має велику швидкість поширення, потрібно одразу виконувати план евакуації, не намагаючись її локалізувати. Також у відповідних і доступних

місцях повинна розміщуватись кнопка екстреного виклику служби з надзвичайних ситуацій.

При викиді шкідливих речовин, потрібно як найшвидше покинути дане місце розповсюдження, а якщо це займе багато часу, потрібно в першу чергу одягнути засоби індивідуального захисту, відповідно до характеристики речовин, що поширюються. Також необхідно сповістити про це органи місцевої влади, для вчасної евакуації населення.

План евакуації повинен бути регулярно переглянутим та оновленим враховуючи будь які зміни в будівлі чи умовах довкілля. Навчання працівників щодо виконання плану має проводитися періодично для забезпечення їх готовності та відповідальності під час надзвичайних ситуацій.

4.4.2 Система сповіщення при надзвичайних ситуаціях

Ефективна система сповіщення є ключовим елементом забезпечення безпеки та швидкого реагування в разі надзвичайних ситуацій на будівельному об'єкті. Вона включає в себе чіткі процедури та засоби зв'язку для ефективного передавання інформації та координації дій працівників.

Державні норми регламентують системи оповіщення при надзвичайних ситуаціях ДБН В.2.5-76:2014 "Автоматизовані системи раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення" [27].

У разі виявлення загрози система раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення повинна:

- автоматично здійснювати інформування про виявлену загрозу відповідальних осіб, на яких покладено виконання певних дій щодо недопущення виникнення НС або мінімізації негативних наслідків у разі її виникнення;

- за командою оператора СРВНСО здійснювати оповіщення та передавання до СЦТПС відповідних тривожних сигналів разом із ідентифікатором формалізованого в електронних картках аварії прогнозованого сценарію розвитку

НС, а за відсутності реагування оператора – автоматично відповідного найгіршого сценарію розвитку НС.

Для забезпечення оповіщення працівників об'єкта та населення у разі виникнення НС регіонального або державного рівня СРВНСО повинна забезпечити необхідне резервування і дублювання, бути технічно сполучена з територіальною автоматизованою системою централізованого оповіщення населення.

Виявлення ознак загрози виникнення НС здійснюється засобами автоматики СРВНСО з подальшим інформуванням оператора СРВНСО та виробничого персоналу, відповідального за функціонування потенційно небезпечної технологічної ділянки, цеху, складу.

Первинною інформацією для виявлення СРВНСО ознак загрози виникнення НС та визначення можливих сценаріїв хімічно небезпечних об'єктах є інформація щодо:

- концентрації у повітрі газоподібних небезпечних хімічних речовин;
- метеорологічних умов: напрямок та швидкість вітру, температура повітря, стан атмосфери (конвекція, інверсія, ізотермія);
- рівня небезпечних хімічних речовин у резервуарах, ємкостях, апаратах;
- наявності витоку небезпечних хімічних речовин;
- температури небезпечних хімічних речовин та газоподібних сумішей у трубопроводах, резервуарах, ємкостях, апаратах.

Теж саме на радіаційно небезпечних об'єктах є інформація щодо:

- потужності іонізуючого випромінювання;
- рівня забруднення середовища радіоактивними речовинами.

Теж саме на гідротехнічних спорудах (у тому числі на гідроелектростанціях) є інформація щодо:

- деформації елементів споруди;
- частоти обертання валу гідроагрегата;
- осідань та горизонтальних зміщень елементів споруди;
- фізико-хімічних параметрів води;

- рівнів верхнього та нижнього б'єфів;
- появи та рівня води у приміщеннях оглядової галереї, турбінному приміщенні, приміщеннях головних виводів генераторів;
- режимів пропуску повеневих та паводкових вод.

Остаточний перелік вихідних даних визначається у технічному завданні на проектування конкретної СРВНСО, яке розробляється на підставі розроблених ПЛАС, а для небезпечних будівель, споруд і територій (висотні будівлі, димові труби, градирні, просторові конструкції покриттів, дамби, мости, тунелі, зсувні ділянки територій) - на підставі паспорта їх технічного стану та відповідних звітів, складених у рамках науково-технічного супроводу, що проводиться у відповідності з ДБН В.2.2-24, ДБН В.1.2-14 та ДБН В.1.2-5, іншими нормативними актами.

На об'єктах, від яких у разі виникнення НС, зона можливого ураження поширюється на населені пункти або території інших підприємств, установ і організацій, у складі СРВНСО створюються локальні системи оповіщення. У разі можливості транскордонного впливу аварії транскордонне оповіщення здійснюється у цілодобовому режимі згідно із міжнародними договорами

Спеціальні системи оповіщення створюються на гідротехнічних спорудах і територіях, які потрапляють у зону катастрофічного затоплення внаслідок руйнування однієї або декількох гребель водосховищ, уздовж аміакопроводів, магістральних і відвідних нафто-, газопроводів та на атомних електростанціях і територіях у 30-км зоні навколо атомної електростанції (50-км зоні для Запорізької АЕС).

Оповіщення здійснюється відповідно до Положення з організації оповіщення про загрозу або виникнення надзвичайних ситуацій та організації зв'язку у сфері цивільного захисту.

Оповіщення про загрозу виникнення НС або про виникнення НС здійснюється за допомогою спеціалізованих пристроїв оповіщення, до яких підключаються кінцеві засоби інформування та оповіщення, а також за допомогою персональних засобів зв'язку.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблений проєкт башти ревізії трансформаторів в Чернівецькій області для забезпечення роботи гідроелектростанції. Встановлене місце розташування споруди, визначені її характеристики та вибрані основні матеріали. Відповідно до норм зібране навантаження, яке діє на каркас споруди.

В роботі використані найпоширеніші в Україні будівельні матеріали – сталь і залізобетон.

Запроєктовано каркас споруди а також її фундамент. Розрахунок конструкції виконано в програмному комплексі ЛІРА-САПР (використовуючи підсистеми СТК-САПР, ГРУНТ та АРМ-САПР) із автоматичним підбором поперечних перерізів елементів, відповідно до зусиль, які виникали при розрахункових сполученнях навантажень, з дотриманням норм проєктування та будівництва України.

У кваліфікаційній роботі також проведено дослідження напружено-деформівного стану ригеля перекриття. Досліджено два види ригелів – прямі і похилі, і для кожного з них два типи – суцільні та перфоровані.

Встановлено, що похилі балки мають на 40% менший прогин ніж прямі.

Виявлено, що прогини перфорованих балок на 18% та 1,6% менші, ніж для суцільних, прямих та похилих відповідно. При цьому зменшення ваги перфорованих балок склало майже 15%.

Суттєвого зменшення ваги ригеля можна також досягти при одночасному застосуванні сандвіч-панелей для дахового покриття та перфорації ригеля, що й було продемонстровано при дослідженні НДС балок за варіантом 3.

Визначено, основні небезпеки та ризики на будівництві, а також наведено рекомендовані дії під час надзвичайних ситуацій.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Нілов О.О. Металеві конструкції. Загальний курс / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І. Білик, Л.І. Лавриненко, І.Д. Белов, В.О. Володимирський // підручник – К.: Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.
2. Хоменко О.Г. Сталеві конструкції у будівництві // Підручник для студентів вищих навчальних закладів – Глухів, 2018. – 347 с.
3. І. М. Підгурський, к.т.н., доцент, Д. З. Биків, А. М. Топільчук, В. А. Давідчук Дослідження напружено-деформівного стану конструкцій сталевих каркасів // Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопіль, 6-7 грудня 2023) – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2023. – 81-82 с
4. ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності) [Чинний від 24.06.2019]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 14 с.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.) [Чинний від 01.01.2007]. Вид. офіц. Київ: МІНБУД УКРАЇНИ, 2006. 75 с.
6. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.
7. ПРОГРАМНИЙ КОМПЛЕКС ЛІРА-САПР® Приклади розрахунку і проектування. LIRALAND Group. Електронне видання, 2022 – 635 с.
8. ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент [Чинний від 01.01.2019]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2018. 5 с.
9. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент [Чинний від 01.01.2019]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2018. 10 с.
10. ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент [Чинний від 01.07.2016]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016. 11 с.

11. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування [Чинний від 01.01.2007]. Вид. офіц. Київ: МІНБУД УКРАЇНИ, 2006. 15 с.
12. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014. 199 с.
13. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. [Недіючий від 01.01.2019]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд, 2011. 86 с.
14. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення [На заміну ДБН В.2.1-10-2009, Чинний від 01.01.2007]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд, 2018. 36 с.
15. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 01.06.2020]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2011. 71 с.
16. Підгурський І.М., Слободян В.В., Підлужний О.М., Биків Д.З., Підгурський М.І. Моделювання напружено-деформівного стану балок з різною перфорацією стінки / Збірник матеріалів тез доповідей XII Міжнародної науково-практичної конференції «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем - 2022» (м. Чернігів, 26–27 травня 2022 р.) – Чернігів: НУ «Чернігівська політехніка», 2022. – Т. 2. – С. 105.
17. Pidgurskyi M., Pidgurskyi I., Stashkiv M., Ihnatieva V., Danylchynko S., Bykiv D., Pidluzhnyi O. Peculiarities of studying the stress-strain state of structural steel perforated beams using the finite element method // Scientific Journal of TNTU . — Tern. : TNTU, 2023. — Vol. 111, no 3, pp. 126-138.
18. Pidgurskyi I., Slobodian V., Bykiv D., Pidgurskyi M. Investigation of the stress-strain state of beams with different types of web perforation // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2021. — Vol 103. — No 3. — P. 63–71.
19. Sameer S. Fares P.E., S.E., P. Eng, John Coulson, P.E., David W. Dinehart, Ph.D Castellated and cellular beam design // AISC design guide 31. American institute of steel construction, Chicago, Illinois. 2016. 110 p.

20. ACB and Angelina beams. A new generation of beams with large web openings // ArcelorMittal Europe - Long products. ArcelorMittal, Luxembourg, 2020. 64 p.

21. Підгурський М., Сташків М., Підгурський І., Сенчишин В., Підлужний О., Биків Д., Слободян В., Підвисоцький О., Гоголюк В. Дослідження міцності перфорованих балок з однорядним та дворядним розташуванням отворів // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“, 10-11 листопада 2022 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2022. — С. 87–88.

22. Биків Д., Підгурський І. Дослідження напружено-деформівного стану сталевих перфорованих балок з різними видами отворів // Матеріали VI Міжнародна студентська науково-технічна конференція «Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання», 27-28 квітня 2023 року. – С. 35.

23. ДСТУ 8773:2018 Склад та зміст розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту в складі проектної документації на будівництво об'єктів. Основні положення [Чинний від 01.07.2019]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ, 2018. 18 с.

24. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2018. 30 с.

25. ДСТУ 2293:2014 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять [Чинний від 01.05.2015]. Вид. офіц. Київ: МІНЕКОНОМРОЗВИТКУ УКРАЇНИ, 2015. 18 с.

26. Про охорону праці : Закон України від 14.10.92 р. № 2695-ХІІ. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.

27. ДБН В.2.5-76:2014 Автоматизовані системи раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення. [Чинний від 01.06.2020]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014. 59 с.