

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

Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: **Проект тангару для обслуговування залізничної техніки
з моделюванням роботи підкранової балки**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмд-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студент	<u>(підпис)</u>	<u>Яницький Т. Б.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>(підпис)</u>	<u>Гудь М. І.</u> (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u>(підпис)</u>	<u>Мещерякова О. М.</u> (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u>(підпис)</u>	<u>Ясній В. П.</u> (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u>(підпис)</u>	<u>Качка О. І.</u> (прізвище та ініціали)

Висновки

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1 Архітектурно-будівельні рішення		
2	Розділ 2 Розрахунково-конструктивний		
3	Розділ 3 Науково-дослідний		
4	Розділ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
6	Висновки		

Студент _____
(підпис)

Яницький Т. Б. _____
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Гудь М. І. _____
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ	8
1.1 Загальна частина	8
1.2 Загальна характеристика будівлі	8
1.3 Об'ємно-планувальні рішення	9
1.3.1 Опис внутрішнього та зовнішнього вигляду ангара	10
1.3.2 Фундаменти	11
1.3.3 Зовнішні стіни і покриття.....	12
1.3.4 Конструкції підлоги	12
1.3.5 Вікна та балконні двері.....	12
1.3.6 Внутрішня обробка	13
1.4 Інженерне обладнання будівлі	14
1.5 Рішення генерального плану забудови	14
1.6 Висновки до розділу 1	16
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	17
2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі	17
2.2 Розрахунок і конструювання підкранової балки	18
2.1 Вихідні дані проектування	18
2.2 Визначення розрахункових зусиль.....	19
2.3 Підбір перерізу балки	20
2.4 Розрахунок і конструювання прогону суцільного перетину	24
2.4.1 Визначення навантажень і розрахункових зусиль.....	24
2.4.2 Перевірка жорсткості прогону.....	27
2.5 Визначення відсутніх характеристик ґрунту	28
2.6 Аналіз ґрунтових умов	30
2.7 Проектування стовпчастого фундаменту неглибокого закладення.....	31
2.7.1 Вибір глибини закладення фундаменту.....	31
2.7.2 Збір навантажень.....	31
2.7.3 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору	32

2.7.4 Приведення навантажень до підшви фундаменту	34
2.7.5 Визначення тисків на ґрунт і уточнення розмірів фундаменту	34
2.7.6 Розрахунок осідання	35
2.7.7 Розрахунок стовпчастого фундаменту на продавлювання	36
2.7.8 Розрахунок армування плитної частини фундаменту	36
2.8 Проектування пальового фундаменту	39
2.8.1 Вибір глибини закладення ростверку і довжини паль	39
2.8.2 Визначення несучої здатності паль	40
2.8.3 Визначення кількості паль і розміщення їх у фундаменті.....	41
2.8.4 Приведення навантажень до підшви ростверку.....	42
2.8.5 Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності паль.	42
2.8.6 Конструювання ростверку	44
2.8.7 Розрахунок ростверку на вигин	44
2.9 Висновки до розділу 2	47
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	48
3.1 Моделювання підкранової балки	48
3.2 Висновок до розділу 3	53
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	55
4.1 Охорона праці.....	55
4.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві	55
4.1.2 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу металевих конструкцій	56
4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1	58
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	60
4.2.1 Оцінка стійкості об'єкту (цеху) до впливу ударної хвилі ядерного (техногенного) вибуху і заходи щодо підвищення стійкості	60
4.2.2 Організація і проведення досліджень з оцінки стійкості об'єкту в НС	62
4.2.3 Висновки до підрозділу 4.2	64
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	65
БІБЛІОГРАФІЯ	67

ВСТУП

Сучасний розвиток машинобудівної та транспортної галузей супроводжується зростанням вимог до надійності, функціональності та якості обслуговування спеціалізованої будівельної й колійної техніки. Ефективна експлуатація такої техніки неможлива без проведення повномасштабних випробувань у контрольованих умовах, незалежних від пори року та погодних факторів. У зв'язку з цим особливої актуальності набуває проєктування спеціалізованих виробничих будівель ангарного типу, призначених для обслуговування машин на залізничному ходу.

Ангари для обслуговування колійної техніки характеризуються значними лінійними розмірами, великою висотою приміщень, наявністю внутрішніх залізничних колій та підкранового обладнання. Такі об'єкти потребують застосування металевих просторових каркасів, здатних забезпечити необхідну жорсткість, стійкість і надійність споруди при дії значних постійних і тимчасових навантажень, зокрема від мостових кранів, снігового та вітрового впливів, а також від власної ваги конструкцій.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю науково обґрунтованого проєктування промислових ангарів з підкрановими шляхами, які належать до об'єктів підвищеного рівня відповідальності. Особливе значення при цьому має правильне компонування конструктивної схеми будівлі, розрахунок і конструювання підкранових балок, елементів покриття та фундаментів з урахуванням складних інженерно-геологічних умов і наявності слабких ґрунтів.

Застосування методу скінченних елементів і сучасних програмних комплексів дає змогу детально дослідити напружено-деформований стан металевих конструкцій, оцінити стійкість підкранових балок і просторову роботу каркаса в цілому. Це дозволяє підвищити рівень безпеки експлуатації будівлі та обґрунтовано приймати конструктивні рішення на етапі проєктування.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Кваліфікаційна робота виконана відповідно до навчально-наукових напрямів кафедри будівельної механіки та спрямована на вирішення актуальних завдань проєктування промислових будівель і споруд з підкрановим обладнанням.

Метою кваліфікаційної роботи є проєктування одноповерхового промислового ангара для обслуговування будівельної техніки на залізничному ходу та обґрунтування архітектурно-будівельних і конструктивних рішень на основі інженерних розрахунків і чисельного моделювання.

Для досягнення поставленої мети у роботі необхідно вирішити такі **завдання**:

- розробити архітектурно-будівельні та об’ємно-планувальні рішення ангара з адміністративно-побутовою прибудовою;
- обґрунтувати вибір конструктивної схеми металевого просторового каркаса;
- визначити та зібрати постійні й тимчасові навантаження, у тому числі від мостових кранів;
- виконати розрахунок і конструювання підкранової балки;
- здійснити розрахунок прогонів покриття та елементів каркаса;
- проаналізувати інженерно-геологічні умови майданчика будівництва;
- запроєктувати та порівняти стовпчасті й пальові фундаменти;
- виконати чисельне моделювання підкранової балки методом скінченних елементів;
- розробити заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Об’єктом дослідження є одноповерхова промислова будівля ангарного типу для обслуговування колійної техніки.

Предметом дослідження є робота металевих несучих конструкцій ангара, підкранових балок і фундаментів під дією розрахункових навантажень.

Методи дослідження. У роботі застосовано нормативні методи проєктування будівельних конструкцій, метод скінченних елементів, чисельне моделювання в програмних комплексах SCAD та ЛІРА, а також методи

інженерного і варіантного аналізу.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання прийнятих конструктивних рішень і методики розрахунку при проєктуванні промислових ангарів з підкрановим обладнанням для обслуговування будівельної та колійної техніки.

Ключові слова: промисловий ангар, підкранова балка, металевий каркас, колійна техніка, пальовий фундамент, стовпчастий фундамент, метод скінченних елементів, LIRA.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ

1.1 Загальна частина

Ангар призначений для обслуговування в зимовий період будівельної техніки на залізничному ході. Періодичність випробувань – не більше одного-двох разів на місяць. Вїзд залізничної техніки в ангар здійснюється через ворота по залізничній колії. З протилежного боку ангара здійснюється вїзд автотранспорту.

В якості випробувань планується здійснювати перевірку функціонування робочих органів техніки при виправленні колії в плані і профілі, в тому числі підбиванні (ущільненні) щебеню під шпалами. Ангар обладнаний кран-балками, що дозволяють переміщати окремі вузли колійних машин, які демонтуються в період обслуговування і вимагають відправки на доопрацювання в цех шляхом їх завантаження на автотранспорт.

АБП призначений для розміщення в ньому технічного персоналу і складування дрібного виробничого інвентарю в період обслуговування.

Наявність ангара дозволить підприємству мати можливість випробовувати власну продукцію на своїй же території.

Як наслідок, відпадає необхідність у додаткових фінансових і технічних витратах на організацію випробувань на полігонах інших підприємств. Процес випробувань стає більш оптимізованим і контрольованим.

Ангар дозволяє проводити обслуговування колійної техніки незалежно від пори року. Випробування можна проводити цілодобово і цілий рік.

При нарощуванні потужностей виробництва можливо випробовувати в місяць до десяти машин.

1.2 Загальна характеристика будівлі

Досліджуваний майданчик під будівництво полігону розташований в с.

Білине. По території майданчика проходить мережа підземних комунікацій.

Площа земельної ділянки під безпосереднє розміщення об'єктів проектування становить близько 1140 м² і знаходиться в межах вже існуючої земельної ділянки підприємства. Загальна площа земельної ділянки з урахуванням благоустрою становить близько 3700 м².

Ділянка під розміщення ангара має ряд підземних інженерних мереж. У безпосередній близькості проходять технологічні залізничні колії та автодорожні проїзди, а також розташовані споруди ангарного типу.

У геоморфологічному відношенні майданчик знаходиться на морено-ерозійній рівнині. Рельєф майданчика пологий зі схилом на північний схід. Абсолютні відмітки поверхні землі в межах майданчика досліджень змінюються від 196,30 до 198,40 м. Перепад становить 2,10 м.

Нормативна глибина сезонного промерзання становить для:

- суглинків і глин – 132 см;
- супісків і пісків дрібних і пилюватих – 103 см;
- пісків середньої крупності, крупних і гравійних – 122 см;
- ґрунтових порід з великими уламками – 135 см.

Тривалість безморозного періоду 220 діб.

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

Будівля ангара складається з основного приміщення (розміри в плані 93,0 х 9,0 м, висота 12 м) із залізничною колією (колія 1520 мм) всередині та адміністративно-побутової прибудови (АПП) (розміри в плані 16,0 х 3,0 м, висота 3 м).

Розміри ангара обумовлені його виробничим призначенням, а також можливістю вписування в обмежені умови на місцевості.

Ангар має довжину 93 метри, що дозволяє випробовувати будівельну техніку на залізничному ходу в русі на ділянці до 30 м.

Ширина ангара 9 м обумовлена можливістю безпечного перебування людей

у просторі між технікою, що випробовується, і стіною, а також для можливості розміщення на бетонних проходах малогабаритних вузлів техніки.

Висота ангара 12 м визначена з умови мати достатньо місця для розміщення підкранової колії з кран-балками і обладнання вентиляції, що видаляє вихлопи працюючої техніки.

Розмір приміщень АПП запроектований відповідно до норм для розміщення персоналу, який буде в них працювати, і з умови мати достатньо місця для розміщення обладнання та інструменту у відповідних приміщеннях.

Ангар спроектований з монолітними пальовими ростверками і металевим просторовим каркасом.

Несучими конструкціями каркаса є металеві колони, металеві балки покриття.

Перерізи колон каркаса прийняті відповідно до розрахунку:

- в основній частині – колони 40Ш2; балки – 50Б1;
- в АБП – колони 20Ш1; балки – 25Б1.

Стійкість каркаса забезпечується вертикальними металевими зв'язками посередині проектованого ангара.

Конструкції каркаса перевірені розрахунком за фактичною прийнятою схемою на основне поєднання навантажень і впливів.

Постійні та тимчасові тривалі навантаження визначалися відповідно до вимог [2].

Статичним розрахунком підтверджено принципову реалізованість прийнятого рішення проєктованих несучих залізобетонних і металевих конструкцій каркаса будівлі.

1.3.1 Опис внутрішнього та зовнішнього вигляду ангара

Будівля ангара складається з основного приміщення (розміри в плані 93,0 х 9,0 м, висота 12 м) із залізничною колією (колія 1520 мм) всередині та адміністративно-побутової прибудови (АПП) (розміри в плані 16,0 х 3,0 м,

висота 3 м).

Розташування приміщень у плані та їх площа враховують функціональне призначення приміщень. Прибудова АБП розташована вздовж зовнішньої стіни ангара, приміщення в прибудові розташовані послідовно.

При цьому приміщення оператора вагового пункту і санвузол запроектовані в центральній частині, щоб забезпечити максимальне збереження тепла в цих приміщеннях в холодний період.

Вхід до приміщення комори виконаний з ангара, оскільки доступ до складуваного там інструменту буде здійснюватися з приміщення ангара в момент обслуговування техніки.

Вхід в електрощитову запроектований з вулиці, оскільки доступ до цього приміщення буде здійснюватися окремими співробітниками, відповідальними за електропостачання.

1.3.2 Фундаменти

Монолітні ростверки сприймають навантаження від вертикальних несучих конструкцій каркаса і розподіляють їх на ґрунтову основу.

Під ростверками передбачено влаштування бетонної підготовки товщиною 100 мм з бетону класу В7,5.

Несуча здатність палей перевірена розрахунком на дію фактичних навантажень за фактичною схемою, розрахункова несуча здатність однієї палі прийнята 106,4 тонни.

Монолітні ростверки зводяться з бетону класу В15 і армуються арматурними сітками з окремих стрижнів арматури класу АІІІ.

Передбачено покриття металевих конструкцій каркаса ґрунтовкою і вогнезахисним складом» товщиною 0,8 мм з вогнезахисною ефективністю 45 хв.

Гідроізоляція фундаментів виконується з двох шарів бітумної мастики по праймеру.

1.3.3 Зовнішні стіни і покриття

Стіни і дах ангара і АПП обшиті сендвіч-панелями. Дах ангара односхилий з організованим водостоком.

Покриття передбачено з покрівельних сендвіч-панелей типу Венталл-КЗ товщиною 150 мм по прогонах зі швелера 24П в основній частині і 20П в адміністративно-господарській. Зовнішні стіни виконані зі стінових сендвіч-панелей товщиною 150 мм.

1.3.4 Конструкції підлоги

Підлоги запроектовані бетонні з покриттям лінолеумом (кімнаті оператора вагової станції) і плиткою (тамбурі, коридорі та санвузлі) всередині прибудови в приміщеннях. В інших приміщеннях підлоги без покриття.

Товщина підлог і проходів уздовж залізничної колії в ангарі становить 100 мм. Підлоги запроектовані у вигляді бетонної армованої плити, що укладається на бетонну підготовку товщиною 50 мм, яка в свою чергу спирається на ущільнену піщану основу.

Конструкція обрана з розрахунку витримати вагу людини і дрібних металевих вузлів, що знімаються з колійних машин.

1.3.5 Вікна та балконні двері

Для природного освітлення по всій довжині ангара запроектовані вікна висотою 1,2 м. Для АПП в місцях тривалого перебування людей запроектовані вікна розміром 1,5 x 1,5 м.

З торців ангара запроектовані ворота – рулонні. Для входу персоналу з торців ангара і в АПП запроектовані двері розміром 1 x 2,1 м.

На поздовжніх стінах ангара по всій їх довжині запроектовані вікна, які дозволяють проникати в приміщення природному освітленню. Висота вікна 1,2 м.

З огляду на те, що для роботи всередині ангара застосовується в достатній кількості штучне освітлення, освітлення природне носить допоміжний характер.

В АПП вікна запроектовані в приміщенні комори і кімнаті оператора вагової станції, оскільки ці місця передбачають тривале перебування в них робочого персоналу.

Для захисту від шуму в приміщенні АПП стіни обробляються гіпсокартоном, який має шумоізолюючі властивості, у віконні прорізи встановлюються склопакети, які гасять повітряний шум з боку вулиці.

1.3.6 Внутрішня обробка

Всередині ангара стіни не обробляються через відсутність необхідності. Відкриті металоконструкції служать для кріплення до них пристроїв теплообігріву та вентилявання. Всередині ангара розташований залізничний шлях, уздовж якого (між стінами і залізничним шляхом) запроектовані бетонні проходи.

Всередині АБП стіни обробляються гіпсокартоном. з розрахунку, що даний матеріал є найбільш оптимальним для застосування в промислових спорудах. Стеля підвісна

Підлоги бетонні. У кімнаті оператора вагової станції підлоги покриті лінолеумом. У тамбурі, коридорі та санвузлі підлоги покриті керамічною плиткою з шорсткою поверхнею.

Двері:

Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні у напрямку руху на вулицю, виходячи з умов евакуації людей з будівлі під час пожежі. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або заміни полотна дверей. Щоб уникнути перебування дверей у відкритому стані або грюкання, встановлюють доводчики, які тримають двері в закритому стані і плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнуються ручками,

засувками і врізними замками. Міжкімнатні двері встановлюють по рівню і заповнюють запіни зазори між дверним блоком і стіною монтажною піною і закривають лиштвами. Вхідні зовнішні двері встановлюються по рівню, і в стіні роблять отвір і встановлюється анкер. Між дверною коробкою і стіною зазори заповнюються монтажною піною і закриваються лиштвами або зашпаклюються під фарбування.

1.4 Інженерне обладнання будівлі

Ангар споживає такі потужності:

- енергопостачання – близько 440 кВт (для споживання системами сигналізації, пожежогасіння, вентилявання, освітлення та обігріву);
- водопостачання – 0,372 м³ /добу; 0,01 м³ /год; 0,54 л/с, у т.ч. гаряча вода (нагрівається бойлерами) – 0,156 м³ /добу; 0,003 м³ /год.; 0,34 л/с.

Додаткових паливно-енергетичних ресурсів для функціонування ангара в період обслуговування техніки не потрібно.

1.5 Рішення генерального плану забудови

Проектне рішення вертикального планування виконано відповідно до проектних горизонталей з перерізом рельєфу через 0,05.

З огляду на те, що ангар знаходиться на попередньо підтоплюваній території, рельєф спланований з ухилом від ангара для відведення води в дренажну систему. Планування здійснюється тільки на ділянках, які призначені для засівання травою (газон).

Опис рішень щодо благоустрою території.

Уздовж ангара влаштовуються газони шляхом відсипання чорнозему товщиною шару 15 см і посівом трави. Також проектом передбачається посадка чагарників (смородина золотиста) в ряд уздовж будівлі ангара.

Для проїзду автотехніки вздовж ангара і з торцевих стін передбачені

проїзди з гравійним покриттям. Ширина проїзду вздовж ангара – 6 м.

Зонування території земельної ділянки.

Затверджене до проектування положення на місцевості ангара враховує наступні фактори:

- існуючі обмежені умови у вигляді промислових будівель і споруд, а також можливість приєднання проєктованої залізничної колії ангара до існуючої залізничної колії;
- можливість під'їзду технологічного автотранспорту до воріт ангара, розташованих з двох торцевих його сторін (при необхідності під'їзд пожежної техніки).

При цьому враховувалися наступні фактори:

- напрямок примикання залізничної колії;
- зручність потрапляння технічного персоналу в прибудову ангара – з боку проїзду;
- прибудова розміщена з урахуванням того, що в перспективі в неї будуть заведені мережі зв'язку з залізничними вагами, які будуть розташовані з боку примикання залізничної колії.

Газони заповнюють ділянки місцевості, не призначені для проходу і проїзду, створюючи естетичну привабливість території і зміцнюючи верхній шар ґрунту.

Техніко-економічні показники земельної ділянки наведені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники земельної ділянки

Найменування	Кількість
Площа ділянки з урахуванням благоустрою, м ²	3 700
Площа забудови, м ² :	
- площа ангара;	890
- площа під залізничну колію до ангара	250
Площа озеленення, м ²	840
Площа облаштування проїздів, м ²	1 720
Щільність забудови, %	31

1.6 Висновки до розділу 1

У першому розділі кваліфікаційної роботи розроблено та обґрунтовано архітектурно-будівельні рішення одноповерхової промислової будівлі ангарного типу, призначеної для обслуговування будівельної та колійної техніки на залізничному ходу. На основі аналізу функціонального призначення об'єкта встановлено, що застосування ангарної схеми з великопрольотним простором є найбільш доцільним для забезпечення технологічних процесів випробування та обслуговування техніки.

Об'ємно-планувальні рішення ангара сформовані з урахуванням вимог до габаритів колійної техніки, безпечного перебування персоналу та розміщення підкранового обладнання. Прийняті геометричні розміри основного приміщення та адміністративно-побутової прибудови забезпечують необхідну функціональність, зручність експлуатації та можливість подальшого розвитку виробничих потужностей. Рациональне розташування приміщень АПП створює належні умови для роботи персоналу та зберігання інвентарю.

У розділі обґрунтовано вибір конструктивних рішень огорожувальних конструкцій, покриття, підлог, віконних і дверних заповнень, що відповідають умовам експлуатації промислових будівель. Застосування сендвіч-панелей дозволяє забезпечити необхідні теплоізоляційні та експлуатаційні характеристики будівлі. Рішення генерального плану та благоустрою території спрямовані на забезпечення зручних під'їздів, водовідведення та раціонального використання земельної ділянки.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі

Об'єкт будівництва – одноповерхова промислова будівля.

Ангар призначений для обслуговування в зимовий період будівельної техніки (машини типу ВПРС) на залізничному ходу. Періодичність випробувань – не більше одного-двох разів на місяць. В'їзд залізничної техніки в ангар здійснюється через ворота по залізничній колії. З протилежного боку ангара здійснюється в'їзд автотранспорту.

В якості випробувань планується здійснювати перевірку функціонування робочих органів техніки при виправці колії в плані і профілі, в тому числі підбиванні (ущільненні) щебеню під шпалами. Ангар обладнаний кран-балками, що дозволяють переміщати окремі вузли колійних машин, які демонтуються в період обслуговування і вимагають відправки на доопрацювання в цех шляхом їх завантаження на автотранспорт.

АПП призначено для розміщення в ній технічного персоналу і складування дрібного виробничого інвентарю в період обслуговування.

Будівля ангара складається з основного приміщення (розміри в плані 93,0х9,0 м, висота 12 м) із залізничною колією (колія 1520 мм) всередині та адміністративно-побутової прибудови (АПП, розміри в плані 16,0х3,0 м, висота 3 м).

Ангар запроектований з монолітними пальовими ростверками і металевим просторовим каркасом.

Несучими конструкціями каркаса є металеві колони, металеві балки покриття.

Перерізи колон каркаса прийняті відповідно до розрахунку:

- в основній частині – колони 40Ш2; балки – 50Б1;
- в АПП – колони 20Ш1; балки – 26Б1.

Стійкість каркаса забезпечується вертикальними металевими зв'язками і

зв'язками по колонах посередині проектного ангара.

Конструкції каркаса перевірені розрахунком за фактичною прийнятою схемою на основне поєднання навантажень і впливів.

Статичним розрахунком підтверджена принципова реалізованість прийнятого рішення проєктованих несучих залізобетонних і металевих конструкцій каркаса будівлі.

2.2 Розрахунок і конструювання підкранової балки

2.1 Вихідні дані проектування

Підкранова балка під два крани вантажопідйомністю 5 т режим роботи крана 3К [6]. Проліт крана – 7,5 м. Проліт – 9 м. Крок колон – 6 м. Матеріал – сталь С345 [6]. Перетин балки прийнято з прокатного двотавра [6].

Коефіцієнт надійності за призначенням = 1,0, коефіцієнт надійності за навантаженням, коефіцієнт динамічності = 1.

Навантаження на підкранову балку [6]: нормативний тиск на колесі крана $F_{kn} = 28,5$ кН, маса крана – 2,11 т, кранові рейки Р43 [6]. Схема навантажень від мостового крана наведена на рисунку 2.1.

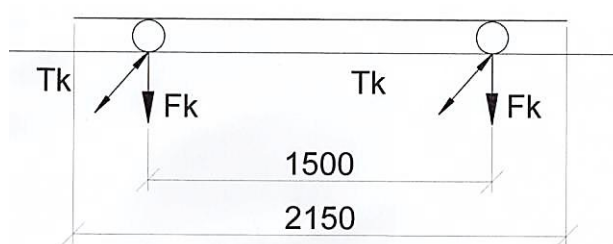


Рисунок 2.1 – Схема навантажень від мостового крана

Маса візка визначається за формулою

$$G_t = 0,3G_c = 0,3 \cdot 2,11 = 0,633 \text{ т}, \quad (2.1)$$

де G_c – маса крана.

Горизонтальне зусилля на колесі крана визначають за формулою

$$T_{kn} = \frac{0,05(Q + G_1)}{n_0} = \frac{0,05 \cdot (9,8 \cdot 5 + 9,8 \cdot 0,633)}{2} = 2,76 \text{ кН} \quad (2.2)$$

Розрахункові зусилля на колесі крана:

$$F_k = \gamma_n F_{kn} \gamma_f = 1,0 \cdot 28,5 \cdot 1,2 \cdot 1 = 34,2 \text{ кН}, \quad (2.3)$$

$$T_k = \gamma_n T_{kn} \gamma_f k_{d2} = 1,0 \cdot 2,76 \cdot 1,2 \cdot 1 = 3,31 \text{ кН} \quad (2.4)$$

2.2 Визначення розрахункових зусиль

Завантажуємо лінію впливу моменту в середньому перерізі, встановлюючи два крани найневигіднішим чином, як показано на рисунку 2.2.

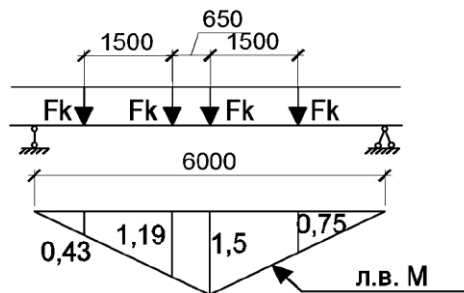


Рисунок 2.2 - Розрахункове зусилля найбільшого згинального моменту в підкрановій балці

Розрахунковий момент від вертикального навантаження визначається за формулою

$$M_x = \alpha \sum F_k y_i \psi = 1,05 \cdot 34,2 \cdot 3,87 \cdot 0,85 = 118,13 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.5)$$

Де $\psi = 0,85$ - при кранах режиму роботи 3 К;

$\sum y_1 = 3,87$ - сума ординат ліній впливу;

$\alpha = 1,05$ - коефіцієнт, що враховує власну вагу підкранової балки.

Розрахунковий момент від горизонтального навантаження:

$$M_y = \sum T_k y_i \psi = 3,31 \cdot 3,87 \cdot 0,85 = 10,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункові значення поперечних сил, показаних на рисунку 2.3:

$$Q_x = \alpha \sum F_k y_i \psi = 1,05 \cdot 34,2 \cdot 2,53 \cdot 0,85 = 77,22 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.6)$$

$$Q_y = \sum T_k y_i \psi = 3,31 \cdot 2,53 \cdot 0,85 = 7,12 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.7)$$

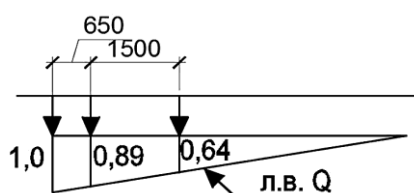


Рисунок 2.3 - Розрахункові зусилля найбільшої поперечної сили в підкрановій балці

2.3 Підбір перерізу балки

$$W_{x,req} = \frac{M_x \beta}{\gamma_c R_y} = \frac{118,13 \cdot 10^2 \cdot 1,2}{1 \cdot 320 \cdot 10^{-1}} = 442,9 \text{ см}^3, \quad (2.8)$$

$$R_y = 320 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Для балок без гальмівних конструкцій орієнтовні значення β становлять при вантажопідйомності 5 т—1,2.

Схема завантаження для визначення прогину балки показана на рисунку 2.4.

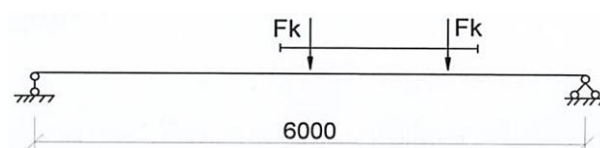


Рисунок 2.4 - Схема завантаження підкранової балки

З умови жорсткості:

$$f = \frac{F_{kn} l^3}{48 E I_x} \leq f_u \quad (2.9)$$

де $f_u = l/400 = 600/400 = 1,5$ см (при кранах режиму роботи 1 К-6К).

Необхідний момент інерції балки:

$$I_{x,req} = \frac{F_{kn} l^3}{48 E f_u} = \frac{28,5 \cdot 600^3}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1,5} = 4151 \text{ см}^4 \quad (2.10)$$

З умов $W_x \geq W_{x,req}$ і $I_x \geq I_{x,req}$ приймаємо переріз балки І35Ш2, згідно з проектом-аналогом. Можна було б прийняти менший профіль, що має достатню міцність і жорсткість, однак, для забезпечення кріплення рейки на гаках ширина пояса повинна бути не менше 220 мм.

Геометричні характеристики перетину:

$I_x = 22070 \text{ см}^4, I_y = 3650 \text{ см}^4, W_x = 1295 \text{ см}^3, W_y = 292 \text{ см}^3, h = 341 \text{ мм}, t_w = 10,0 \text{ мм}, b_f = 250 \text{ мм}, t_f = 14,0 \text{ мм}, S_{l/2} = 721 \text{ см}^3$, момент інерції верхнього пояса відносно осі $I_{f,y} = \frac{I_y}{2} = \frac{3650}{2} = 1825 \text{ см}^4$, момент опору верхнього пояса $W_{f,y} = \frac{W_y}{2} = \frac{292}{2} = 146 \text{ см}^3$.

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{fy}} \quad (2.11)$$

$$\frac{118,13 \cdot 10^2}{1295} + \frac{10,88 \cdot 10^2}{146} = 16,57 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y = 320 \cdot 10^{-1} = 32 \text{ Н/мм}^2$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} S_{l/2}}{I_x t_w} = \frac{77,22 \cdot 721}{22070 \cdot 1,0} \quad (2.12)$$

$$\tau = 2,5 \text{ Н/мм}^2 < R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 320 \cdot 10^{-1} = 18,56 \text{ кН/см}^2$$

Міцність балки забезпечена.

Перевірку стійкості балки виконуємо за формулою:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq R_y \gamma_c \quad (2.13)$$

Для визначення коефіцієнта φ_b ої стійкості необхідно обчислити параметра α :

$$\alpha = 1,54 \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \frac{I_t}{I_y} = 1,54 \cdot \left(\frac{600}{34,1} \right)^2 \cdot \frac{73}{3650} = 9,54 \quad (2.14)$$

Де $I_t = \frac{1,3}{3} (t_w^3 h_w + 2 t_f^3 b_f) = \frac{1,3}{3} (1,0^3 \cdot 31,3 + 2 \cdot 1,4^3 \cdot 25) = 74 \text{ см}^4$ – момент інерції балки на кручення;

$$h_w = h - 2 t_f = 34,1 - 2 \cdot 1,4 = 31,3 \text{ см} - \text{висота стінки.}$$

За [6]:

$$\psi = 1,75 + 0,09\alpha = 1,75 + 0,09 \cdot 9,5 = 2,61 \text{ (зосереджене навантаження прикладене до верхнього поясу).}$$

За формулою [6]:

$$\varphi_l = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R} = 2,61 \cdot \frac{3650}{22070} \cdot \left(\frac{34,1}{600} \right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^4}{320 \cdot 10^{-1}} = 0,9$$

Оскільки $\varphi_l > 0,85$, то $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot 0,9 = 0,87$;

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{W_{fy}} = \frac{118,13 \cdot 10^2}{0,87 \cdot 1295} + \frac{10,88 \cdot 10^2}{146} = 17,9 \text{ Н/мм}^2 < \gamma_c R_y = 0,95 * 320 \cdot 10^{-1} = 30,4 \text{ Н/мм}^2$$

Стійкість балки забезпечена.

Міцність стінки на дію максимальних місцевих напружень перевіряють за формулою:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_k}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad (2.15)$$

Для кранів режимів 1К – 6 К $\gamma_f = 1,2$. Приймаємо рейку типу Р43 з кріпленням на гаках.

Для прокатних балок напруження $\sigma_{loc,y}$ слід перевірити в перерізі біля початку заокруглення, однак момент інерції пояса на два порядки менше моменту інерції рейки, тому приймаємо за [6]:

$$I_{1f} \cong I_r = 1489 \text{ см}^4$$

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{I_{1f}/t_w} = 3,25 \sqrt[3]{1489/1,0} = 37 \text{ см}, \quad (2.16)$$

$$\sigma_{loc} = \frac{1,2 \cdot 34,2}{1,0 \cdot 37} = 1,11 \text{ Н/мм}^2 < R_y = 320 \cdot 10^{-1} = 32 \text{ Н/мм}^2$$

Міцність стінки забезпечена.

Стійкість стінки і стиснутого пояса для прокатної балки перевіряти не потрібно, оскільки вона забезпечена з умов прокатки

Постановка ребер жорсткості при

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{27,3}{1,0} \sqrt{\frac{320 \cdot 10^{-1}}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,08 < 2,2 \text{ не потрібно}$$

$$h_w = h - 2t_f - 2R = 341 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 20 = 273 \text{ мм}$$

Загальна витрата сталі на балку становить

$$G_b = g l \psi_k = 82,2 \cdot 6 \cdot 1,05 = 518 \text{ кг} \quad (2.17)$$

де g - лінійна щільність;

$\psi = 1,05$ - конструктивний коефіцієнт, що враховує витрату сталі на додаткові деталі.

2.4 Розрахунок і конструювання прогону суцільного перетину

Крок балок -6 м, крок прогонів -2 м. Ухил покрівлі 5° . Матеріал прогонів - сталь 245. Вага снігового покриву по III району $S_q = 1,8 \text{ кН/м}^2$. Коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 1$.

2.4.1 Визначення навантажень і розрахункових зусиль

Таблиця 2.1 - Навантаження на прогін конструкції покрівлі

Елементи конструкцій	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Покрівля: Сендвіч-панель з мінераловатним утеплювачем ($t = 150 \text{ мм}, m = 29,7 \text{ кг}\cdot\text{м}^2$)	кН/м^2 поверхні	0,3	1,3	0,39
Несуча конструкція: Прогони прокатні прольотом 6 м ($[24\text{П}, m = 24,0 \text{ кг/м}]$)		0,7	1,05	0,735
Разом		1		1,125

Постійні навантаження на 1 м^2 у покриття наведено в таблиці 2.1.

Постійне нормативне навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покрівлі:

$$q_p = \frac{0,3}{0,9962} + 0,7 = 1,0 \text{ кН/м}^2 \quad (2.18)$$

$\alpha = 5^\circ$: $\cos \alpha = 0,9962$; $\sin \alpha = 0,0872$ при ухилі горизонтальної поверхні.

Розрахункове значення снігового навантаження підраховується за формулою:

$$P = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B \quad (2.19)$$

де S_0 - нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття;

$\gamma_f = 1,4$ - коефіцієнт надійності;

$B = 2$ м - крок прогонів.

Нормативне значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_q \quad (2.20)$$

Де S_q - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальній поверхні землі, залежно від снігового району [18];

c_e – коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру; для пологих покриттів (з ухилом до 12%) однопрогонових і багатопрогонових будівель без ліхтарів, що проектується в районах із середньою швидкістю вітру за три найхолодніші місяці $V \geq 2$ м/с;

$$c_e = (1,2 - 0,1 \cdot V \cdot \sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot b) \quad (2.21)$$

Де k - приймається за [2];

b - ширина покриття, що приймається не більше 100 м ;

c_t - термічний коефіцієнт [2];

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

$$c_e = (1,2 - 0,1 \cdot V \cdot \sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot b) = (1,2 - 0,1 \cdot 3 \cdot \sqrt{0,681}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 9) = 0,78$$

де $V = 4$ м/с за [2];

$k = 0,681$ для типу місцевості В (коефіцієнт підрахований за лінійною інтерполяцією для позначки 11,5 м);

$$b = 9\text{ м}; c_t = 1; \mu = 1$$

$$P = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_q \cdot \gamma_f \cdot B = 0,7 \cdot 0,78 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 1,4 \cdot 2 = 2,75 \text{ кН/м}^2$$

Сумарне лінійне навантаження на прогін при кроці прогонів $b = 2\text{ м}$:

нормативна

$$q_p = g_n + S_n = 1,0 + 2,75 = 3,75 \text{ кН/м},$$

розрахункова

$$q = g + S = 1,125 + 3,75 = 4,875 \text{ кН/м}.$$

Складові навантаження q_x і q_y рівні:

$$q_x = q \cos \alpha = 4,875 \cdot 0,9962 = 4,86 \text{ кН/м}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 4,875 \cdot 0,0872 = 0,43 \text{ кН/м}$$

При прийнятій q_p покрівлі з сендвіч-панелі можна вважати, що стан q_y сприймається сендвіч-панелями і силами тертя між ними до прогонів.

Розрахунковий згинальний момент у прогоні:

$$M_x = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{4,86 \cdot 6^2}{8} = 21,87 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Перетин прогону запроєктовано з прокатного швелера. Розрахунковий опір фасонного прокату зі сталі $C245R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$.

$$W_{x,req} = \frac{M_x}{\gamma_c R_y} = \frac{21,87 \cdot 10^2}{1 \cdot 240 \cdot 10^{-1}} = 91 \text{ см}^3$$

З умов $W_x \geq W_{x,req}$ приймаємо перетин прогону [24П, згідно з проектом-аналогом.

Геометричні характеристики перерізу:

$$I_x = 2910 \text{ см}^4, I_y = 248 \text{ см}^4, W_x = 243 \text{ см}^3, W_y = 39,5 \text{ см}^3, h = 240 \text{ мм}$$

$$t = 10,0 \text{ мм}, b = 90 \text{ мм}, t_f = 14,0 \text{ мм}, S = 5,6 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{21,87 \cdot 10^2}{243} = 9 \text{ Н/мм}^2 < R_y = 240 \cdot 10^{-1} = 24 \text{ Н/мм}^2$$

Умова стійкості за [6] і [25]:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq R_y \gamma_c$$

Коефіцієнт γ_c при перевірці загальної стійкості приймають рівним 0,95 за [6]. Для визначення коефіцієнта φ_b попередньо обчисли коефіцієнт φ_1 . Для балок швелероного перерізу:

$$\varphi_1 = 0,7 \varphi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}$$

де l_{ef} - відстань між закріпленнями.

Параметр α обчислимо за формулою:

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 = 1,54 \cdot \frac{8,16}{248} \cdot \left(\frac{600}{24} \right)^2 = 31,67$$

де I_t - момент інерції при вільному крученні.

$$I_t = \frac{1,12}{3} \sum b_i t_i^3 = \frac{1,12}{3} \cdot [2 \cdot 9 \cdot 1,0^3 + (24 - 2 \cdot 1,0) \cdot 0,56^3] = 8,16$$

де b_i і t_i - відповідно ширина і товщина листів, що утворюють перетин, включаючи стінку.

При відсутності закріплень і рівномірно розподіленому навантаженні по верхньому поясу:

$$\varphi = 1,14(1,60 + 0,08 \cdot \alpha) = 1,14 \cdot (1,60 + 0,08 \cdot 31,67) = 4,71$$

$$\varphi_1 = 0,7 \cdot 4,71 \cdot \frac{248}{2910} \cdot \left(\frac{24}{600} \right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^2}{240 \cdot 10^{-1}} = 0,43$$

При $\varphi_1 < 0,85$, $\varphi_b = \varphi_1 = 0,43$.

Стійкість прогону забезпечена, оскільки

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} = \frac{21,87 \cdot 10^2}{0,43 \cdot 243} = 20,93 \leq R_y \gamma_c = 0,95 \cdot 240 \cdot 10^{-1} = 22,8 \text{ Н/мм}^2$$

2.4.2 Перевірка жорсткості прогону

Прогин прогону перевіряють від дії складової нормативного навантаження, спрямованої перпендикулярно площині ската.

$$q_{px} = q_p \cos \alpha = 3,75 \cdot 0,9962 = 3,74 \text{ кН/м}$$

Норми [2] допускають враховувати тільки тривалу складову тимчасового навантаження.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{nx} l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0558 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 2910} = 1,05 < f_u = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$$

Жорсткість прогону забезпечена. Витрата стала на прогін становить:

$$G = gl = 24,0 \cdot 6 = 144 \text{ кг /м,}$$

Де $g = 24,0$ кг - лінійна щільність швелера № 24П.

2.5 Визначення відсутніх характеристик ґрунту

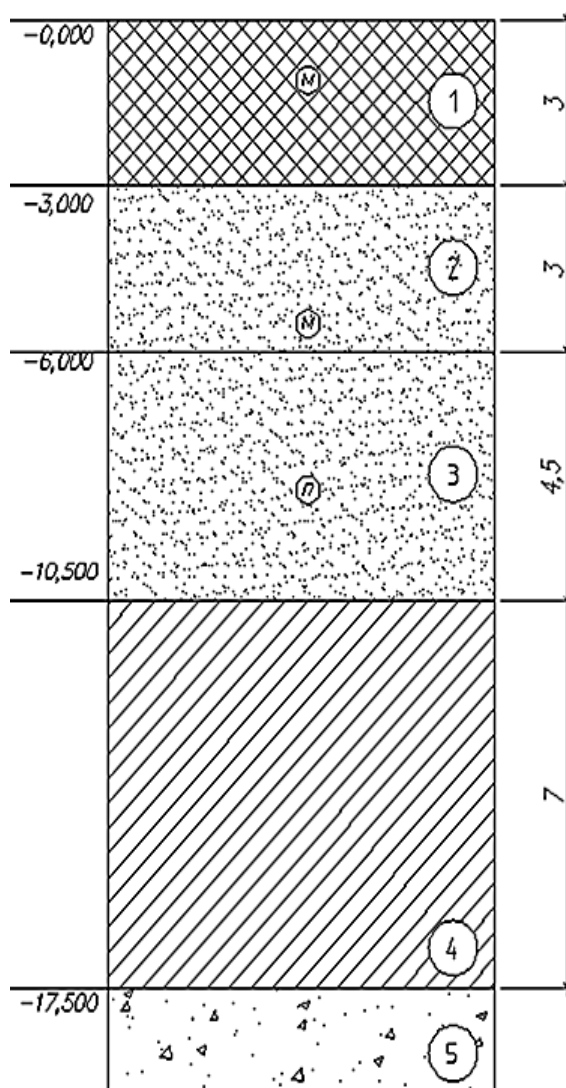


Рисунок 2.2 – Інженерно-геологічний розріз

Для визначення деяких характеристик скористаємося формулами:

де W – вологість;

ρ – щільність ґрунту;

ρ_s – щільність твердих частинок ґрунту;

ρ_d – щільність сухого ґрунту;

e – коефіцієнт пористості ґрунту;

S_r – ступінь водонасичення;

γ – питома вага ґрунту;

γ_{sb} – питома вага ґрунту, нижче рівня підземних вод;

W_p – вологість на межі розкочування;

W_L – вологість на межі плинності;

I_L – показник плинності;

I_p – число пластичності;

c – питоме зчеплення ґрунту;

φ – кут внутрішнього тертя;

E – модуль деформації;

R_o – розрахунковий опір ґрунту.

2.6 Аналіз ґрунтових умов

З поверхні складені слабкі насипні ґрунти (3 м).

Є слабкий підстилаючий шар – пиловатий пісок, до глибини 3 м. Підземні води на відмітці –2,5м. Ґрунти пучинисті.

З поверхні складені слабкі насипні ґрунти (3 м).

Є слабкий підстилаючий шар – пиловатий пісок, до глибини 3 м.

Підземні води на позначці –2,5 м. Ґрунти пучинисті.

Розрахункова глибина сезонного промерзання дорівнює:

$$d_f = d_{f,n} \cdot k_h = 1,3 \cdot 0,7 = 0,91 \text{ м}, \quad (2.28)$$

де $d_{f,n}$ - нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту: 130 см для пісків дрібних і пилюватих, $k_h = 0,7$ - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди.

2.7 Проектування стовпчастого фундаменту неглибокого закладення

2.7.1 Вибір глибини закладення фундаменту

Будівля не має підвалів та інших заглиблених приміщень і споруд.

Фундамент розробляється під металеві колони, відмітка верху фундаменту—0,150м .

Глибина промерзання ґрунту: $d_f = 0,91$ м. З конструктивних міркувань приймаємо глибину закладення на відмітці (-3,450м), висота фундаменту - 3,3 м.

2.7.2 Збір навантажень

Таблиця 2.3 - Збір навантажень на колону

№	Найменування	Вантажна площа, м ²	Нормативне навантаження, т/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, т
Постійні навантаження					
I	Навантаження від конструкції покриття	36	0,24		17,28
	Разом на колону, т				17,28
II	Навантаження від конструкції підлог 1-го поверху				
1	Плитка керамограніт $\sigma = 0,01$ м, $\rho = 2,4$ т/м ³	36	0,024	1,2	1,03
2	Прошарок і заповнення швів цементним клеєм $\sigma = 0,010$ м, $\rho = 1,8$ т/м ³	36	0,02	1,3	0,86

Закінчення таблиці 3.2

№	Найменування	Вантажна площа, м ²	Нормативне навантаження, т/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, т
3	Стяжка з цементно-піщаного розчину $\sigma = 0,04$ м, $\rho = 1,8$ т/м ³	36	0,072	1,3	0,116
4	Утеплювач $\rho = 0,17$ т/м ³ , $\sigma = 0,05$ м	36	0,022	1,2	0
5	Плита ж/б порожниста 220 мм.	36	0,25	1,2	10,8
	Разом	29,16	0,127		12,82
	Разом на колону, т				2,02
Тимчасові навантаження на перекриття і покриття					
IV	Корисне навантаження	36	0,2	1,3	18,72
	Разом на колону, т (2 пов.)				18,72
V	Розрахункове значення снігового навантаження	36	0,32	1,4	11,52
	Разом на колону, т				60,34
	Разом на колону, т				592

Зусилля за даними розрахунку в програмному комплексі SCAD Office 11.5:

$$M = 3,5 \text{ кНм}; Q = 1,9 \text{ кН}.$$

2.7.3 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору

У першому наближенні попередньо площу підшви стовпчастого фундаменту визначаємо за формулою:

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_o - d \cdot \gamma_{\text{сер}}} = \frac{592}{100 - 3,3 \cdot 20} = 19,09 \text{ м}^2 \quad (2.28)$$

де A - площа підшви фундаменту;

$\gamma_{\text{сер}} = 20 \text{ кН/м}^3$ - усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах;

$d = 3,45 \text{ м}$ - глибина закладення фундаменту;

$R_o = 100 \text{ кПа}$ - умовно прийнятий розрахунковий опір у першому

наближенні.

У першому наближенні приймаємо розміри подошви фундаменту:

$$b = 4,2 \text{ м і } l = 4,8 \text{ м; } A = 20,16 \text{ м}^2.$$

Тоді середній розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (2.29)$$

де $\gamma_{c1} = 1,3$ і $\gamma_{c2} = 1,3$ - коефіцієнти умови роботи, представлені в таблиці 3 [2];

$k = 1,1$ – коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик γ і φ ;

$M_y = 1,68, M_g = 7,71, M_c = 9,58$ - коефіцієнти, що залежать від φ , представлені в [2];

k_z - коефіцієнт, що приймається рівним 1,0 при ширині фундаменту $b < 10$ м;

$\gamma_{II} = (1,4 \cdot 18 + 1,1 \cdot 18,25 + 1,4 \cdot 18,94)/3,9 = 18,52$ значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту (за наявності підземних вод визначається з урахуванням зважувальної дії води), кН/м^3 ;

$\gamma'_{II} = (2,1 \cdot 16,2 + 0,45 \cdot 18)/2,55 = 16,43$ - те саме, що залягають вище подошви, кН/м^3 ;

$c_{II} = 7$ кПа - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту.

Згідно з обчисленими характеристиками обчислимо R за формулою 3.9:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,1} [1,68 \cdot 1,0 \cdot 4,2 \cdot 18,52 + 7,71 \cdot 3,45 \cdot 16,43 + 9,58 \cdot 7] = 757,05 \text{ кПа};$$

Як правило, проектувальники обмежують отримане значення розрахункового опору, приймаючи його для пісків дрібних не більше 300 кПа.

Оскільки $R = 757,05 \text{ кПа} > R_0 = 300 \text{ кПа}$, визначимо площу подошви фундаменту в другому наближенні:

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_o - d \cdot \gamma_{cp}} = \frac{592}{300 - 3,45 \cdot 20} = 2,56 \text{ м}^2$$

Остаточно приймаємо розміри підосви фундаменту: $b = 1,5 \text{ м}$ і $l = 2,1 \text{ м}$; $A = 3,15 \text{ м}^2$.

2.7.4 Приведення навантажень до підосви фундаменту

По цифровій осі:

$$N'_I = N_k + N_\phi = N_k + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp} = 592 + 3,45 \cdot 1,5 \cdot 2,1 \cdot 20 = 809,35 \text{ кН} \quad (3.10)$$

По буквеної осі:

$$N'_I = N_k + N_\phi = N_k + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp} = 592 + 3,45 \cdot 1,5 \cdot 2,1 \cdot 20 = 809,35 \text{ кН} \quad (3.11)$$

2.7.5 Визначення тисків на ґрунт і уточнення розмірів фундаменту

Перевіримо виконання умов при $R = 300 \text{ кПа}$:

$$\begin{cases} P_{сep} < R \\ P_{max} < 1,2R \\ P_{min} > 0 \end{cases} \quad (2.30)$$

$$W = \frac{bl^2}{6} = 1,5 \cdot 2, \frac{1^2}{6} = 1,1 \text{ м}^3.$$

$$A = b \cdot l = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ м}^2$$

Перевіримо виконання умов за формулою 3.12:

І комбінація:

$$P_{cp} = \frac{N'}{A} = \frac{809}{3,15} = 256 \text{ кПа} < R = 300 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = \frac{809}{3,15} + \frac{3,5}{1,1} = 260 \text{ кПа} < 1,2R = 360 \text{ кПа};$$

Умови задовольняються.

$$P_{\min} = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} = \frac{809}{3,15} - \frac{3,5}{1,1} = 250,46 \text{ кПа} > 0$$

Умови виконуються, остаточно приймаємо розміри підшви фундаменту: $b = 1,5 \text{ м}$ і $l = 2,1 \text{ м}$ $A = 3,24 \text{ м}^2$.

2.7.6 Розрахунок осідання

Розрахунок осідання представлений у таблиці 2.3.

Розрахунок виконується методом пошарового підсумовування. Розділяємо ґрунт під підшвою фундаменту на шари. Визначаємо природний тиск на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d = 16,43 \cdot 3,45 = 56,68 \text{ кПа}, \quad (2.31)$$

Де γ' - питома вага ґрунту вище підшви фундаменту;

d - висота фундаменту—3,45 м.

Визначаємо природний тиск на межі шарів:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \Sigma \gamma_i h_i \quad (2.32)$$

Де γ_i і h_i - відповідно питома вага і потужність для кожного шару.

Визначимо додатковий тиск під підшвою фундаменту:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg,0} = 256 - 56,68 = 199,32 \text{ кПа} \quad (2.33)$$

Напруження на межі шарів

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot P_0 \quad (2.34)$$

2.7.7 Розрахунок стовпчастого фундаменту на продавлювання

Виконаємо розрахунок на продавлювання від колони:

$$F \leq b_m \cdot R_{bt} \cdot h_{op}, \quad (2.35)$$

де F - сила продавлювання;

R_{bt} - розрахунковий опір, для бетону класу В12,5 ;

$R_{bt} = 660$ кПа, h_{op} - робоча висота піраміди продавлювання.

Сила продавлювання дорівнює:

$$F = A_0 \cdot p_{\max} = 0,45 \cdot 260 = 117 \text{ кН},$$

$$\begin{aligned} \text{де } A_0 &= 0,5 \cdot b \cdot (L - L_p - 2h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_p - 2h_{op})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 1,5 \cdot (2,1 - 1 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 \cdot (1,5 - 1 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,45 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

Геометричні параметри:

$$b_m = 1,5 \text{ м}$$

$$h_{op} = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м}.$$

$$\text{Таким чином, } F = 117 < b_m h_{op} R_{bt} = 1,5 \cdot 0,25 \cdot 660 = 247,5 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

2.7.8 Розрахунок армування плитної частини фундаменту

Розрахуємо і спроектуємо арматуру плитної частини фундаменту. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, в перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи сходинки такими, що працюють як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою 2.36.

$$M_{xi} = \frac{N c_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox} c_{xi}}{l^2} \right), \quad (2.36)$$

де $N = 76,23$ кН - розрахункове навантаження на основу без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах;

$e_{ox} = M/N = 3,5/76,23 = 0,046$ м - ексцентриситет навантаження при моменті M , приведену до підшви фундаменту і рівному c_{xi} - вильоти ступенів.

Згинальні моменти в перерізах, що діють у площині, паралельній меншому боці фундаменту b :

$$M_{yi} = \frac{Nc_{yi}^2}{2b} \quad (2.37)$$

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s} \quad (2.38)$$

де h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури:

для перерізу 1-1: $h_{o1} = h_2 - 0,05 = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м;

для перерізу 2-2: $h_{o3} = h - 0,05 = 3,3 - 0,05 = 3,25$ м;

для перерізу 1' - 1': $h_{o1}' = h_1' - 0,05 = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м;

для перерізу 2' - 2': $h_{o3} = h - 0,05 = 3,3 - 0,05 = 3,25$ м.

R_s - розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-III - $R_s = 365$ МПа;

ξ - коефіцієнт, що визначається залежно від величини:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}, \quad (2.39)$$

b_i - ширина стиснутої зони перерізу:

у напрямку x :

для перерізу 1-1: $b_{x1} = b = 1,5 \text{ м}$;

для перерізу 2-2: $b_{x2} = b - 2c_{x1} = 1,2 \text{ м}$;

у напрямку у:

для перерізу 1' - 1': $b_{y1} = l = 2,1 \text{ м}$;

для перерізу 2' - 2': $b_{y2} = l - 2c_{y2} = 1,2 \text{ м}$;

R_b - розрахунковий опір на осьове стискання, для бетону В12,5 $R_b = 7,5$ МПа;

Результати розрахунку представлені в таблиці 3.4, перерізи, в яких розраховувалася арматура. Схема до розрахунку армування плитної частини фундаменту наведена на рисунку 2.3.

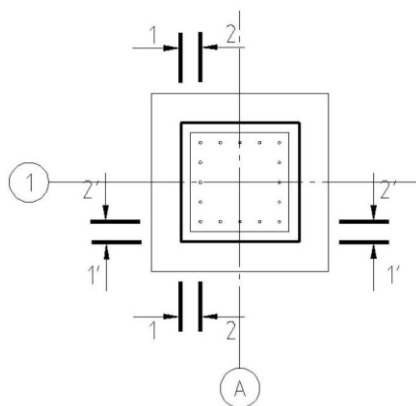


Рисунок 2.3 - Схема до розрахунку армування плитної частини фундаменту

За формулами 2.21-2.24 розрахуємо необхідну площу перерізу арматури.

Таблиця 2.4 - Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт, vc_i , м	M , кН · м	α_m	ξ	h_{oi} , м	A_s , см ²
1	0,45	19	0,001564	0,995	0,25	1,74
2	0,55	53,3	0,000558	0,995	3,25	4,49
1'-1'	0,15	19,3	0,001564	0,995	0,25	1,74
2'-2'	0,25	54,5	0,000558	0,995	3,25	4,49

З конструктивних міркувань для сітки С-1 приймаємо крок арматури в обох напрямках 200мм, таким чином сітка С-1 має в напрямку l 11Ø12 А -III з $A_s =$

12,44 см², в напрямку $b - 8\emptyset 12 \text{ A -III}$ з $A_s = 7,85 \text{ см}^2$. Довжину стрижнів приймаємо відповідно 2050 мм і 1450 мм.

По верху фундаменту із захисним шаром 50 мм укладаємо сітку С – 2 . З конструктивних міркувань для сітки С – 2 приймаємо крок арматури в обох напрямках 200 мм , таким чином сітка С – 2 має в напрямку $l - 6\emptyset 10 \text{ A III}$ з $A_s = 4,71 \text{ см}^2$, в напрямку $b - 6\emptyset 10 \text{ A-III}$ з $A_s = 4,71 \text{ см}^2$. Довжину стрижнів приймаємо відповідно 1100 мм і 1100 мм.

Для забезпечення зв'язної роботи фундаменту встановлюємо в тілі стовпа дві сітки С – 3. З конструктивних міркувань для сітки С – 3 приймаємо крок арматури в напрямку $l - 200 \text{ мм}$, в напрямку $h - 500 \text{ мм}$, таким чином сітка С – 3 має в напрямку $l - 6\emptyset 10 \text{ A -III}$ з $A_s = 4,71 \text{ см}^2$, в напрямку $h - 7\emptyset 8 \text{ A - I}$ з $A_s = 3,52 \text{ см}^2$. Довжину стрижнів приймаємо відповідно 3100 мм і 1100 мм. Також для з'єднання колони з фундаментом закладається заставна деталь у вигляді сталеві плити $t = 20 \text{ мм}$ і анкерів з арматури з глибиною анкерування 400 мм.

2.8 Проектування пальового фундаменту

2.8.1 Вибір глибини закладення ростверку і довжини паль

Глибину закладення ростверку d_p приймаємо мінімальною з конструктивних вимог: $-1,0 \text{ м} - 0,05 \text{ м} - 0,40 \text{ м} = -1,45 \text{ м}$ ($-1,0 \text{ м}$ – відмітка низу колони $0,05 \text{ м}$ - зазор між колоною і склянкою $0,40 \text{ м}$ мінімальна товщина склянки), висота ростверку $h_p = d_p - 0,15$ повинна бути кратною 300 мм , отже, приймаємо $h_p = 1,5 \text{ м}$, $d_p = -1,65 \text{ м}$.

Позначку голови палі приймаємо на $0,3 \text{ м}$ вище підосви ростверку $1,35 \text{ м}$.

В якості несучого шару приймаємо суглинок твердий, так як паля повинна прорізати шари більш слабких, від яких слід очікувати значні деформації при застосуванні більш коротких паль.

Заглиблення паль у суглинок твердий має бути не менше $0,5 \text{ м}$, тому довжину паль приймаємо 10 м (С100.30).

Відмітка нижнього кінця палі—11,350 м. Заглиблення в суглинок складе—0,85 м. Перетин палі приймаємо 300 × 300 мм.

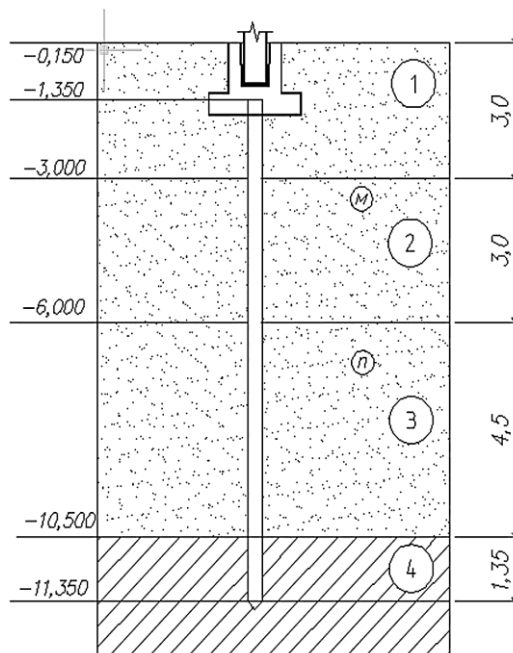


Рисунок 2.4 - ІГЕ і позначки ростверку і палі

2.8.2 Визначення несучої здатності палі

Оскільки паля спирається на стисливий ґрунт, вона є висячою палею, що працює за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем і за рахунок опору ґрунту по бічній поверхні.

Несуча здатність висячих палі визначається за формулою 2.40.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (2.40)$$

$$F_d = 1,0(1,0 \cdot 10824 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot \Sigma 1,0 \cdot 322,45 = 1361,32 \text{ кН}$$

де γ_c - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1,0 ;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається 10824 кПа, представлена в таблиці 2 [10];

$A = 0,09 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі;

γ_{cR} - коефіцієнт умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається для палі, забитих забиванням, рівний 1,0 – 1,2м - периметр

поперечного перерізу палі;

γ_{cf} - коефіцієнт умови роботи по бічній поверхні палі, що приймається для паль, забитих забиванням, рівний 1,0;

f_i - розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту, кПа;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, м.

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком складе

$$F_d/\gamma_k = 1361,32/1,4 = 972,21 \text{ кН},$$

Де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності палі по навантаженню.

Оскільки значення допустимого навантаження перевищує значення, що приймаються в практиці проектування, то значення допустимого навантаження на палю приймаємо $F_d = 600 \text{ кН}$.

2.8.3 Визначення кількості паль і розміщення їх у фундаменті

Кількість паль в куці визначаємо за формулою:

$$n = \frac{\Sigma N}{F_d/\gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{ср}} = \frac{592}{600 - 0,9 \cdot 1,65 \cdot 20} = 2 \text{ палі},$$

Де $\Sigma N = 592 \text{ кН}$ - розрахункове навантаження;

F_d/γ_k - допустиме навантаження на палю;

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{ср}$ - навантаження, що припадає на одну палю, м^2 ;

0,9 - площа ростверку, що припадає на одну палю, м^2 ;

$d_p = 1,65 \text{ м}$ - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{ср} = 20 \text{ кН/м}$ - усереднена середня вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

Оскільки для забезпечення міцності і жорсткості конструкції бункера при передачі моментів від надземної частини через фундамент на ґрунт, потрібно як мінімум 4 палі під фундаменти промислових будівель, то приймаємо кількість паль 4 шт.

Розташування паль в куці приймаємо так, щоб відстань між осями не перевищувала 900 мм. Розміри ростверку в плані складуть, враховуючи звиси

його за зовнішні грані паль $0,5d = 150$ мм, -1500×1500 мм.

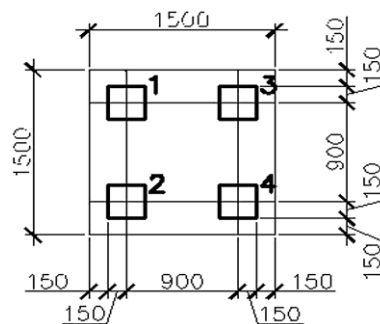


Рисунок 2.5 - Схема розташування паль в куці

2.84 Приведення навантажень до підшви ростверку

По цифровій осі:

$$N'_I = N_{\max} + N_{\text{сТ}} + N_p = N_{\max} + N_{\text{сТ}} + b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}} \cdot \gamma_n = 592 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,65 \cdot 20 \cdot 1,1 = 673,67 \text{ кН};$$

$$M'_I = 3,5 \text{ кН}$$

$$Q'_I = Q_{\text{відпов}} = 1,5 \text{ кН}$$

По буквенної осі:

$$N'_I = N_{\max} + N_{\text{сТ}} + N_p = N_{\max} + N_{\text{сТ}} + b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}} \cdot \gamma_n = 592 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,65 \cdot 20 \cdot 1,1 = 673,67 \text{ кН}; M'_I = 5,1 \text{ кН}; Q'_I = Q_{\text{відпов}} = -0,44 \text{ кН}.$$

2.8.5 Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності паль

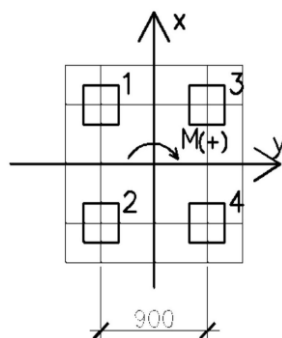


Рисунок 2.6 - Схема визначення навантажень на палю

Перевіримо виконання умов:

$$\begin{cases} N_{\text{пл}} \leq F_d/\gamma_k \\ N_{\text{пл}}^{\text{кр}} \leq 1,2F_d/\gamma_k \\ N_{\text{пл}}^{\text{кр}} \geq 0 \end{cases} \quad (2.41)$$

де $N_{\text{пл}}^{\text{кр}}$ - навантаження на палю крайнього ряду.

$$N_{\text{пл}} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum(y_i^2)}; Q_{\text{пл}} = \frac{Q'}{n} \quad (2.42)$$

де n — кількість паль в кущі;

y - відстань від осі пальового куща до осі палі, в якій визначається зусилля, м;

y_i - відстань від осі куща до кожної палі, м.

Навантаження на палю визначаємо за формулою 2.43.

$$N_{\text{пл}} = \frac{N}{n} \mp \frac{M \cdot y}{\sum y_i^2} + 11m_{\text{пл}} \quad (2.43)$$

Де y - відстань від осі пальового куща до осі палі, в якій визначається зусилля, м;

y_i - відстань від осі куща до осі кожної палі, м.

$$\sum y_i^2 = ((-0,45)^2 + (-0,45)^2 + 0,45^2 + 0,45^2) = 0,81 \text{ м}$$

Визначимо навантаження на палі.

$$N_{\text{пл}}^{1,2} = \frac{673,67}{4} - \frac{3,5 \cdot 0,45}{0,81} + 11 \cdot 2,28 = 168,41 - 1,94 + 2,5 = 168,98 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{1,2} = 168,98 < 600 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{3,4} = \frac{673,67}{4} + \frac{3,5 \cdot 0,45}{0,81} + 11 \cdot 2,28 = 168,41 + 1,94 + 2,5 = 172,87 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{3,4} = 172,87 < 600 \text{ кН}$$

Всі необхідні умови виконуються.

2.8.6 Конструювання ростверку

Колона сталева, двотаврового перетину К1 з відміткою нижнього торця—0,130 м , відмітка верху фундаменту—0,150 м приварюється на опорну плиту металу товщиною 20 мм, яка є заставною деталлю фундаменту ФМ-1, наведеною на рисунку 2.7.

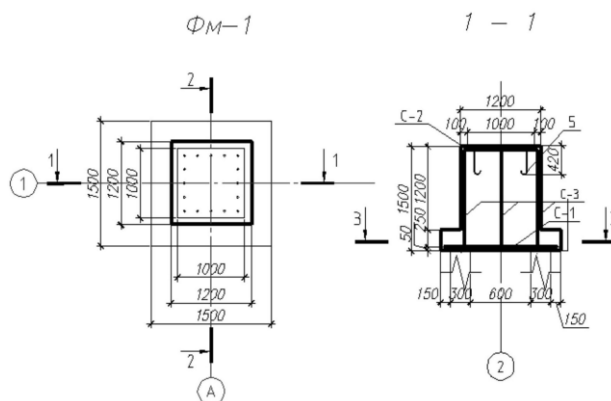


Рисунок 2.7 - Схема з позначенням розмірів фундаменту

2.8.7 Розрахунок ростверку на вигин

Розрахуємо і спроектуємо арматуру плитної частини фундаменту. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, в перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи сходинок такими, що працюють як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою:

$$M_{xi} = \frac{N c_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox}c_{xi}}{l^2} \right), \quad (2.44)$$

Де $N = 76,23$ кН - розрахункове навантаження на основу без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах;

$e_{ox} = M/N = 3,5/76,23 = 0,046$ м - ексцентриситет навантаження при моменті M , приведену до підшви фундаменту і рівному;

c_{xi} - вільоти сходинок.

Згинальні моменти в перерізах, що діють у площині, паралельній меншому боці фундаменту b :

$$M_{yi} = \frac{Nc_{yi}^2}{2b} \quad (2.45)$$

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s} \quad (2.46)$$

де h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури:

для 1-1: $h_{o1} = h_2 - 0,05 = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м;

для 2-2: $h_{o3} = h - 0,05 = 3,3 - 0,05 = 3,25$ м;

для 1' - 1': $h_{o1}' = h_1' - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м;

для 2' - 2': $h_{o3} = h - 0,05 = 3,3 - 0,05 = 3,25$ м;

R_s - розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-III- $R_s = 365$ МПа;

ξ - коефіцієнт, що визначається залежно від величини:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b} \quad (2.47)$$

b_i - ширина стиснутої зони перерізу:

у напрямкух :

для 1-1: $b_{x1} = b = 1,8$ м;

для 2-2: $b_{x2} = b - 2c_{x1} = 1,2$ м;

у напрямкуу :

для 1' - 1': $b_{y1} = l = 1,8$ м;

для 2' - 2': $b_{y2} = l - 2c_{y2} = 1,2$ м;

R_b - розрахунковий опір на осьове стискання, для бетону В12,5 - $R_b = 7,5$ МПа;

Результати розрахунку наведені в табл.2.7, перерізи, в яких розраховувалася арматура, показані на рисунку 2.8.

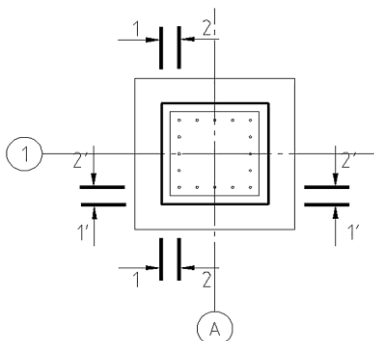


Рисунок 2.8 - Схема до розрахунку армування плитної частини фундаменту

За формулами 2.21-2.24 розрахуємо необхідну площу перерізу арматури.

Таблиця 2.5 - Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт, c_i , м	M , $\text{кН} \cdot \text{м}$	α_m	ξ	h_{oi} , м	A_s , см^2
1	0,30	1,9	0,001564	0,995	0,25	1,53
2	0,5	5,3	0,000558	0,995	3,25	3,32
1'-1'	0,3	1,9	0,001564	0,995	0,25	1,53
2'-2'	0,5	5,3	0,000558	0,995	3,25	3,32

З конструктивних міркувань для сітки С -1 приймаємо крок арматури в напрямку l – 400 мм, напрямку b – 200 мм.

Таким чином, сітка С – 1 має в напрямку l – $3\phi 10$ А -III з $A_s = 7,85 \text{ см}^2$, в напрямку b – $5\phi 12$ А -III з $A_s = 7,85 \text{ см}^2$. Довжину стрижнів приймаємо відповідно 860 мм і 1100 мм.

По верху фундаменту із захисним шаром 50 мм укладаємо сітку С-2. З конструктивних міркувань для сітки С – 2 приймаємо крок арматури в обох напрямках 200 мм, таким чином сітка С – 2 має в напрямку l – $7\phi 16$ АIII з $A_s = 4,71 \text{ см}^2$, в напрямку b – $7\phi 16$ А-III з $A_s = 4,71 \text{ см}^2$. Довжину стрижнів приймаємо відповідно 1420 мм і 1420 мм.

Для забезпечення зв'язної роботи фундаменту встановлюємо в тілі стовпа три сітки С – 3 з кроком в обох напрямках 200 мм. Таким чином сітка С – 3 має в

напрямку $l - 7\emptyset 16$ А-III $zA_s = 4,71 \text{ см}^2$, в напрямку $h - 4\emptyset 16$ А-III $zA_s = 3,52 \text{ см}^2$. Довжину стрижнів приймаємо відповідно 820 мм і 1420 мм.

2.9 Висновки до розділу 2

У другому розділі кваліфікаційної роботи виконано комплексне розрахунково-конструктивне обґрунтування несучих елементів ангара, зокрема металевого просторового каркаса, підкранових балок, прогонів покриття та фундаментів. Прийнята конструктивна схема з металевими колонами та балками є раціональною для промислових будівель з великими прольотами та значними динамічними навантаженнями від мостових кранів.

Особливу увагу приділено розрахунку та конструюванню підкранової балки під два мостові крани вантажопідйомністю 5 т. Виконано визначення розрахункових зусиль від вертикальних і горизонтальних навантажень, перевірено умови міцності, жорсткості та стійкості балки.

Отримані результати підтвердили, що підібраний двотавровий переріз забезпечує необхідний запас міцності та відповідає нормативним вимогам.

У розділі також виконано аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, що характеризується наявністю слабких насипних і пилюватих ґрунтів. На цій основі запроєктовано та порівняно два варіанти фундаментів — стовпчастий фундамент неглибокого закладення та пальовий фундамент. Проведені розрахунки показали, що застосування пальового фундаменту є більш надійним рішенням в умовах складної ґрунтової основи, оскільки забезпечує зменшення осідань та рівномірну передачу навантажень на несучі шари ґрунту.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

Практичне використання засобів скінченно-елементного аналізу, реалізованих у сучасних комп'ютерних програмних комплексах, дає змогу вже на етапі проєктування конструкцій визначати найбільш раціональні форми та геометричні розміри елементів, оптимізувати їх конструктивні рішення, а також суттєво підвищити надійність, жорсткість і довговічність споруд.

Сучасні науковці та практикуючі інженери широко застосовують різноманітні обчислювальні програмні засоби, кожен з яких має власні функціональні можливості, алгоритми розрахунку та специфіку практичного використання залежно від типу конструкцій і поставлених інженерних задач.

На сьогодні метод скінченних елементів є найбільш розвиненим чисельним методом дослідження напружено-деформованого стану балочних конструкцій. Реалізація поставленого в роботі завдання здійснюється у три основні етапи:

1. побудова геометричної моделі розрахункової конструкції;
2. задання навантажень, механічних характеристик матеріалу, граничних умов та отримання числового розв'язку задачі;
3. аналіз і інтерпретація результатів обчислень.

3.1 Моделювання підкранової балки

Скінченно-елементна модель балки та загальний вигляд робочого вікна програмного комплексу для розрахунку стійкості наведені на рис. 3.1. На рис. 3.2 представлено металеву балку, розбиту на скінченні елементи, що утворюють скінченно-елементну сітку та забезпечують коректне числове моделювання її роботи.

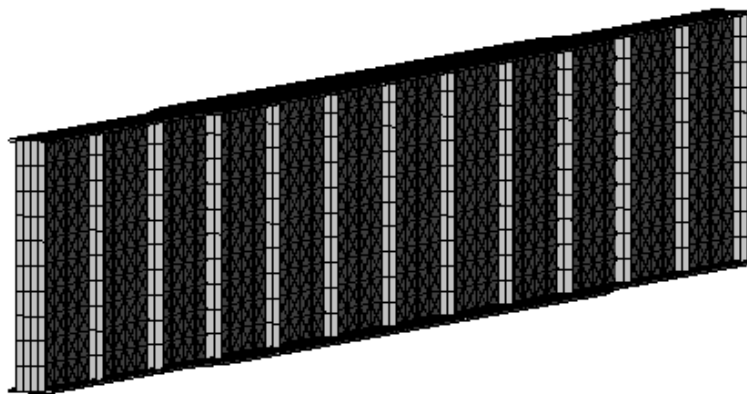


Рисунок 3.1 – Модель двотаврової підкранової металевої балки

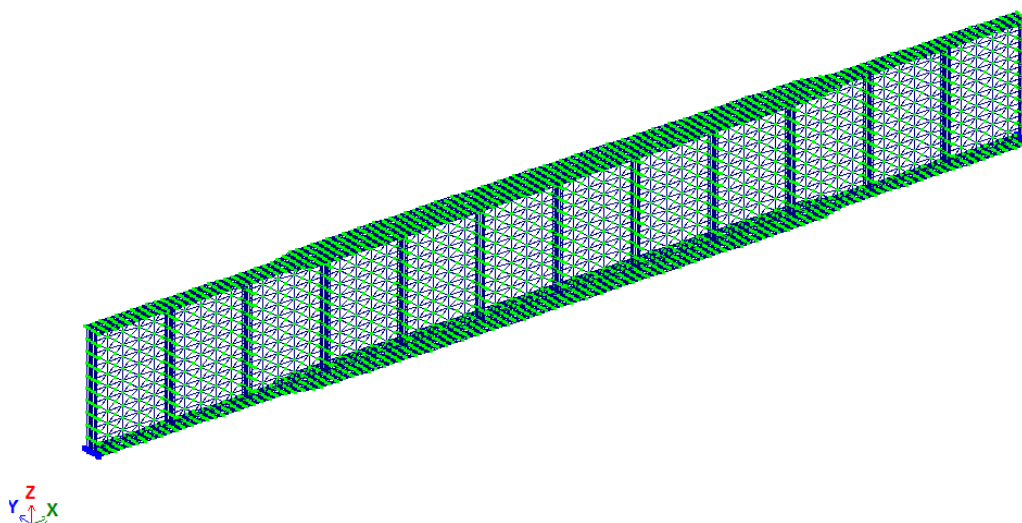


Рисунок 3.2 – Модель балки із створеною скінченно-елементною сіткою

Таким чином, на основі отриманих результатів числового розрахунку та детального аналізу форм втрати стійкості можна обґрунтовано зробити висновки щодо характеру, інтенсивності та просторового розподілу деформацій у різних ділянках перерізу металевої двотаврової балки. Це, у свою чергу, дозволяє своєчасно ідентифікувати потенційно небезпечні зони та визначити доцільність внесення конструктивних змін з метою підвищення несучої здатності й стійкості елемента.

На відміну від класичного аналітичного підходу, метод скінченних елементів (МСЕ) забезпечує можливість детальної візуалізації напружено-деформованого стану, що дає змогу чітко виділити найбільш критичні ділянки балки. Це формує наочне уявлення про ефективність використання матеріалу та дозволяє локалізовано проаналізувати зони втрати стійкості або області, де

матеріал працює нерационально.

У програмному комплексі «ЛІРА» було проведено моделюючий експеримент, який передбачає визначення коефіцієнта втрати стійкості та аналіз деформаційної форми моделі металевої двотаврової балки. Геометричні параметри балки прийняті аналогічними балці ГБ-1 (рис. 3.3). Слід зазначити, що у випадку, коли значення коефіцієнта втрати стійкості є меншим за 1, виникає необхідність застосування додаткових конструктивних заходів для забезпечення нормативного рівня стійкості, тобто приведення цього коефіцієнта до значень більших за 1, що гарантує надійну та безпечну роботу конструкції.

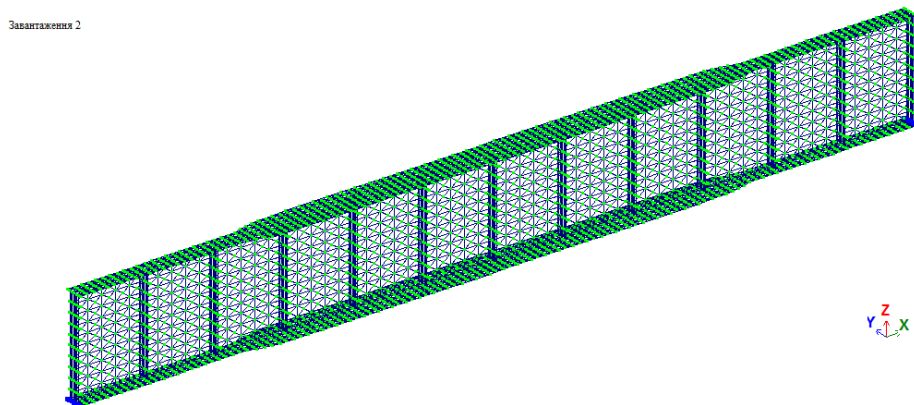


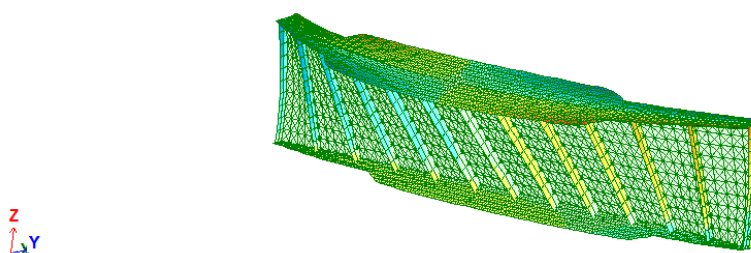
Рисунок 3.3 – САЕ – скінчено-елементна сіткова модель металевої двотаврової балки.

У результаті виконаних числових обчислень отримано форми переміщень, а також визначено величини та характер просторового розподілу деформацій конструктивного елемента, що наочно представлені на рис. 3.2. Отримані деформаційні форми дозволяють оцінити поведінку конструкції під дією прикладених навантажень та ідентифікувати найбільш напружені ділянки, у яких можливий розвиток втрати стійкості.

У роботі наведено результати розрахунку стійкості лише для першої форми втрати стійкості, оскільки саме вона є визначальною з точки зору безпеки та найменшого запасу міцності. Аналіз показав, що при дії власної ваги конструкції запас стійкості є достатньо значним для всіх розглянутих форм втрати стійкості, а

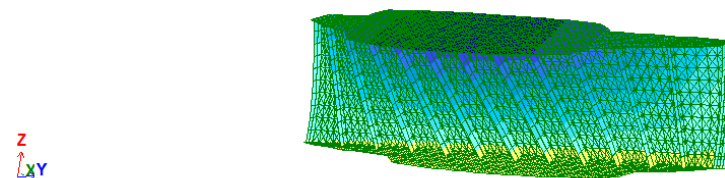
відповідні деформації мають незначний характер і не становлять загрози для нормальної експлуатації. Таким чином, зосередження уваги на першій формі втрати стійкості є обґрунтованим та дозволяє найбільш ефективно оцінити працездатність конструкції за умов дії експлуатаційних навантажень.

Завантаження 2
Форма втрати стійкості у гл. с.
Ізополю переміщень по X(G)
Коефіцієнт 1.35045



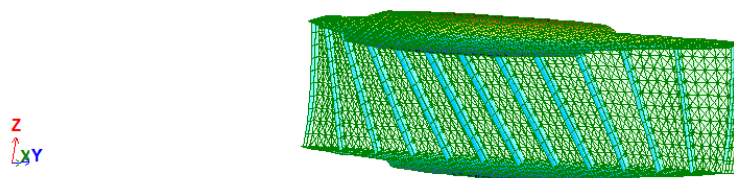
а)

Завантаження 2
Форма втрати стійкості у гл. с. 1
Ізополю переміщень по Y(G)
Коефіцієнт 1.35045



б)

Завантаження 2
Форма втрати стійкості у гл. с.
Ізополю переміщень по Z(G)
Коефіцієнт 1.35045



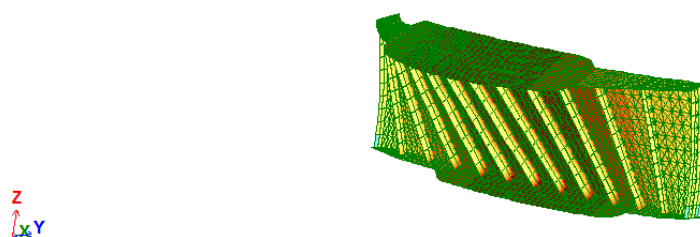
в)

а)х; б)у; в)z.

Рисунок 3.2 – Деформування балки по першій формі втрати стійкості по осі

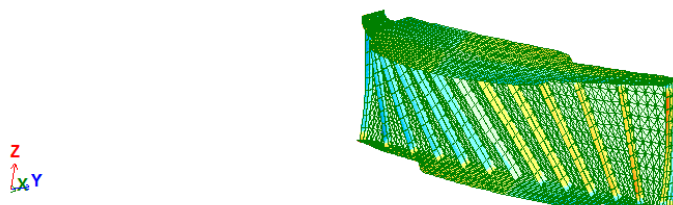
Чисельні значення поворотів металевої двотаврової балки навколо глобальних осей в Декартовій системі координат наведено на рис 3.3

Завантаження 2
Форма втрати стійкості у гл. с. 1
Ізополю переміщень по UX(G)
Коефіцієнт 1.35045



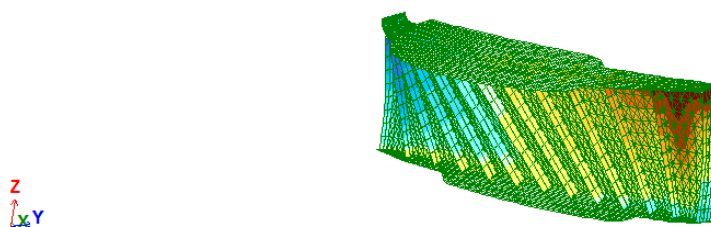
а)

Завантаження 2
Форма втрати стійкості у гл. с. 1
Ізополю переміщень по UY(G)
Коефіцієнт 1.35045



б)

Завантаження 2
Форма втрати стійкості у гл. с. 1
Ізополю переміщень по UZ(G)
Коефіцієнт 1.35045



в)

а) ізополю поворотів навколо осі UX; б) ізополю поворотів навколо осі UY, в) ізополю поворотів навколо осі UZ.

Рисунок 3.3 – Ізополю поворотів металевої двотаврової балки

Характер деформування металевої двотаврової балки, встановлений за результатами числового аналізу, є типовим для даного класу сталевих балкових конструкцій при реалізації першої форми втрати стійкості. Отримана деформаційна форма відображає закономірності просторової роботи балки та підтверджує адекватність прийнятої розрахункової моделі. Інші можливі форми втрати стійкості також були визначені в процесі обчислень, проте у межах даного дослідження вони не наводяться, оскільки не є визначальними з точки зору граничного стану та мають вищі значення коефіцієнтів запасу.

Чисельні значення лінійних переміщень та кутових поворотів, отримані для елементів металевої двотаврової балки, свідчать про достатній рівень загальної та місцевої стійкості конструкції. Зокрема, для першої форми втрати стійкості за умов дії експлуатаційних навантажень коефіцієнт запасу стійкості становить 1,35, що відповідає нормативним вимогам і забезпечує надійну роботу балки в процесі експлуатації.

Практичне трактування отриманого значення полягає в тому, що для досягнення повної втрати стійкості навантаження, яке діє на балку, повинно бути збільшене приблизно на 35% порівняно з розрахунковим експлуатаційним рівнем. Водночас подальше зниження коефіцієнта запасу стійкості є небажаним, оскільки може призвести до зменшення надійності конструкції, зростання чутливості до дефектів виготовлення та монтажу, а також до підвищеного ризику розвитку нестійких деформацій.

3.2 Висновок до розділу 3

У третьому розділі кваліфікаційної роботи виконано науково-дослідне дослідження роботи підкранової металевої балки з використанням методу скінченних елементів. Побудовано скінченно-елементну модель двотаврової балки у програмних комплексах SCAD та ЛІРА, що дозволило детально проаналізувати її напружено-деформований стан та форми втрати стійкості.

У результаті чисельного моделювання отримано деформаційні форми балки та визначено коефіцієнт втрати стійкості. Аналіз показав, що перша форма втрати стійкості є визначальною з точки зору безпеки експлуатації, а запас стійкості при дії експлуатаційних навантажень є достатнім. Отримані результати підтвердили коректність інженерних розрахунків, виконаних у розрахунково-конструктивному розділі.

Застосування методу скінченних елементів дозволило наочно ідентифікувати найбільш напружені зони балки та оцінити ефективність використання матеріалу. Проведене дослідження демонструє доцільність використання сучасних чисельних методів при проєктуванні металевих конструкцій промислових будівель та має практичну цінність для інженерної практики.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці

4.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві

З метою забезпечення сприятливих для здоров'я умов праці, високого рівня працездатності, профілактики травматизму і професійних захворювань, отруєнь та відвернення іншої можливої шкоди для здоров'я на підприємствах, в установах і організаціях різних форм власності повинні встановлюватися єдині санітарно-гігієнічні вимоги до організації виробничих процесів, пов'язаних з діяльністю людей, а також до якості машин, обладнання, будівель та інших об'єктів, які можуть мати шкідливий вплив на здоров'я. Всі державні стандарти, технічні умови і промислові зразки обов'язково погоджуються з органами охорони здоров'я в порядку, встановленому законодавством. Власники і керівники підприємств, установ та організацій зобов'язані забезпечити в їхній діяльності виконання правил техніки безпеки, виробничої санітарії та інших вимог щодо охорони здоров'я, передбачених законодавством, не допускати шкідливого впливу на здоров'я людей (ст. 28 Основ законодавства України про охорону здоров'я).

Власник зобов'язаний створити в кожному структурному підрозділі й на робочому місці умови праці відповідно до вимог нормативних актів, а також забезпечити дотримання прав працівників, гарантованих чинним законодавством.

Типове положення про службу охорони праці затверджене наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 15 листопада 2004 р. № 255. Служба охорони праці створюється на підприємствах з кількістю працюючих 50 і більше осіб. На підприємстві з кількістю працюючих менше 50 осіб функції служби охорони праці можуть виконувати у порядку сумісництва (суміщення) особи, які мають відповідну підготовку. На підприємстві з кількістю працюючих менше 20 осіб для виконання функцій служби охорони праці можуть залучатися сторонні спеціалісти на договірних засадах, які мають виробничий стаж роботи не менше трьох років і пройшли навчання з охорони праці. Служба

охорони праці підпорядковується безпосередньо роботодавцю. Ліквідація служби охорони праці допускається тільки у разі ліквідації підприємства чи припинення використання найманої праці фізичною особою.[80]

У разі відсутності впровадженої системи якості відповідно до ISO 9001, опрацювання ефективної системи управління охороною праці на підприємстві та сприяння удосконаленню діяльності у цьому напрямку кожного структурного підрозділу і кожного працівника; забезпечення фахової підтримки рішень роботодавця з цих питань; організація проведення профілактичних заходів, спрямованих на усунення шкідливих і небезпечних виробничих факторів, запобігання нещасним випадкам на виробництві, професійним захворюванням та іншим випадкам загрози життю або здоров'ю працівників; вивчення та сприяння впровадженню у виробництво досягнень науки і техніки, прогресивних і безпечних технологій, сучасних засобів колективного та індивідуального захисту працівників; контроль за дотриманням працівниками вимог законів та інших нормативно-правових актів з охорони праці, положень (у разі наявності) галузевої угоди, розділу "Охорона праці", колективного договору та актів з охорони праці, що діють у межах підприємства; інформування та надання роз'яснень працівникам підприємства з питань охорони праці.

4.1.2 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу металевих конструкцій

Під час монтажу будівельних конструкцій, крім погодженого і затвердженого у встановленому порядку ПВР, необхідно виконувати вимоги дійсного документа, ДБН "Техніка безпеки в будівництві", ДНАОП 0.00-1.03-93 "Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів, а також інших державних і відомчих нормативних актів і документів з урахуванням змін, які публікуються у журналі "Охорона праці"

Під час монтажу будівельних конструкцій основними шкідливими виробничими факторами слід вважати:

- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;
- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків будинків і споруд;
- втрату стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних майданчиків;
- розташування робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок;
- недостатню освітленість робочої зони;
- дію вітру на вантажопідіймальні крани, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції чи частини будинків і споруд;
- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;
- підвищену чи знижену температуру повітря робочої зони;
- небезпечну і шкідливу дію на людей електричного струму, електричної дуги, електромагнітного випромінювання і статичної електрики;
- вплив підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань при виконанні електрозварювальних робіт, а також іонізуючих випромінювань при контролі якості зварених швів;
- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;
- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт;
- використання порохового монтажного інструмента.

Попередження чи зниження впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів, повинно забезпечуватися при:

- пересуванні і роботі машин, механізмів і літальних апаратів - шляхом позначення знаками безпеки небезпечних зон, інженерної підготовки шляхів їх переміщення, а також дотримання правил безпечної їх експлуатації;
- переміщенні конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також при втраті стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних конструкцій -

шляхом дотримання технології виконання робіт, а також прийняття в необхідних випадках інженерно-технічних рішень, що забезпечують несучу здатність цих конструктивних елементів;

- розташуванні робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень, використання прогресивних засобів підмашування: автомобільних гідравлічних підйомників (АГП), телескопічних підйомників, колисок, навішених на гак вантажопідіймальних кранів, і т.д., а також застосуванням страхувальних пристроїв і пристосувань;

- недостатній освітленості робочої зони - забезпеченням освітленості площадок складування, будмайданчиків, монтажних площадок і робочих місць за спеціально розробленим проектом відповідно до "Норми освітлення будівельних майданчиків";

- дії вітру на вантажопідіймальні механізми, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції (ферми, колони і ін.), частини будинків і споруд - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень на підставі перевірочних розрахунків на вітрові навантаження: для вантажів, що піднімаються кранами;

- фізичних перевантаженнях - шляхом максимальної механізації ручної праці і дотримання допустимих норм навантажень при підйомі і переміщенні одиночних вантажів вручну, які не повинні перевищувати для жінок 10 кг при сумісництві з іншою роботою і 7 кг постійно на протязі робочої зміни; для чоловіків - максимум 50 кг.

4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1

У підрозділі 4.1 кваліфікаційної роботи розглянуто питання охорони праці під час будівництва та експлуатації одноповерхової промислової будівлі ангарного типу, призначеної для обслуговування будівельної та колійної техніки. Встановлено, що характер виконуваних робіт, зокрема монтаж металевих

конструкцій, улаштування підкранових балок, виконання зварювальних робіт і використання вантажопідіймальних механізмів, належить до категорії робіт з підвищеним рівнем небезпеки.

У процесі аналізу визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для будівельного майданчика промислової будівлі, а саме: ризик падіння з висоти під час монтажу конструкцій, можливість травмування при переміщенні металевих елементів, вплив шуму, вібрацій і зварювальних аерозолів, а також небезпеку ураження електричним струмом. З урахуванням чинних нормативно-правових актів у сфері охорони праці обґрунтовано необхідність комплексного підходу до організації безпечних умов праці.

У роботі запропоновано комплекс організаційних і технічних заходів з охорони праці, що включає проведення вступного, первинного та повторного інструктажів, застосування засобів індивідуального та колективного захисту, огороження небезпечних зон, дотримання технологічної послідовності виконання робіт та постійний контроль за станом безпеки на будівельному майданчику. Реалізація запропонованих заходів дозволяє знизити рівень виробничого травматизму та забезпечити безпечні умови праці відповідно до вимог чинного законодавства України.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Оцінка стійкості об'єкту (цеху) до впливу ударної хвилі ядерного (техногенного) вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Шляхи та методи підвищення стійкості функціонування об'єкту (цеху) в умовах надзвичайної ситуації в мирний та воєнний час, доволі різноманітні і визначаються конкретними специфічними особливостями кожного окремого підприємства.

Вибір найбільш ефективних (в тому числі і з економічної точки зору) шляхів і способів підвищення стійкості функціонування об'єкту, можливий тільки на основі всебічної ретельної оцінки кожного підприємства, як об'єкту громадянської оборони.

За критерій стійкості об'єктів до впливу ударної хвилі ,беруть максимальне значення надлишкового тиску, при якому будинки, споруди й устаткування зберігаються, або одержують слабкі руйнування (ушкодження). При оцінці стійкості визначають наступне:

- максимальний можливий надлишковий тиск ударної хвилі $\Delta P_{\Phi \max}$ очікуване на об'єкті;
- виділяють основні елементи на об'єкті, від яких залежить його працездатність;
- визначають надлишковий тиск, при яких будинки, споруди, устаткування одержують слабкі, середні, сильні і повні руйнування;
- визначають межі стійкості кожного виділеного елементу до ударної хвилі щодо надлишковому тиску $\Delta P_{\Phi \lim}$, при якому елементи одержують слабкі руйнування;
- визначають межі стійкості об'єкту в цілому до ударної хвилі по мінімальній межі стійкості його складових елементів.

Все це буде залежати від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції й розмірів елементів об'єкта, орієнтації відносно вибуху, розміщення будівель і споруд, рельєфу місцевості, характеру аварії, сили землетрусу чи бурі.

Врахувати їх разом для кожного об'єкта неможливо. Тому опір конструкцій дії вибухової хвилі прийнято характеризувати надмірним тиском у фронті ударної хвилі який призводить до слабких, середніх і сильних руйнувань.

Послідовність проведення оцінювання:

- визначення максимального надмірного тиску ударної хвилі, сейсмічної хвилі чи сили бурі, яка очікується на об'єкті;
- виділення основних елементів на об'єкті (тваринницькі ферми, склади, майстерні, комбикормовий цех, цехи переробки та ін.), від яких залежатиме функціонування об'єкта і виробництво продукції;
- оцінка стійкості кожного елемента об'єкта;
- порівняння розрахованої межі стійкості об'єкта з очікуваним максимальним надмірним тиском ударної хвилі сейсмічної хвилі чи сили бурі.
- визначення ступеня можливих руйнувань за таблицею результатів оцінки для елементів об'єкта при можливому і максимальному значенні надмірного тиску, тиску сейсмічної хвилі чи сили бурі і можливі при цьому втрати (відсотки).

На основі результатів оцінки стійкості об'єкта роблять висновки і пропозиції по кожному елементу і об'єкту в цілому: межа стійкості об'єкта, найбільш вразливі його елементи, характер і ступінь руйнувань при максимальному надмірному тиску, сильному землетрусі і урагані, можливі збитки; межа доцільного підвищення стійкості найбільш вразливих елементів об'єкта і пропозиції (заходи) для підвищення межі стійкості об'єкта.

Такими заходами можуть бути:

- укріплення несучих конструкцій та перекрить будівель установкою додаткових колон, ферм, контрфорсів або підкосів;
- розміщення обладнання на нижніх поверхах будівель або в підвалах, надійне закріплення на фундаменті.

4.2.2 Організація і проведення досліджень з оцінки стійкості об'єкту в НС

Оцінювання стійкості роботи об'єкту – це всебічне вивчення підприємства з погляду здатності його протистояти впливу вражаючих факторів ядерного вибуху, відновлення виробництва при одержанні середніх і слабких руйнувань.

Мета дослідження складається в тому, щоб виявити уразливі місця в роботі об'єкту у воєнний час і виробити найбільш ефективні пропозиції і рекомендації, спрямовані на підвищення його стійкості. Надалі ці рекомендації включаються в план заходів щодо підвищення стійкості роботи об'єкту, що і реалізується.

Дослідження стійкості підприємств проводиться силами інженерно-технічного персоналу із залученням фахівців науково-дослідних і проектних організацій, пов'язаних із даним підприємством. Організатором і керівником дослідження є керівник підприємства – начальник ЦО об'єкту.

Весь процес планування і проведення дослідження можна розділити на три етапи: перший – підготовчий, другий – оцінка стійкості роботи об'єкту в умовах воєнного часу, третій – розробка заходів, що підвищують стійкість роботи об'єкту.

На першому етапі розробляються керівні документи, визначається склад учасників дослідження й організується їхня підготовка.

Основними документами для організації дослідження стійкості роботи об'єкту є: наказ керівника підприємства; календарний план основних заходів щодо підготовки до проведення дослідження; план проведення дослідження.

Наказ директора підприємства (керівника дослідження) розробляється на підставі вказівок старшого начальника з урахуванням особливостей і конкретних умов, пов'язаних із виробничою діяльністю об'єкту. У наказі вказуються: мета і задачі майбутнього дослідження, час проведення робіт, склад учасників і задачі дослідницьких груп, терміни готовності звітної документації.

Календарний план підготовки до проведення дослідження визначає основні заходи і терміни їхнього проведення, відповідальних виконавців, сили і засоби, які беруть участь у поставлених задачах.

План проведення дослідження стійкості роботи об'єкту є основним документом, що визначає зміст роботи керівника дослідження і дослідницьких груп головних фахівців. У плані вказуються: тема, мета і тривалість дослідження, склад слідчих груп і зміст їхньої роботи, порядок дослідження. Тривалість дослідження встановлюється в залежності від обсягу робіт і підготовленості учасників, залучених до виконання задач, і може складати два – три місяці.

Залежно від складу основних виробничо-технічних служб на об'єкті можуть створюватися такі дослідницькі групи:

- начальника відділу капітального будівництва;
- головного енергетика;
- головного технолога;
- головного механіка;
- відділу матеріально-технічного постачання та ін.

Крім того, створюється група штабу ЦО об'єкту, в яку входять начальники служб оповіщення і зв'язку, протирадіаційного і протихімічного захисту сховищ і ПРУ, медична, охорони суспільного порядку, матеріально-технічного постачання.

Для узагальнення отриманих результатів і подання загальних пропозицій створюється група керівника дослідження на чолі з головним інженером чи начальником виробничого відділу. Чисельність дослідницьких груп залежить від обсягу розв'язуваних задач, специфіки виробництва і може складати 5 – 10 чоловік.

Підвищення стійкості об'єкта досягається посиленням найбільш слабких (вражаючих) елементів і ділянок об'єкту. Для цього на кожному ОНГ завчасно на основі досліджень планують і проводять відповідні організаційні й інженерно-технічні заходи. Досягнення науки і техніки дозволяють реалізувати такі рішення, при яких підприємство буде стійке до впливу дуже значних надлишкових тисків, однак це пов'язано з великими витратами засобів і матеріалів і може бути виправдано лише при захисті унікальних, особливо важливих елементів об'єкту. Заходи будуть економічно обґрунтовані, якщо вони максимально узгоджені із завданнями, які розв'язуються в мирний час для забезпечення безаварійної роботи,

поліпшення умов праці, удосконалювання виробничого процесу. Особливо велике значення має розробка інженерно-технічних заходів при новому будівництві у процесі проектування.

4.2.3 Висновки до підрозділу 4.2

підрозділі 4.2 кваліфікаційної роботи розглянуто питання забезпечення безпеки промислової будівлі в умовах надзвичайних ситуацій техногенного та воєнного характеру. Особливу увагу приділено аналізу стійкості будівлі до дії небезпечних факторів, зокрема ударної хвилі, а також можливих наслідків таких впливів для людей і конструктивних елементів.

У процесі аналізу встановлено, що рівень безпеки об'єкта в надзвичайних ситуаціях значною мірою залежить від просторової жорсткості металевого каркаса, надійності фундаментів і раціональності об'ємно-планувальних рішень. Прийнята конструктивна схема ангара забезпечує ефективний перерозподіл внутрішніх зусиль та збереження несучої здатності конструкцій при дії екстремальних навантажень у межах нормативних значень.

У роботі також обґрунтовано організаційні заходи цивільного захисту, зокрема забезпечення нормативних шляхів евакуації, організацію системи оповіщення персоналу, розробку інструкцій щодо дій у разі виникнення надзвичайних ситуацій та забезпечення доступу до захисних споруд. Запропоновані заходи спрямовані на мінімізацію можливих людських і матеріальних втрат та підвищення рівня загальної безпеки експлуатації промислової будівлі.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У процесі виконання кваліфікаційної роботи було розроблено проєкт одноповерхової промислової будівлі ангарного типу, призначеної для обслуговування будівельної та колійної техніки на залізничному ходу. Робота виконувалась відповідно до чинних будівельних норм, державних стандартів і методичних рекомендацій, що забезпечило комплексний підхід до вирішення архітектурних, конструктивних та інженерних завдань.

На етапі архітектурно-будівельного проєктування обґрунтовано вибір ангарної схеми будівлі з великим безопорним простором, яка відповідає функціональним вимогам технологічного процесу. Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують зручність експлуатації, безпечне пересування персоналу та раціональне розміщення підкранового обладнання і допоміжних приміщень. Рішення щодо огорожувальних конструкцій та покриття спрямовані на забезпечення необхідних експлуатаційних і теплоізоляційних характеристик будівлі.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано детальний аналіз несучої системи будівлі, включаючи металевий каркас, підкранові балки та фундаменти. Особливу увагу приділено розрахунку підкранових балок, що сприймають значні динамічні навантаження від мостових кранів. Проведені розрахунки підтвердили достатній запас міцності та стійкості конструкцій. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва дозволив обґрунтувати застосування пальового фундаменту як найбільш надійного рішення для складних ґрунтових умов.

Науково-дослідний розділ доповнив інженерні розрахунки чисельним аналізом роботи підкранової балки з використанням методу скінченних елементів. Отримані результати дозволили оцінити напружено-деформований стан конструкції, визначити форми втрати стійкості та підтвердити ефективність використання матеріалу. Це свідчить про доцільність застосування сучасних програмних засобів для аналізу складних інженерних конструкцій.

Розділ з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях доповнює технічну частину проєкту та підтверджує, що безпека праці та захист людей є невід'ємною складовою процесу проєктування промислових будівель. Запропонований комплекс організаційних і технічних заходів дозволяє мінімізувати ризики виробничого травматизму та забезпечити безпечні умови експлуатації будівлі навіть у разі виникнення надзвичайних ситуацій.

У результаті виконаної кваліфікаційної роботи, можна зробити висновок, що поставлена мета досягнута, а всі завдання вирішені в повному обсязі. Запропоновані архітектурні, конструктивні та інженерні рішення є технічно обґрунтованими, відповідають чинним нормативним вимогам і можуть бути рекомендовані для практичного застосування при проєктуванні та будівництві промислових ангарів з підкрановим обладнанням.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2019 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2018.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2020.
6. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. Malezhyk, M.P., Pidhurs'kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs'kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
10. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.
11. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific*

Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

12. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладь, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

13. Ковальчук, Ярослав Олексійович, Наталія Ярославівна Шингера, and Ярослав Леонідович Швед. "Дослідження деформаційної поведінки зварної будівельної ферми при температурному впливі." Матеріали VI Міжнародної студентської науково-технічної конференції „Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання “ (2023): 261-262.

14. Hud, M., Chornomaz, N., Ihnatieva, V., & Koval, I. (2022). Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 106(2), 133-137.

15. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (2024). ПЕРЕВАГИ ТА НЕДОЛІКИ ЛЕГКИХ СТАЛЕВИХ ТОНКОСТІННИХ КОНСТРУКЦІЙ. *SWorldJournal*, (25-02), 15-22.

16. Ясній, П. В., Гудь, В. З., Пиндус, Ю. І., Гудь, М. І., & Коневич, М. Р. (2018). Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів: навчальний посібник для студентів усіх форм навчання.

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

18. Mykhailo, H. (2024). Analysis of the influence of horizontal ties on the buckling of the bottom of a floating pool. *Procedia Structural Integrity*, 59, 617-621.

19. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
20. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
21. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
22. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
23. Підгурський, І. М., Сенчишин, В., Кос, А. М., Дробочський, Д. І., Ковбасовський, А. М., & Ошурко, А. С. (2024). Аналіз напружено-деформівного стану сталевих балок з гофрованою стінкою. *Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 51-51.
24. Биків, Д., Кос, А., Підлужний, О., Підгурський, І. М., & Підгурський, М. І. (2024). Методи виготовлення сталевих перфорованих двотаврових балок з регулярною та нерегулярною структурою отворів. *Матеріали I Міжнародної науково-технічної конференції „Прикладна механіка “*, 76-79.
25. Підгурський, І. М., Биків, Д. З., Топільчук, А. М., & Давідчук, В. А. (2023). Дослідження напружено-деформівного стану конструкцій сталевих каркасів. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 81-82.
26. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.
27. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.
28. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

29. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
30. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
31. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
32. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
33. Луців, М. В., et al. "Конструктивні особливості рамно каркасних промислових будівель." Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“ (2023): 101-101.
34. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.
35. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулля, 2022. – 150 с.
36. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.