

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМ. О. М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ БУДІВНИЦТВА,
ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи бакалавра

на тему: **ПРОЄКТУВАННЯ СКЛАДСЬКОГО
ПРИМІЩЕННЯ У М. УМАНЬ**

Виконав: студент 4 курсу, групи ХарПЦБ- 2022-13
Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
ОП «Промислове та цивільне будівництво»



(підпис)

Дубровін Г. І.

Керівник



(підпис)

Лугченко О. І.

Рецензент



(підпис)

Пустовойтова О. М.

Харків
2026

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

НН Інститут Будівництва, землеустрою та цивільної інженерії
Кафедра будівельних конструкцій
Освітньо-кваліфікаційний рівень бакалавр
Галузь знань – 19 Архітектура та будівництво
Спеціальність – 192 Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БК



к.т.н., доц. Спіранде К. В.

«02» березня 2026 року

З А В Д А Н Н Я

НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА

ДУБРОВІН ГЛІБ ІГОРОВИЧ

1. Тема проекту: Проектування складського приміщення у м. Умань.
Керівник проекту: к.т.н., доц. Лугченко Олена Іванівна затверджені
наказом вищого навчального закладу від “ 27” лютого 2026 року № 187-03

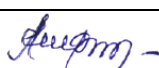
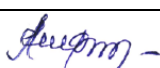
2. Строк подання студентом проекту (роботи): “ 01” червня 2026 року.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) : генеральний план з прив'язкою до
місцевості, геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних
конструкцій, проектне завдання, архітектурно-планувальне рішення

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно
розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна
частина підземної та надземної частин будівлі, розділ технології
будівельного виробництва, охорони праці на будівельному майданчику

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):
архітектурно-будівельна частина: фрагмент генерального плану, фасади,
повздовжні та поперечні розрізи, план на відмітці 0.000; розрахунково-
конструктивна частина: робочі креслення основних конструктивних
елементів будівлі (фундаменти, ригелі, елементи покриття та перекриття,
колони); розділ технології будівельного виробництва: технологічна карта

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	доц. Лугченко О. І.		
Розрахунково-конструктивний (підземна)	доц. Александрович В. А.		
Розрахунково-конструктивний (надземна)	доц. Лугченко О. І.		
Технологічні рішення та організація будівництва	проф. Ватуля Г. Л.		
Охорона праці	доц. Косенко Н. О.		
Нормоконтроль	доц. Пустовойтова О. М.		

7. Дата видачі завдання: 02 березня 2026 року

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Строк виконання етапів	Примітка
1.	Архітектурно-будівельний	02.03.26 – 31.03.26	виконано
2.	Розрахунково-конструктивний (підземна)	01.04.26 – 10.05.26	виконано
3.	Розрахунково-конструктивний (надземна)	01.04.26 – 10.05.26	виконано
4.	Технологічні рішення та організація будівництва	01.04.26 – 15.05.26	виконано
5.	Охорона праці	10.05.26 – 25.05.26	виконано
6.	Нормоконтроль	01.06.26 – 15.06.26	виконано

Студент



Дубровін Г. І.

Керівник проекту



Лугченко О.І.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	5
1.1 Архітектурно-конструктивне рішення об'єкта будівництва	5
1.1.1 Вихідні дані	5
1.1.2 Генеральний план підприємства	6
1.1.3 Техніко економічні показники генплану	6
1.1.4 Об'ємно – планувальний розв'язок проектного будинку	7
1.1.5 Архітектурно-конструктивний розв'язок проектного будинку	7
1.1.6 Теплотехнічний розрахунок конструкції, що обгороджує	8
	14
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ	
2.1 Розрахунок та проектування підземної т частин об'єкта	14
2.1.1 Інженерно -геологічні умови	14
2.1.2 Глибина залягання фундаментів	14
2.1.3 Розрахунок розмірів фундаменту	14
2.1.4 Розрахунок середнього осідання фундаменту	20
2.2 Розрахунок та проектування надземної частини об'єкта	23
2.2.1 Розрахункові навантаження	23
2.2.2 Розрахунок балок покриття	27
2.2.3 Розрахунок підкранових конструкцій	39
2.2.4 Розрахунок колони	43
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	56
3.1 Календарний графік будівництва	56
3.2 Вибір монтажного крана	58
3.3 Технологічна карта на улаштування фундаментів	64
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ	67
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	67
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек	69
4.3 Дослідження та оцінювання ризиків для монтажника металевих конструкцій	74
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування	78
4.5 Висновки до розділу	85
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	86

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	5
1.1 Архітектурно-конструктивне рішення об'єкта будівництва	5
1.1.1 Вихідні дані	5
1.1.2 Генеральний план підприємства	6
1.1.3 Техніко економічні показники генплану	6
1.1.4 Об'ємно – планувальний розв'язок проектного будинку	7
1.1.5 Архітектурно-конструктивний розв'язок проектного будинку	7
1.1.6 Теплотехнічний розрахунок конструкції, що обгороджує	8
	14
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ	
2.1 Розрахунок та проектування підземної т частин об'єкта	14
2.1.1 Інженерно -геологічні умови	14
2.1.2 Глибина залягання фундаментів	14
2.1.3 Розрахунок розмірів фундаменту	14
2.1.4 Розрахунок середнього осідання фундаменту	20
2.2 Розрахунок та проектування надземної частини об'єкта	23
2.2.1 Розрахункові навантаження	23
2.2.2 Розрахунок балок покриття	27
2.2.3 Розрахунок підкранових конструкцій	39
2.2.4 Розрахунок колони	43
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	56
3.1 Календарний графік будівництва	56
3.2 Вибір монтажного крана	58
3.3 Технологічна карта на улаштування фундаментів	64
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ	67
4.1 Завдання охорони праці в будівництві	67
4.2 Організація служби охорони праці на об'єкті будівництва	68
4.3 Аналіз умов праці на об'єкті.	69
4.4 Забезпечення безпеки робіт при зведенні об'єкта	71
4.5 Розрахунки захисного заземлення електричного устаткування.	73
	77
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Архітектурно-конструктивне рішення об'єкта будівництва

1.1.1 Вихідні дані

Розроблений проект закритого складу металевих конструкцій у місті Умані. Закритий склад металевих конструкцій ставиться до II класу будинків. По пожежній небезпеці технологічного процесу згідно ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.» склад належить до категорії виробництва "Д". По застосовуваних конструкціях і матеріалах будинок ставиться до II ступені вогнестійкості. Місто Умань згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливого експлуатаційного впливу, пожежі. Будівельна кліматологія. Поправка» ставиться до II кліматичного району, II Б підрайону. Розрахункова зимова температура:

- найбільш холодної доби – мінус 27°З , ($t_{\text{нхд}}$);
- найбільш холодної п'ятиденки – мінус 19° ($t_{\text{нхп}}$).

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування»:

Вітрове навантаження – 0.6 кН/м^2 .

Снігове навантаження – 1 кН/м^2 .

Добовий мінімум атмосферних опадів – 99 мм.

Переважає напрямок вітру - Схід;

Максимальна швидкість вітру – 3.2 м/с

Згідно з ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти будівель і споруд.
Загальні положення:

Глибина промерзання ґрунту – 80 см

Вічно мерзлі ґрунти й ґрунтові води відсутні.

1.1.2 Генеральний план підприємства

Територія закритого складу металевих конструкцій ув'язана із загальним плануванням території промислової зони міста. Генеральний план ділянки будівництва складу вирішений з урахуванням архітектурно-планувальних вимог, вимог санітарних і протипожежних норм. Розташування на генплані будинків і споруд зроблено з урахуванням забезпечення потоковості виробничих процесів. У роботі представлений фрагмент генерального плану заводу, на якому представлені наступні спорудження:

- закритий склад металевих конструкцій ,
- компресорна станція,
- цех первинної обробки сировини,
- механоскладальний цех,
- транспортні галереї.

По периметру всіх будинків запроектовані автомобільні дороги, із шириною проїзної частини 6.0 м і радіусом скруглення 12.0 м. На території заводу передбачене озеленення. Рельєф місцевості на території заводу спокійний, абсолютні оцінки коливаються від 138.00 до 141.00 з ухилом з півночі на південь. Вертикальне планування вирішене згідно з технологічною схемою виробництва існуючого рельєфу, у зв'язку із загальною транспортною схемою, інженерними комунікаціями. Оцінки підлог цеху, автодоріг і майданчиків, визначені в результаті пророблення схеми рельєфу при мінімальних обсягах земляних робіт. Відвід поверхневих вод буде здійснюватися по спланованій території в лотки автодоріг з подальшим скиданням у злизову каналізацію промислового вузла. На майданчику передбачене зрізання рослинного шару із частковим використанням для обладнання газонів і квітників.

1.1.3 Техніко економічні показники генплану.

- Площа ділянки - 3,47 га.

- Відсоток озеленення - 20% .
- Площа озеленення - 6940м²
- Площа доріг і тротуарів – 9170м²
- Площа відкритих складів і майданчиків із твердим покриттям – 10642м²
- Площа забудови – 7948м²

Для забезпечення нормативних санітарно-гігієнічних норм благоустрою на майданчику передбачена рядова посадка дерев і чагарників уздовж автодоріг. ТЕП генплану визначені згідно ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій».

1.1.4 Об'ємно – планувальний розв'язок проектного будинку

Основним критерієм об'ємно-планувального розв'язку є створення найбільш сприятливих умов для високо продуктивних технологічних процесів, збереження транспортних потоків, максимального використання виробничих площ будівельного обсягу.

Склад металу - одноповерховий будинок прямокутної форми довжиною 72 м, шириною від осі А до осі В – 48 м. Склад двопрогінний. Довжина прогону 24 м. Висота від нульової відмітки до низу ферм 10.05 м. Цех обладнаний двома мостовими кранами вантажопідйомністю 10 т., рівень голівки підкранової рейки – 8,12 м., а також монорейкою вантажопідйомністю 1т. . Будинок має плоску покрівлю із зовнішнім неорганізованим водовідводом. Поздовжня жорсткість будинку забезпечується за рахунок установки вертикальних зв'язків (по колонах).

1.1.5 Архітектурно-конструктивний розв'язок проектного будинку.

Фундаменти запроектовані монолітні, залізобетонні (клас бетону С12/15) окремо стоячі. Прямокутний прийнятий монолітний, залізобетонний.

Сталевий каркас складу перебуває в осях «А» - «В». Каркас вирішений у вигляді двопрогової рами, у якій поперечна жорсткість забезпечується за рахунок створення жорсткого диска перекриття й низу кроквяних ферм. Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується вертикальними зв'язками по колонах. Сполучення кроквяних ферм із колонами жорстке: на відмітці 10.05 м. Сполучення колон каркаса з фундаментами – жорстке в площині рам і із площини. Жорсткість поперечної (рами) забезпечується за рахунок жорсткого диска перекриття. Усі колони суцільного перерізу із двотаврів. Між несучими колонами ставимо фахверкові колони. На несучих колонах укладаються металеві підкранові балки висотою 0,9м. і довжиною 12м.

Закритий склад захищається металевим профільованим настилом НС 44-1000-0,7.

У якості несучих конструкцій покриття, у прольотах прийняті металеві перфоровані балки, прольотом 24м.

Віконні плетіння у всіх прольотах прийняті сталеві з куточків. Стекла в складі одинарне.

Підлоги в будинку запроектовані бетонні по підстильному шару з щебенів.

Металеві конструкції й елементи усередині й зовні підлягають ґрунтуванню з наступним нанесенням емалі. Сталеві колони, балки, віконні плетіння офарблюються олійною фарбою ПФ-115 по 2 рази.

1.1.6 Теплотехнічний розрахунок конструкції, що обгороджує.

Теплотехнічні розрахунки виконують для визначення опору теплопередачі та товщини шарів, що утеплюють, огорожень при яких усередині приміщень забезпечується заданий температурний режим з обліком необхідних економічних показників. Методика розрахунків полягає в наступному:

Термічний опір конструкції, що обгороджує, полягає з декількох матеріальних шарів, які визначають за вимогами ДБН В.2.6-31:2018 «Теплова ізоляція будівель» за формулою:

$$R_0 = R_B + R_1 + R_2 + R_n \dots\dots\dots + R_3,$$

де R_B - опір теплопередачі на внутрішній поверхні огороження, $\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$;

$$R_B = \frac{1}{\alpha_B},$$

де α_B - коефіцієнт тепловіддачі на внутрішній поверхні огороження, прийнятий по, $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$;

R_3 - опір тепловіддачі на зовнішній поверхні огороження, $\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$

$$R_3 = \frac{1}{\alpha_3},$$

де α_3 - коефіцієнт тепловіддачі із зовнішньої поверхні огороження, прийнятий для зовнішніх стін, покриттів, перекриттів над проїздами й над холодними підпіллями в Північній кліматичній зоні $\alpha_3 = 23 \text{ Вт} / \text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Для перекриттів горищних, а також зовнішніх стін з повітряним прошарком, вентильованому зовнішнім повітрям $\alpha_3 = 12 \text{ Вт} / \text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Термічні опори R_1 , R_2 окремих конструктивних шарів огороження визначають у такий спосіб:

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1}; \quad R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2}; \quad R_n = \frac{\delta_n}{\lambda_n};$$

де $\delta_1, \delta_2, \delta_n$ - товщини конструктивних шарів огороження, м;
 $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_n$ - коефіцієнти теплопровідності конструктивних шарів огороження, $\text{Вт} / \text{м} \text{ } ^\circ\text{C}$.

Значення λ ухвалюють за теплофізичними показниками будівельних матеріалів з урахуванням умов експлуатації розглянутого будинку А або Б, які враховують вологосний режим приміщення й зону вологості розташування будинку, згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-190:2013 Рекомендації щодо розрахунку показників термоопору та теплопоглинання огорожувальних конструкцій. Необхідний опір теплопередачі, конструкції, що обгороджує визначають

$$R_0^{\text{ПОТР}} = \frac{(t_B - t_3)n}{\Delta t_H \alpha_B},$$

де $t_B, ^\circ\text{C}$ - значення розрахункової температури повітря в приміщенні;

$t_3, ^\circ\text{C}$ – значення розрахункової температури зовнішнього повітря;

n – коефіцієнт, що враховує положення огороження стосовно зовнішнього повітря;

Δt_H – нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря й температурою внутрішньої поверхні, конструкції, що обгороджує:

для зовнішніх стін $t_3 = 6 ^\circ\text{C}$;

для покриттів $t_3 = 4 ^\circ\text{C}$.

Значення розрахункової зимової температури зовнішнього повітря t_H ухвалюють по з урахуванням теплової інерції D розрахованої на коливання теплового потоку з періодом $T = 24$ години.

$$D = R_1 S_1 + R_2 S_2 + \dots + R_n S_n,$$

де, R_1, R_2, R_n - опір теплопередачі окремих шарів огороження;
 S_1, S_2, S_n - розрахункові коефіцієнти теплосвоєння матеріалу окремих шарів огороження, прийняті по з урахуванням умов експлуатації будинку.

Спочатку задаємо інтервал D , припускаючи, що розглянуте огороження безінерційно ($D < 1,5$), має малу ($1,5 < D < 4$), середню ($4 < D < 7$) або високу ($D > 7$) інерційність.

Для безінерційних конструкцій, що обгороджують, з $D < 1,5$ у t_3 якості ухвалюють температуру найбільш холодної доби забезпеченістю 0,98; для малоінерційних конструкцій з $1,5 < D < 4$ у t_3 якості ухвалюють температуру найбільш холодної доби забезпеченістю 0,92; для конструкцій середньої інерційності з $4 < D < 7$ у t_{H3} якості ухвалюють температуру найбільш холодних трьох діб забезпеченістю 0,92, визначену:

$$t_{ХДЗ} = \frac{(t_{ХД} + t_{ХД.5})}{2};$$

Температуру холодної доби ухвалюють як напівсуму температури

найбільш холодної доби й температури найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92; для високоінерційних конструкцій з $D > 7$ у якості розрахункової ухвалюють температуру найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92.

Таким чином, опір теплопередачі $R_0^{потр}$ є необхідним опором теплопередачі конструкцій, що обгороджують, згідно ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» за винятком заповнень світлових прорізів, оскільки проектувана конструкція або її частина повинна пропускати тепловий потік не більше чому нормований виходячи з наступних умов: теплового комфорту, відсутності конденсації водяних пар на внутрішній поверхні конструкції, забезпечення умов, що задаються технологією будинку.

Останнім часом, у зв'язку з ростом цін на енергоносії спостерігається тенденція до підвищення нормативного опору теплопередачі конструкцій, що обгороджують, житлових, громадських і виробничих будинків. Тому, існуючі нормативні значення $R_0^{потр}$ для конструкцій, що обгороджують, переглядаються.

У діючих українських нормах ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» по опору теплопередачі був обраний принцип енергетичної оптимізації, при якій досягається мінімум сумарних енерговитрат на виробництво будівельних конструкцій й на опалення приміщень, що захищаються ними, за весь термін служби будинку.

Вихідні кліматичні дані для м. Умань:

$$-t_{H1} = -28^{\circ}\text{C}; \quad -t_{H5} = -23^{\circ}\text{C}; \quad -t_{H3} = \frac{t_{H5} + t_{H1}}{2} = -25,5^{\circ}\text{C}.$$

Зона вологості розташування об'єкта – суха; температура внутрішнього повітря – $t_B = 18^{\circ}\text{C}$; вологістний режим у приміщеннях об'єкта – нормальний, тобто $\phi = 50\text{--}60\%$. Умови експлуатації об'єкта «В» за ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель».

Умови експлуатації об'єкта необхідні для вибору теплотехнічних показників будівельних матеріалів, коефіцієнта теплопровідності – (і

коефіцієнта теплозасвоєння – S. Конструктивні параметри стінового огородження надані на рис. 1.1.



Рис. 1.1 - Конструкція стінової панелі, що обгороджує

Характеристика конструктивних шарів:

Шар 1. алюмінієве облицювання,

$$\rho = 2600 \text{ кг/м}^3; \delta_1 = 0,002\text{м};$$

$$\lambda = 221,0 \text{ Вт/(м}^0\text{C)};$$

$$S = 187,6 \text{ Вт/(м}^2\text{ }^0\text{C)}.$$

Шар 2. тверді мінераловатні мати,

$$\rho = 100 \text{ кг/м}^3; \delta_2 = 0,14\text{м};$$

$$\lambda = 0,06 \text{ Вт/(м}^0\text{C)};$$

$$S = 1,01 \text{ Вт/(м}^2\text{ }^0\text{C)}.$$

Шар 3. алюмінієве облицювання,

$$\rho = 2600 \text{ кг/м}^3; \delta_3 = 0,002\text{м};$$

$$\lambda = 221,0 \text{ Вт/(м}^0\text{C)};$$

$$S = 187,6 \text{ Вт/(м}^2\text{ }^0\text{C)}.$$

Відповідно до вимог з умови забезпечення санітарно-гігієнічних норм, необхідний термічний опір стіни визначається за формулою:

$$R_0^{потр} = \frac{(t_B - t_n)n}{\Delta t^H \cdot \alpha_B} = \frac{(18 - (-28))1}{6 \cdot 8,7} = 0,88, \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}.$$

Повний термічний опір розглянутого огороження буде дорівнювати:

$$\begin{aligned} R_0 &= \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} = \\ &= \frac{1}{8,7} + \frac{0,002}{221} + \frac{0,14}{0,06} + \frac{0,002}{221} + \frac{1}{23} = 3,48 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт} \end{aligned}$$

(відношенням $\frac{0,002}{221} = 9,04 \cdot 10^{-6}$ зневажаємо через незначне значення).

Таким чином, $R_0 > R_0^{номр}$, тобто конструкція задовольняє санітарно-гігієнічним вимогам ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель».

Для м. Умань, як для 2-ої кліматичної зони, із кількістю градусо-днів опалювального періоду $S = 3500$ гр.-д., нормативне значення опору теплопередачі зовнішніх стін при реконструкції, капітальних ремонтах і новому будівництві із застосуванням мінераловатних матеріалів, нормативний опір теплопередачі повинен бути не менш $R_{ном} = 3,2 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$; (нормативи введені ДБН В.1.2-11:2021 «Енергозбереження та енергоефективність будівель і споруд»). У запропонованій конструкції $R_0 = 3,48 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$.

Таким чином, розглянута конструкція задовольняє як із санітарно-гігієнічних позицій, так і нормативним документам України.

$$R_0^{номр} < R_0 < R_{ном}.$$

Перевіримо інерційність огороження

$$D = R_1 S_1 + R_2 S_2 + R_3 S_3 = 2,35.$$

Інерційність конструкції легка, значить кліматичні параметри зовнішнього повітря для розрахунків $R_0^{номр}$ були прийняті коректно.

2.1 Розрахунок та проєктування підземної т частин об'єкта

2.1.1 Інженерно - геологічні умови

За даними інженерно-геологічних вишукувань ділянка під будівництво складається з наступних шарів:

1-й шар – ґрунтово-рослинний шар 0,3 – 0,45 м;

2-й шар – суглинки 5 – 6 м;

3-й шар – глина 2 м.

Ґрунтові води на глибині від 6,0м.

Фізичні характеристики для шару суглинок:

- питома вага – $\gamma = 17,8 \text{ кН/м}^3$;
- питома вага частинок ґрунту – $\gamma_s = 25,5 \text{ кН/м}^3$;
- вологість - $W = 0,15$;
- вологість на границі пластичності - $W_p = 0,11$;
- вологість на границі текучості - $W_L = 0,19$;
- питома вага сухого ґрунту – $\gamma_d = 15,5 \text{ кН/м}^3$;
- коефіцієнт пористості - $e = 0,65$;
- число пластичності - $I_p = 0,08$;
- показник текучості $I_L = 0,5$

Характеристики міцності:

- кут внутрішнього тертя $\varphi = 22^\circ$
- питоме зчеплення $c = 28 \text{ кПа}$

Характеристики деформативності:

- модуль загальної деформації $E = 19 \text{ МПа}$

2.1.2 Глибина залягання фундаментів

Глибина сезонного промерзання

Всі розрахунки виконуємо згідно ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти будівель і споруд. Загальні положення».

Розрахункову глибину промерзання d_f визначаємо за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}$$

де k_h - коефіцієнт, який залежить від теплового режиму споруди, що проектується, розташування фундаменту, що проектується і особливостей споруди (для неопалювальних будівель $k_h = 1,1$).

d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання.

Нормативна глибина

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}$$

де M_t - безрозмірний температурний коефіцієнт, чисельно рівний модулю суми середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі,

$$M_t = 5,2 + 4,4 + 2,9 = 12,5.$$

d_0 – величина, що залежить від виду ґрунтів (для суглинків і глин $d_0 = 0,23$ м

$$d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{12,5} = 0,813 \text{ м}$$

$$d_f = 1,1 \cdot 0,813 = 0,895 \text{ м} \approx 0,90 \text{ м}$$

Урахування інженерно-геологічних особливості ґрунтової будови.

З умови, що підошва фундаменту повинна бути заглиблена в несучий шар ґрунту не менше, ніж на 0,5 метра, а рослинний шар не може бути несучим тоді глибина залягання:

$$d_z = H_0 + 0,5 = 0,45 + 0,5 = 0,95 \text{ м}$$

Урахування гідрогеологічних особливостей будови ґрунтової товщі

При глибина розташування ґрунтових вод $d_w = 6,0$ м глибина залягання не менше d_f . Остаточню приймаємо глибину залягання фундаменту $d_1 = 0,95$ м

2.1.3 Розрахунок розмірів фундаменту

Навантаження що діють на фундамент

-для колон крайніх рядів:

$$N = 466,7 \text{ кН}; \quad M_x = 463,2 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q_x = 54 \text{ кН};$$

$$Q_y = 17 \text{ кН (тільки для колон вязевого блоку)}$$

-для колон середнього ряду:

$$N = 852 \text{ кН}; \quad M_x = 280 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q_x = 35 \text{ кН};$$

$$Q_y = 34 \text{ кН (тільки для колон вязевого блоку)}$$

Крайові тиски під фундаментами

Крайові тиски під фундаментами в плані з урахуванням визначають за формулою:

$$p_{max,min} = \frac{F + G}{A} \pm \frac{M}{W}$$

де F – вертикальне навантаження на фундамент;

G – власна вага фундаменту

$$G = lbd\gamma_{cp}, \text{ де } \gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3 - \text{середня питома вага фундаменту}$$

з урахуванням ваги ґрунту на його обрізах;

A – площа підшви фундаменту,

M – момент зовнішніх сил відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви фундаменту;

W – момент опору підшви фундаменту відносно тієї ж осі.

Для прямокутного фундаменту формулу можна записати в такому вигляді:

$$p_{max,min} = \frac{F + G}{ab^2} \left(1 \pm \frac{6e}{ab} \right) = \left(\frac{F}{ab^2} + d\gamma_{cp} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{ab} \right)$$

де, e – ексцентриситет прикладання рівнодіючої навантаження від зовнішніх сил:

$$e = M/N.$$

α – відношення довжини фундаменту l до ширини b , рекомендовані значення

$$\alpha = \frac{l}{b} = 1,2 - 1,3$$

Розрахуємо крайові тиски для декілька ширин фундаменту:

- для колон крайніх рядів

$$e = \frac{463,2}{466,7} = 0,993\text{м} \approx 1\text{м}$$

$$b_1 = 1\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{466,7}{1,3 \cdot 1^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1}{1,3 \cdot 1} \right) = 2122,6 \text{ кН/м}^2$$

$$b_2 = 1,5\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{466,7}{1,3 \cdot 1,5^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1}{1,3 \cdot 1,5} \right) = 728,0 \text{ кН/м}^2$$

$$b_3 = 2,0\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{466,7}{1,3 \cdot 2,0^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1}{1,3 \cdot 2,0} \right) = 360,0 \text{ кН/м}^2$$

$$b_4 = 2,5\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{466,7}{1,3 \cdot 2,5^2} + 0,95 \cdot 23,5 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1}{1,3 \cdot 2,5} \right) = 217,6 \text{ кН/м}^2$$

- для колон середнього ряду

$$e = \frac{280}{852} = 0,33\text{м}$$

$$b_1 = 1\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{852}{1,3 \cdot 1^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,33}{1,3 \cdot 1} \right) = 1701,5 \text{ кН/м}^2$$

$$b_2 = 1,5\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{852}{1,3 \cdot 1,5^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,33}{1,3 \cdot 1,5} \right) = 625,3 \text{ кН/м}^2$$

$$b_3 = 2,0\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{852}{1,3 \cdot 2,0^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,33}{1,3 \cdot 2,0} \right) = 322,1 \text{ кН/м}^2$$

$$b_4 = 2,5\text{м}$$

$$p_{max} = \left(\frac{852}{1,3 \cdot 2,5^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,33}{1,3 \cdot 2,5} \right) = 199,3 \text{ кН/м}^2$$

Розрахунковий опір основи

Визначаємо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що враховують відповідно вид і стан ґрунтів основи та жорсткість конструктивної схеми будови (ними частково враховують сумісну роботу основи й споруди) $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1$; k – коефіцієнт, що враховує міру достовірності визначення характеристик ґрунту основи $k = 1,1$;

k_z – коефіцієнт, що враховує особливості сумісної роботи широкого фундаменту з основою;

b – ширина підшви фундаменту;

$\gamma'_{II}, \gamma_{II}$ – усереднені значення питомої ваги ґрунтів вище і нижче від підшви фундаменту – $\gamma_{II} = 17,8 \text{ кН/м}^3$;

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{\text{росл.ш}} \cdot h_{\text{росл.ш}} + \gamma \cdot (d - h_{\text{росл.ш}})}{d} = \frac{14,5 \cdot 0,4 + 17,8 \cdot 0,55}{0,95} = 16,4 \text{ кН/м}^3$$

d_1 – глибина закладання фундаменту;

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу;

M_{γ}, M_q, M_c – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту і форми фундаменту в плані ($M_{\gamma} = 0,61$; $M_q = 3,44$; $M_c = 6,04$);

c_{II} – питоме зчеплення несучого шару ґрунту

При $b_1 = 1 \text{ м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,61 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 17,8 + 3,44 \cdot 0,95 \cdot 16,4 + 6,04 \cdot 28] = 254,6 \text{ кН/м}^2$$

При $b_2 = 1,5 \text{ м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,61 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 17,8 + 3,44 \cdot 0,95 \cdot 16,4 + 6,04 \cdot 28] = 260,5 \text{ кН/м}^2$$

При $b_3 = 2,0\text{м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,61 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 17,8 + 3,44 \cdot 0,95 \cdot 16,4 + 6,04 \cdot 28] = 266,4 \text{ кН/м}^2$$

При $b_4 = 2,5\text{м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,61 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 17,8 + 3,44 \cdot 0,95 \cdot 16,4 + 6,04 \cdot 28] = 272,3 \text{ кН/м}^2$$

Найбільший крайовий тиск за умовою норм не повинен перевищувати розрахункового опору R , збільшеного на 20%, тобто:

$$p_{max} \leq 1,2R$$

По отриманим даним будуємо графік (рис.3.1).

З графіку вибираємо ширину фундаменту $b = 2,1$ й перераховуємо:

- для колон крайніх рядів

$$p_{max} = \left(\frac{466,7}{1,3 \cdot 2,1^2} + 0,95 \cdot 23,5 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1}{1,3 \cdot 2,1} \right) = 321,1 \text{ кН/м}^2$$

- для колон середнього ряду

$$p_{max} = \left(\frac{852}{1,3 \cdot 2,1^2} + 0,95 \cdot 20 \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,33}{1,3 \cdot 2,1} \right) = 289,2 \text{ кН/м}^2$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,61 \cdot 1 \cdot 2,15 \cdot 17,8 + 3,44 \cdot 0,95 \cdot 16,4 + 6,04 \cdot 28]$$

$$= 267,6 \text{ кН/м}^2$$

$$1,2R = 1,2 \cdot 267,6 = 321,1 \text{ кН/м}^2$$

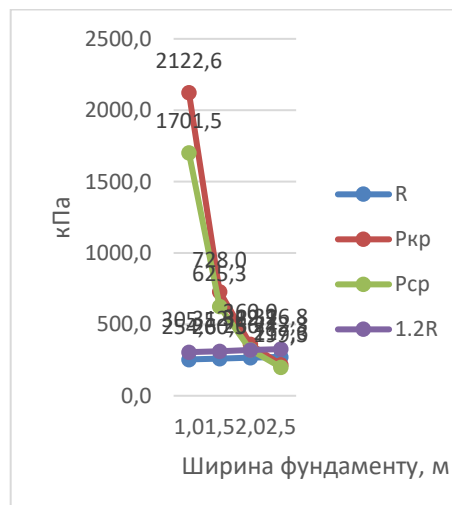


Рис. 2.1 – Графік залежності розрахункового опору, крайового тиску для колон крайнього й середнього рядів від ширини фундаменту

Остаточно розміри фундаменту:

- для колон крайніх рядів

$$b = 2,1 \text{ м}; l = 1,3 \cdot 2,1 = 2,73 \text{ м}$$

- для колон середнього ряду

$$b = 2,1 \text{ м}; l = 1,3 \cdot 2,1 = 2,73 \text{ м}$$

2.1.4 Розрахунок середнього осідання фундаменту

Осідання визначаємо з використанням методу пошарового підсумовування (рис. 3.2). Осідання окремого фундаменту визначається за формулою:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}}{E_i} \cdot h_i + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i}}{E_{e,i}} \cdot h_i \leq S_u$$

де: $\beta = 0,8$ – емпіричний коефіцієнт;

$\sigma_{zp,i}$ – нормальне вертикальне напруження у центрі i – того елементарного шару товщинної h_i , яке обумовлено навантаженням від фундаменту;

$\sigma_{zy,i}$ – те ж саме, обумовлено питомою вагою ґрунту з котловану;

n – кількість шарів, на які розбита стислива товща;

E_i – модуль загальної деформації основи, що встановлений по гілці первинного завантаження основи;

$E_{e,i}$ – те ж саме, встановлений по гілці вторинного завантаження основи.

S_u – максимальні осідання – для виробничих будинків з сталевим каркасом $S_u = 15 \text{ см}$.

При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі не враховувати другу складову. Вертикальне напруження від переданого через фундамент тиску на ґрунт при розрахунковій глибині z слід визначати за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$$

де, α – коефіцієнт, який приймається в залежності від відносної глибини $\xi = 2z/b$

b – ширина підосви фундаменту)

p – середній тиск під підосвою фундаменту

Для колон крайніх рядів $p^{кр} = \frac{F+G}{A} = \frac{466,7+20 \cdot 0,95 \cdot 2,1 \cdot 2,73}{2,1 \cdot 2,73} = 100,4 \text{ кН/м}^2$.

Для колон середнього ряду $p^{ср} = \frac{F+G}{A} = \frac{852+20 \cdot 0,95 \cdot 2,1 \cdot 2,73}{2,1 \cdot 2,73} = 167,6 \text{ кН/м}^2$

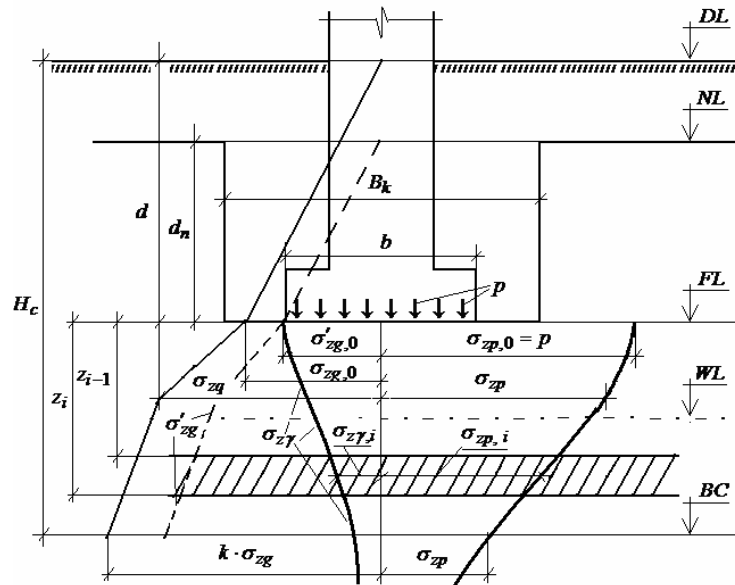


Рис. 2.2 – Схема до визначення осідання окремого фундаменту: NL – відмітка природного рельєфу; DL – планувальна відмітка; FL – відмітка закладення підосви фундаменту; WL – відмітка рівня підземних вод; BC – нижня границя стисливої товщі; d, d_n – глибина закладення підосви фундаменту відповідно від рівня планування і природного рельєфу; b, B_k – відповідно ширина підосви фундаменту і котловану; p – середній тиск під підосвою фундаменту; $\sigma_{zg}, \sigma_{zg,0}$ напруження від власної ваги ґрунту на глибині z і відмітка закладення підосви фундаменту відповідно при проектній відмітці денної поверхні основи (тобто DL); $\sigma'_{zg}, \sigma'_{zg,0}$ – те ж саме, при відмітці природного рельєфу (тобто NL); $\sigma_{zp}, \sigma_{zp,0}$ – нормальне вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині i відмітка закладення підосви фундаменту відповідно; $\sigma_{z\gamma}$ – навантаження від власної ваги ґрунту, що виникає при викопуванні котловану.

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту $\sigma_{z\gamma}$, знятого в котловані до рівня підшви фундаменту, на глибині z від його підшви:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$$

де, α_k – коефіцієнт, який приймається в залежності від відносної глибини $\xi = z/b_k$ (b_k – ширина котловану $b_k = 4,0\text{м}$)

$\sigma'_{zg,0}$ – напруження на відмітки закладання підшви фундаменту від власної ваги ґрунту.

$$\sigma'_{zg,0} = \gamma'_{II} \cdot d_n = 16,4 \cdot 0,95 = 15,6 \text{ кН/м}^2$$

Результати заносимо до табл. 2.1

Таблиця 2.1

$z, \text{м}$	ξ	α	$\sigma_{zp}^{\text{кр}},$ кН/м^2	ξ	α_k	$\sigma_{z\gamma},$ кН/м^2	$\sigma_{zp}^{\text{сп}},$ кН/м^2
0	0	1	100,4	0	1	15,6	167,6
0,8	0,76	0,849	85,2	0,4	0,969	15,12	142,3
1,6	1,52	0,542	54,4	0,8	0,836	13,04	90,8
2,4	2,29	0,33	33,1	1,2	0,663	10,34	55,3
3,2	3,05	0,221	22,2	1,6	0,511	7,97	37,0
4,0	3,81	0,150	15,1	2	0,395	6,16	25,14

Осідання окремого фундаменту колон крайніх рядів

$$S = 0,8 \cdot \frac{242,2 \cdot 0,8}{19000} = 0,0082 \text{ м} = 0,8 \text{ см} < 15 \text{ см}$$

Осідання окремого фундаменту колон середнього ряду

$$S = 0,8 \cdot \frac{450 \cdot 0,8}{19000} = 0,0152 \text{ м} = 1,5 \text{ см} < 15 \text{ см}$$

2.2 Розрахунок та проектування надземної частини об'єкта

2.2.1 Розрахункові навантаження

Визначення снігового навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи. Норми проектування».

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням визначається в залежності від терміну експлуатації будівлі (ДБН В.1.2-2:2006). Згідно ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд термін експлуатації складських приміщень складає 60 років, тоді $\gamma_{fm} = 1,04$;

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), для Умані $S_0 = 1380$ Па;

C – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, $\mu = 1$;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі ($C_e = 1$);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, для Умані $C_{alt} = 1$.

$$S_m = 1,04 \cdot 1380 \cdot 1 = 1435 \text{ Па} = 1,44 \text{ кН/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаженням, (для об'єктів масового будівництва $\gamma_{fe} = 0,49$).

$$S_e = 0,49 \cdot 1380 \cdot 1 = 676 \text{ Па} = 0,68 \text{ кН/м}^2.$$

Визначення вітрового навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження визначається в залежності від терміну експлуатації будівлі (для 60 років, $\gamma_{fm} = 1,035$);

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, для Умані $W_0 = 600$ Па; C – коефіцієнт, визначений визначається за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d ,$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт (для двоскатної покрівлі аеродинамічні коефіцієнти $C_e = 0,8$, $C_{e1} = -0,6$, $C_{e2} = -0,4$, $C_{e3} = -0,5$, при вітрі, перпендикулярному до торця будівлі, для всієї покрівлі $C_e = -0,7$).

C_h - коефіцієнт висоти споруди (для висоти будівлі 12 м й 3-му типу місцевості $C_{h=5} = 0,4$; $C_{h=10} = 0,6$; $C_{h=12} = 0,65$

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, , для Умані $C_{alt} = 1$;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу, $C_{rel} = 1$;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку, $C_{dir} = 1$;

C_d - коефіцієнт динамічності, $C_d = 0,95$ й $C_d = 0,90$ при вітрі, перпендикулярному до торця будівлі)

- на повздовжній фахверк з навітряної сторони

$$W_m = 1,035 \cdot 600 \cdot [0,8 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95] = 306,8 \text{ Па} = 0,31 \text{ кН/м}^2$$

- на повздовжній фахверк й торцевий фахверк з підвітряної сторони

$$W_m = 1,035 \cdot 600 \cdot [(-0,5) \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95] = -191,7 \text{ Па} = -0,19 \text{ кН/м}^2$$

- на покрівлю з навітряної сторони

$$W_m = 1,035 \cdot 600 \cdot [(-0,6) \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95] = -230,1 \text{ Па} = -0,23 \text{ кН/м}^2$$

- на покрівлю з підвітряної сторони

$$W_m = 1,035 \cdot 600 \cdot [(-0,4) \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95] = -153,4 \text{ Па} = -0,15 \text{ кН/м}^2$$

- на торцевий фахверк з навітряної сторони

$$W_m = 1,035 \cdot 600 \cdot [0,8 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,90] = 290,6 \text{ Па} = 0,29 \text{ кН/м}^2$$

- на повздовжній фахверк й торцевий фахверк з підвітряної сторони

$$W_m = 1,035 \cdot 600 \cdot [(-0,4) \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,90] = -145,3 \text{ Па} = -0,15 \text{ кН/м}^2$$

- на покрівлю

$$W_m = 1,035 \cdot 600 \cdot [(-0,7) \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,90] = -254,3 \text{ Па} = -0,25 \text{ кН/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового, $\gamma_{fe} = 0,21$;

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження :

а) При вітрові перпендикулярному флангові будівлі:

- на повздовжній фахверк з навітряної сторони

$$W_m = 0,21 \cdot 600 \cdot [0,8 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95] = 62,2 \text{ Па} = 0,06 \text{ кН/м}^2$$

б) При вітрові перпендикулярному до торця будівлі:

- на торцевий фахверк з навітряної сторони

$$W_m = 0,21 \cdot 600 \cdot [0,8 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,90] = 59,0 \text{ Па} = 0,06 \text{ кН/м}^2$$

Визначення кранових навантажень

Навантаження від мостових і підвісних кранів – це змінні навантаження, для яких встановлено чотири види розрахункових значень:

Граничні розрахункові значення:

- для вертикального навантаження мостових кранів,

$$F_m = \gamma_{fm} F_0 \psi$$

- для горизонтального навантаження мостових кранів, спрямованого вздовж кранової колії

$$P_m = \gamma_{fm} P_{01}$$

- для горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії,

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01}$$

Експлуатаційні розрахункові значення:

$$F_e = \gamma_{fe} F_0 ; P_e = P_{01}; H_e = H_{01}$$

В формулах:

γ_{fm} , γ_{fe} - коефіцієнти надійності за крановим навантаженням,

$$\gamma_{fm} = 1,1 , \gamma_{fe} = 1$$

F_{01}, F_0 – характеристичні значення вертикального навантаження відповідно від одного або двох найбільш несприятливих за впливом кранів, прийняті за 7.3;

P_{01} – характеристичне значення горизонтального навантаження від одного крана, спрямованого вздовж кранової колії, прийняте за 7.4;

H_{01} – характеристичне значення бічної сили від одного крана, найбільш несприятливого за впливом із кранів, розташованих на одній крановій колії або в одному створі, визначене за

H_0 – характеристичне значення бічної сили від двох найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на одній крановій колії або на різних коліях в одному створі, визначене за ДБН В.1.2-2:2006;

ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень, прийнятий за ДБН В.1.2-2:2006.

Характеристичні значення вертикального навантаження від одного крану (у проекті передбачено в прольоті один кран)

$$F_{01} = F_{\max} \cdot \sum y ,$$

де $F_{\max}$ – максимальне навантаження на колесо крана (згідно ДСТУ EN 13135:2019 Вантажопідіймальні крани. Вимоги безпеки. Будівництво. Вимоги до обладнання (EN 13135:2013 + A1:2018, IDT) для крану вантажністю 10т й прольотом 22,5м $F_{\max} = 95$ кН);

$\sum y$ – сумарне значення ліній впливу реакції у найбільш несприятливих умовах (в нашому випадку коли одне колесо знаходиться в створі колони а друге на 4,4м від колони)

$$F_{01} = 95 \cdot \left(1 + \frac{12 - 4,4}{12}\right) = 155,2 \text{ кН}$$

$$F_m = 1,1 \cdot 155,2 \cdot 1 = 170,7 \text{ кН}$$

Характеристичні значення вертикального навантаження

$$P_{01} = 0,1F_{01} = 0,1 \cdot 155,2 = 15,5 \text{ кН}$$

$$P_m = 1,1 \cdot 15,5 = 17,1 \text{ кН}$$

Характеристичне значення бічної сили від одного крана

$$H_k^n = 0,1F_{\max}^n + \frac{\alpha(F_{\max}^n - F_{\min}^n)L}{B},$$

де $F_{\max}^n, F_{\min}^n$ – характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш або на менш навантажених сторонах крана;

B, L – відповідно база і проліт крана;

α – коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,03 при центральному приводі механізму руху моста і 0,01 – при роздільному приводі (приймаємо роздільний привід).

$F_{\min}^n = \frac{Q+G}{n} - F_{\max}^n$, де Q – вантажність крана, G – вага крана, n – кількість колес на одній стороні

$$F_{\min}^n = 9,8 \left(\frac{10 + 15,8}{2} \right) - 95 = 31,4 \text{ кН}$$

$$H_k^n = 0,1 \cdot 95 + \frac{0,01(95 - 31,4) \cdot 22,5}{4,4} = 12,75 \text{ кН}$$

$$H_c^n = 0,1F_{\min}^n = 0,1 \cdot 31,4 = 3,14 \text{ кН}$$

$$H_{01} = H_k^n + H_c^n = 12,75 + 3,14 = 15,9 \text{ кН}$$

2.2.2 Розрахунок балок покриття

Методика розрахунку перфорованої балки

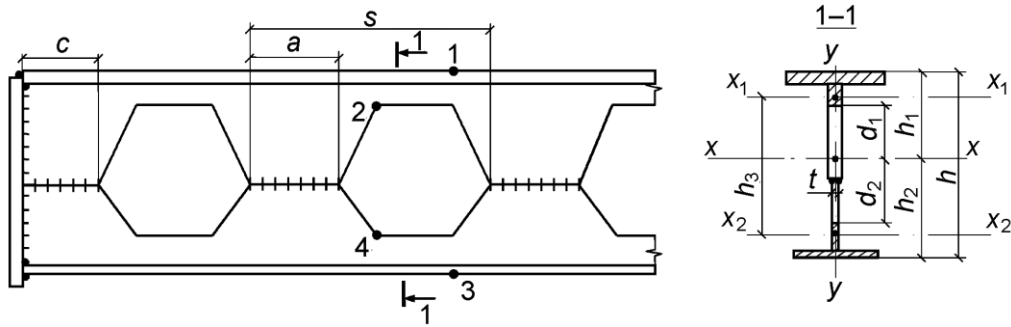


Рис. 2.3 Ділянка балки з перфорованою стінкою

Розрахунок на міцність балок, що згинаються в площині стінки слід виконувати за формулами

В точці 1

$$\frac{\gamma_n M h_1}{R_{y1} \gamma_c I_x} + \frac{\gamma_n Q_1 a}{2 R_{y1} \gamma_c W_{1max}} \leq 1$$

В точці 2

$$\frac{\gamma_n \gamma_u M d_1}{R_{u1} \gamma_c I_x} + \frac{\gamma_n \gamma_u Q_1 a}{2 R_{u1} \gamma_c W_{1min}} \leq 1$$

В точці 3

$$\frac{\gamma_n M h_2}{R_{y2} \gamma_c I_x} + \frac{\gamma_n Q_2 a}{2 R_{y2} \gamma_c W_{2max}} \leq 1$$

В точці 4

$$\frac{\gamma_n \gamma_u M d_2}{R_{u2} \gamma_c I_x} + \frac{\gamma_n \gamma_u Q_2 a}{2 R_{u2} \gamma_c W_{2min}} \leq 1$$

Опорного

$$\frac{\gamma_n Q_3 s}{R_s \gamma_c t a h_3} \leq 1$$

де M – згинальний момент в перерізі балки;

Q_1, Q_2 – поперечні сили, що сприймаються тавровими перерізами і дорівнюють

$$Q_1 = Q \frac{I_1}{I_1 + I_2} ; Q_2 = Q \frac{I_2}{I_1 + I_2}$$

Q – поперечна сила в перерізі балки;

I_1, I_2 – моменти інерції верхнього і нижнього таврових перерізів щодо власних осей, паралельних полицям;

Q_3 – поперечна сила в перерізі балки на відстані $(c + s - 0,5 a)$ від опори;

I_x – момент інерції перерізу балки з отвором щодо осі x-x;

W_{1max}, W_{1min} – найбільший та найменший моменти опору верхнього таврового перерізу;

W_{2max}, W_{2min} – те саме нижнього таврового перерізу;

$R_{y1}, R_{u1}, R_{y2}, R_{u2}$ – розрахункові опори прокату для верхнього і нижнього таврових перерізів. $R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$ $R_u = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН/см}^2$

R_s - розрахункові опір на зсув $R_s = 0,58 R_y = 133,4 \text{ МПа} = 13,3 \text{ кН/см}^2$

γ_n - коефіцієнт надійності за відповідальністю (для СС2 й групи конструкцій А $\gamma_n = 1,10$)

γ_u - коефіцієнт надійності за матеріалом $\gamma_u = 1,3$

γ_c - коефіцієнт умов роботи елементів конструкцій для балок покриття $\gamma_c = 1,0$

Приблизні відстані від опори до розглянутих перетинів, в яких слід контролювати нормальні напруження в точках «1», «3», «2» і «4», визначаються такими формулами

$$z_1 = \frac{L}{2} - \frac{(h_1 - d_1)}{(h_1 - d_1) + (h_2 - d_2)} \cdot \frac{I_x a}{2h_1 W_{1max}}$$

$$z_2 = \frac{L}{2} - \frac{(h_1 - d_1)}{(h_1 - d_1) + (h_2 - d_2)} \cdot \frac{I_x a}{2d_1 W_{1min}}$$

$$z_3 = \frac{L}{2} - \frac{(h_2 - d_2)}{(h_1 - d_1) + (h_2 - d_2)} \cdot \frac{I_x a}{2h_2 W_{2max}}$$

$$z_4 = \frac{L}{2} - \frac{(h_2 - d_2)}{(h_1 - d_1) + (h_2 - d_2)} \cdot \frac{I_x a}{2d_2 W_{2min}}$$

Розрахунок на стійкість балок викладено в ДБН В.2.6-198:2014.

Місцева стійкість стінки наскрізного двотавру забезпечується, якщо виконується вимога:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 2,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Місцева стійкість стінки опорного перерізу забезпечується, якщо виконується вимога:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 40$$

Для стиснутого таврового перерізу при умовній гнучкості $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4,0$ відношення розрахункової висоти стінки тавра до товщини при $1 \leq b_f/h_{ef1} \leq 2$ не повинно перевищувати значень, які визнаються за формулою:

$$\frac{h_{ef1}}{t_w} \leq (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \cdot \left(1 + 0,25 \cdot \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef1}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

де h_{ef1} – розрахункова висота стінки тавра;

$\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість, яку слід приймати 1,4;

b_f – ширина полиці тавра.

При визначенні прогину балок момент інерції перерізу балки з отвором слід множити на коефіцієнт 0,95

Розрахунок балки настилу

Навантаження що діють на балку настилу:

- змінні короточасні – снігове навантаження;
- постійні – вага профлиста Н75-750-0,8 (вага - $11,2 \text{ кг/м}^2 = 0,11 \text{ кН/м}^2$);
- вага перфорованої балки приймаємо 5% від граничного розрахункового навантаження;

Відстань між прогонами – 3м.

Довжина балки – 12м.

Сталь С255. Розрахункові опір для товщин до 10мм:

$$R_y = 250 \text{ МПа} = 25 \text{ кН/см}^2 \quad R_u = 370 \text{ МПа} = 37 \text{ кН/см}^2$$

$$R_s - \text{розрахункові опір на зсув} \quad R_s = 0,58 R_y = 145 \text{ МПа} = 14,5 \text{ кН/см}^2$$

Граничне розрахункове навантаження на балку

$$q_p = 1,05 \cdot 1,44 \cdot 3 + 1,05 \cdot 0,11 \cdot 3 = 4,88 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 49 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Експлуатаційне

$$q_e = 0,68 \cdot 3 + 0,05 \cdot 1,44 \cdot 3 + 0,11 \cdot 3 = 2,60 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 26 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Максимальні внутрішні зусилля:

$$M_{max} = \frac{q_p L^2}{8} = \frac{49 \cdot 1200^2}{8} = 8820 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{max} = \frac{q_p L}{2} = \frac{49 \cdot 1200}{2} = 29,4 \text{ кН}$$

Необхідного моменту опору:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{8820}{23 \cdot 1,0} = 383,5 \text{ см}^3$$

Оптимальна висота балки за навантаженням:

$$h_{opt} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{W_{req}}{t_w}}$$

де t_w – товщина стінки балки попередньо приймаємо 6мм (для прокатних двотаврів по W_{req} по ГОСТ 26020-83)

$$h_{opt} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{383,5}{0,6}} = 35,4 \text{ см}$$

Мінімальна висоти наскрізної балки за прогином

$$h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot L \cdot q_e}{24 \cdot 0,95 \cdot E \cdot \left[\frac{f}{L} \right] \cdot q_p} = \frac{5 \cdot 250 \cdot 1200 \cdot 2,6}{24 \cdot 0,95 \cdot 2,05 \cdot 10^5 \cdot \left[\frac{1}{250} \right] \cdot 4,9} = 39,2 \text{ см}$$

Попередньо приймаємо балку $h=392\text{мм}$ (рис.4.2) виготовлену з І 26Б2

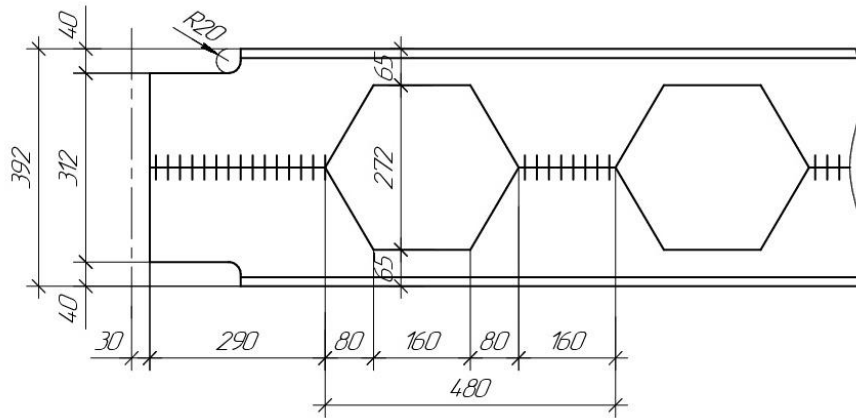


Рис 2.4 Балка покриття.

Перераховуємо навантаження:

Граничне розрахункове навантаження на балку

$$q_p = 1,44 \cdot 3 + 1,05 \cdot 0,11 \cdot 3 + 1,05 \cdot 31,2 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} = 4,99 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 50 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Експлуатаційне

$$q_e = 0,68 \cdot 3 + 31,2 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} + 0,11 \cdot 3 = 2,68 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 27 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Геометричні характеристики перерізу балки з отвором:

$$I_x = 2 \cdot \left[\frac{(6,5 - 1,0)^3 \cdot 0,6}{12} + \left(\frac{39,2}{2} - 1,0 - \frac{(6,5 - 1,0)}{2} \right)^2 \cdot 0,6 \cdot (6,5 - 1,0) \right] +$$

$$+ 2 \cdot \left[\frac{12 \cdot 1,0^3}{12} + \left(\frac{39,2}{2} - 0,5 \right)^2 \cdot 12,0 \cdot 1,0 \right] = 10432,1 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{y_{\max}} = \frac{10432,1}{39,2/2} = 535,3 \text{ см}^3$$

Геометричні характеристики таврового перерізу:

- координати центру ваги

$$y_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0,6 \cdot 6,5^2 + (12,0 - 0,6) \cdot 1,0^2}{0,6 \cdot 6,5 + (12,0 - 0,6) \cdot 1,0} \right) = 1,2 \text{ см}$$

$$y_2 = 6,5 - 1,2 = 5,3 \text{ см}$$

- момент інерції

$$I_x = \frac{1}{3} \cdot (0,6 \cdot 5,3^3 + 12,0 \cdot 1,2^3 - (12,0 - 0,6) \cdot (1,2 - 1,0)^3) = 36,7 \text{ см}^4$$

$$W_{x,max} = \frac{J_x}{y_1} = \frac{36,7}{1,2} = 30,58 \text{ см}^3$$

$$W_{x,min} = \frac{J_x}{y_2} = \frac{36,7}{5,3} = 6,92 \text{ см}^3$$

Визначимо M, Q для перерізів на відстані z_1, z_2 від опори.

$$z_1 = \frac{L}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{I_x a}{2h_1 W_{1max}} = \frac{1200}{2} - \frac{10432,1 \cdot 16}{4 \cdot 19,6 \cdot 30,58} = 531 \text{ см}$$

$$z_2 = \frac{L}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{I_x a}{2d_1 W_{1min}} = \frac{1200}{2} - \frac{10432,1 \cdot 16}{4 \cdot 13,1 \cdot 6,92} = 139 \text{ см}$$

Таблиця 2.2 - Максимальні внутрішні зусилля прогону в небезпечних перерізах

Відстань від опори, см	M , кН · см	Q , кН
0	0	30,0
139	3687	23,1
531	8881	3,5
600	9000	0

Перевірка балки в точках «1» і «2» для перерізів z_1, z_2 (подаймо формули через напруження)

$$\sigma_1^{z_1} = \frac{8881 \cdot 19,6}{10432,1} + \frac{\left(\frac{3,5}{2}\right) \cdot 16}{30,58} = 17,6 \text{ кН/см}^2 < \frac{25 \cdot 0,9}{1,1} = 20,45 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_2^{z_1} = \frac{8881 \cdot 13,1}{10432,1} + \frac{\left(\frac{3,5}{2}\right) \cdot 16}{6,92} = 15,2 \text{ кН/см}^2 < \frac{37 \cdot 0,9}{1,1} = 30,3 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_1^{z_2} = \frac{3687 \cdot 19,6}{10432,1} + \frac{\left(\frac{23,1}{2}\right) \cdot 16}{30,58} = 13,0 \text{ кН/см}^2 < 20,45 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_2^{z_2} = \frac{3613 \cdot 13,1}{10432,1} + \frac{\left(\frac{22,6}{2}\right) \cdot 15}{6,92} = 29,8 \text{ кН/см}^2 < 30,3 \text{ кН/см}^2$$

Перевірка балки в опорному перерізі (по матеріалу зварного шву, який об'єднує переріз між першим і другим від опори отворами)

$$\tau = \frac{30 \cdot 29}{0,6 \cdot 16 \cdot (39,2 - 2 \cdot 1,2)} = 2,47 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{14,5 \cdot 0,9}{1,1} = 11,9 \text{ кН/см}^2$$

Місцева стійкість стінки наскрізного двотавру забезпечується, якщо виконується вимога:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 2,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{34,8}{0,6} = 58 \leq 2,5 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 75$$

Місцева стійкість стінки опорного перерізу не забезпечується $\frac{h_{ef}}{t_w} = 58 > 40$, але в нашому випадку прогони в одному рівні з головними балками й кріпляться до робер головної балки то підсилювати стінку не потрібно.

Для стиснутого таврового перерізу

$$\frac{b_f}{h_{ef1}} = \frac{12}{5,5} = 2,2 > 2$$

Стійкість стиснутого таврового перерізу забезпечується

Прогин балки

$$f = \frac{5qL^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 27 \cdot 1200^4}{384 \cdot 2,05 \cdot 10^7 \cdot 10432,1} = 3,4 \text{ см}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,4}{1200} = 0,0028 < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}$$

Розрахунок головної балки

На головну балку навантаження від балок покриття (прогонів) передається у вигляді зосереджених сил. Для середнього ряду на головну балку діють зосереджені сили 60 кН кожні 3м. Дію зосереджених сил замінюємо еквівалентним навантаженням. Ширина вантажної площі головних балок -12м

Навантаження що діють :

- Змінні короточасні – снігове навантаження;

- Постійні – вага профлиста Н75-750-0,8 (вага - $11,2 \text{ кг/м}^2 = 0,11 \text{ кН/м}^2$); вага балок покриття (прогонів) (вага $q = 31,2 \cdot 12 / 3 \cdot 9,8 = 1223 \text{ Н/м} = 1,22 \text{ кН/м}$; вагу головної балки приймаємо 5% від навантаження на неї

Відстань між балками – 12м.

Довжина балки – 24м.

Сталь С255. Розрахункові опір для товщин до 20мм

$$R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2 \quad R_u = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН/см}^2$$

$$R_s - \text{розрахункові опір на зсув } R_s = 0,58 R_y = 139 \text{ МПа} = 13,9 \text{ кН/см}^2$$

Граничне розрахункове навантаження на балку

$$q_p = 1,05 \cdot (1,44 \cdot 12 + 1,05 \cdot 0,11 \cdot 12 + 1,05 \cdot 1,22) = 20,94 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 209 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Експлуатаційне

$$q_e = 0,68 \cdot 12 + 0,05 \cdot 20,94 + 0,11 \cdot 12 + 1,22 = 11,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 118 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Максимальні внутрішні зусилля:

$$M_{max} = \frac{q_p L^2}{8} = \frac{209 \cdot 2400^2}{8} = 150480 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{max} = \frac{q_p L}{2} = \frac{209 \cdot 2400}{2} = 250,8 \text{ кН}$$

Необхідного моменту опору:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{150480}{23 \cdot 1,0} = 6543 \text{ см}^3$$

Оптимальна висота балки за навантаженням:

$$h_{opt} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{W_{req}}{t_w}}$$

де t_w – товщина стінки балки попередньо приймаємо 16 мм (для прокатних двотаврів):

$$h_{opt} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{6543}{1,6}} = 89,5 \text{ см}$$

Мінімальна висоти наскрізної балки за прогином

$$h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot L \cdot q_e}{24 \cdot 0,95 \cdot E \cdot \left[\frac{f}{L} \right] \cdot q_p} = \frac{5 \cdot 240 \cdot 2400 \cdot 11,75}{24 \cdot 0,95 \cdot 2,05 \cdot 10^5 \cdot \left[\frac{1}{250} \right] \cdot 20,94} = 82,8 \text{ см}$$

Попередньо приймаємо балку $h=950\text{мм}$ (рис. 2.5) виготовлену з І 70ШІ

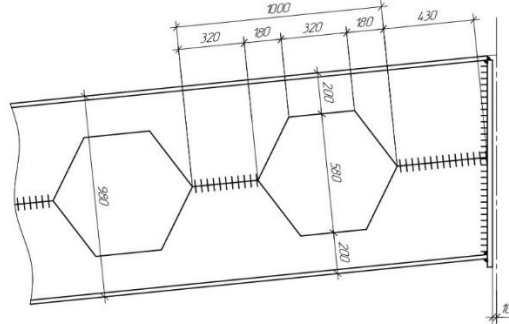


Рис. 2.5 Кроквяна балка

Перераховуємо навантаження:

Граничне розрахункове навантаження на балку

$$q_p = 1,44 \cdot 12 + 1,05 \cdot 0,11 \cdot 12 + 1,05 \cdot 1,22 + 1,05 \cdot 197,6 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} \\ = 21,98 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 220 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Експлуатаційне

$$q_e = 0,68 \cdot 12 + 197,6 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} + 0,11 \cdot 12 + 1,22 = 12,64 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 126 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

Геометричні характеристики перерізу балки з отвором:

$$I_x = 2 \cdot \left[\frac{(20 - 2,3)^3 \cdot 1,5}{12} + \left(\frac{98}{2} - 2,3 - \frac{(20 - 2,3)}{2} \right)^2 \cdot 1,5 \cdot (20 - 2,3) \right] + \\ + 2 \cdot \left[\frac{32 \cdot 2,3^3}{12} + \left(\frac{98}{2} - 1,15 \right)^2 \cdot 32,0 \cdot 2,3 \right] = 414556 \text{ см}^4 \\ W_x = \frac{I_x}{y_{max}} = \frac{414556}{98/2} = 8460 \text{ см}^3$$

Геометричні характеристики таврового перерізу:

- координати центру ваги

$$y_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot 20,0^2 + (32,0 - 1,5) \cdot 2,3^2}{1,5 \cdot 20,0 + (32,0 - 1,5) \cdot 2,3} \right) = 3,8 \text{ см}$$

$$y_2 = 20 - 3,8 = 16,2 \text{ см}$$

- момент інерції

$$I_x = \frac{1}{3} \cdot (1,5 \cdot 16,2^3 + 32,0 \cdot 3,8^3 - (32,0 - 1,5) \cdot (3,8 - 2,3)^3) = 2796,1 \text{ см}^4$$

$$W_{x,max} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{2796,1}{3,8} = 735,8 \text{ см}^3$$

$$W_{x,min} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{2796,4}{16,2} = 172,6 \text{ см}^3$$

Визначимо M, Q для перерізів на відстані z_1, z_2 від опори.

$$z_1 = \frac{L}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{I_x a}{2h_1 W_{1max}} = \frac{2400}{2} - \frac{414556 \cdot 32}{4 \cdot 49 \cdot 735,8} = 1108 \text{ см}$$

$$z_2 = \frac{L}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{I_x a}{2d_1 W_{1min}} = \frac{2400}{2} - \frac{414556 \cdot 32}{4 \cdot 29 \cdot 172,6} = 537 \text{ см}$$

Таблиця 2.3 - Максимальні внутрішні зусилля прогону в небезпечних перерізах

Відстань від опори, см	M , кН · см	Q , кН
0	0	264,0
519	107386	149,8
1108	157469	20,2
1200	158400	0

Перевірка балки в точках «1» і «2» для перерізів z_1, z_2 (подаймо формули через напруження)

$$\sigma_1^{z_1} = \frac{157469 \cdot 49}{414556} + \frac{\left(\frac{20,2}{2}\right) \cdot 32}{735,8} = 19,1 \text{ кН/см}^2 > \frac{24 \cdot 0,9}{1,1} = 19,6 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_2^{z_1} = \frac{157469 \cdot 29}{414556} + \frac{\left(\frac{20,2}{2}\right) \cdot 32}{537} = 11,6 \text{ кН/см}^2 < \frac{36 \cdot 0,9}{1,1} = 29,5 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_1^{z_2} = \frac{107386 \cdot 49}{414556} + \frac{\left(\frac{149,9}{2}\right) \cdot 32}{735,8} = 16,0 \text{ кН/см}^2 < 19,6 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_2^{z_2} = \frac{107386 \cdot 29}{414556} + \frac{(149,9/2) \cdot 32}{537} = 12,0 \text{ кН/см}^2 < 29,5 \text{ кН/см}^2$$

Перевірка балки в опорному перерізі (по матеріалу зварного шву, який об'єднує переріз між першим і другим від опори отворами)

$$\tau = \frac{264 \cdot 43}{1,5 \cdot 32 \cdot (98 - 2 \cdot 3,8)} = 2,6 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{13,9 \cdot 0,9}{1,1} = 11,4 \text{ кН/см}^2$$

Місцева стійкість стінки наскрізного двотавру забезпечується, якщо виконується вимога:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 2,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{87,4}{1,5} = 58 \leq 2,5 \cdot \sqrt{\frac{205000}{240}} = 75$$

Місцева стійкість стінки опорного перерізу не забезпечується $\frac{h_{ef}}{t_w} = 58 > 40$. Опорний переріз необхідно посилити ребрами. Ширину виступаючої частини ребра приймаємо $b_r = 15 \text{ см}$. Товщина ребра

$$t_r = 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 15 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,54 \text{ см} = 1,6 \text{ см}$$

Для стиснутого таврового перерізу

$$\frac{b_f}{h_{ef1}} = \frac{32}{17,7} = 1,8$$

$$\frac{h_{ef1}}{t_w} \leq (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \cdot \left(1 + 0,25 \cdot \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef1}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{17,7}{1,5} = 11,8 \leq (0,40 + 0,07 \cdot 1,4) \cdot (1 + 0,25 \cdot \sqrt{2 - 1,8}) \cdot \sqrt{\frac{205000}{240}} = 16,2$$

Прогин балки

$$f = \frac{5qL^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 126 \cdot 2400^4}{384 \cdot 2,05 \cdot 10^7 \cdot 414556} = 6,4 \text{ см}$$

$$M_{y,e} = \frac{15,9 \cdot 1200}{4} = 4770 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

При розрахунку балок умовно приймають, що вертикальне навантаження сприймається тільки перерізом підкранової балки (без урахування гальмівної конструкції), а горизонтальна – тільки гальмівною балкою, до складу якої входять верхній пояс підкранової балки, гальмівний лист і крайній елемент (або верхній пояс суміжній підкранової балки). Таким чином, верхній пояс балки працює як на вертикальну, так і на горизонтальне навантаження. Вплив горизонтальних поперечних навантажень на напруження в верхньому поясі підкранових балок можна врахувати коефіцієнтом β

$$\beta = 1 + \frac{M_y \cdot h_b}{M_x \cdot h_t}$$

де h_t – ширина гальмівної конструкції $h_t = 950 \text{ мм}$;

h_b – висота балки орієнтовно приймаємо $h_b = (1/6 \dots 1/10)L = 1200 \text{ мм}$.

$$\beta = 1 + \frac{5250 \cdot 120}{43909 \cdot 95} = 1,151$$

З умови загальної міцності визначають необхідний момент опору

$$W_{x \text{ req}} = \frac{M_{x m} \beta}{R_y \gamma_c} = \frac{43909 \cdot 1,151}{24 \cdot 0,9} = 2339,8 \text{ см}^3$$

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot L \cdot M_{x e}}{24 \cdot \beta \cdot E \cdot \left[\frac{f}{L} \right] \cdot M_{x m}} = \frac{5 \cdot 24 \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 39917}{24 \cdot 1,167 \cdot 20500 \cdot 1/400 \cdot 43909} = 82,1 \text{ см}$$

Орієнтуючись на серію 1.426.2-3-КМ приймаємо балку рис. 2.7.

Геометричні характеристики балки (з таблиці серії):

$$I_x = 164905 \text{ см}^4; S_x = 2200 \text{ см}^3; W_x^{\text{в.п.}} = 4555 \text{ см}^3; W_x^{\text{н.п.}} = 3295 \text{ см}^3$$

$$I_y = 7705 \text{ см}^4; z_0 = 36,19 \text{ см}$$

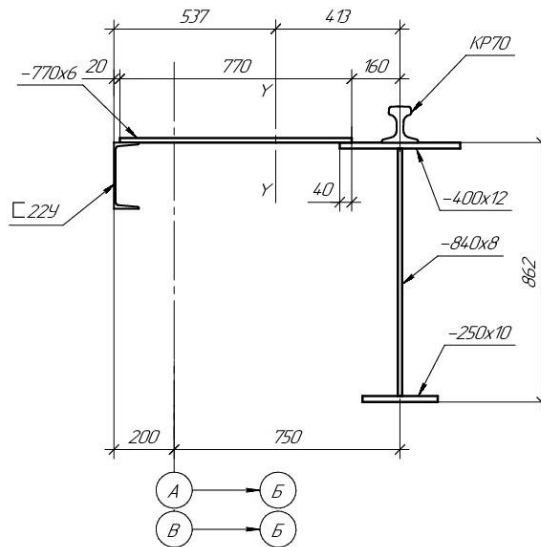


Рис. 2.7 Підкранові конструкції

Визначаємо геометричні характеристики гальмівної конструкції

- координати вертикальної осі симетрії Y-Y

$$x_0 = \frac{0,6 \cdot 77 \cdot 54,5 + 26,7 \cdot 92,8}{0,6 \cdot 77 + 26,7 + 40 \cdot 1,2} = 41,3 \text{ см}$$

- момент інерції

$$I_y = \left(\frac{0,6 \cdot 77^3}{12} + 0,6 \cdot 77 \cdot 13,2 \right) + (151 + 26,7 \cdot 51,5) + \left(\frac{1,2 \cdot 40^3}{12} + 1,2 \cdot 40 \cdot 41,3 \right) = 33345 \text{ см}^4$$

$$W_y^{T.A} = \frac{33345}{41,3} = 807,4 \text{ см}^3$$

$$W_y^{T.B} = \frac{33345}{95 - 41,3} = 620,9 \text{ см}^3$$

Максимальні нормальні напруження будуть у верхньому поясі в т.А

$$\sigma = \frac{M_{x,m}}{W_x^{B.П.}} + \frac{M_{y,m}}{W_y^{T.A}} = \frac{43909}{4555} + \frac{5250}{807,4} = 16,2 \text{ кН/см}^2 < \frac{24 \cdot 0,9}{1,1} = 19,6 \text{ кН/см}^2$$

Прогин балки

$$f = \frac{Ml^2}{10EI} = \frac{43909 \cdot 1200^2}{10 \cdot 20500 \cdot 164905} = 1,9 \text{ см}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1,9}{1200} = 0,0016 < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}$$

Міцність стінки на дію максимальних місцевих напружень у місцях прикладання зосередженого навантаження до пояса:

$$\sigma_{loc} = \frac{F_m}{l_{ef1} \cdot t_w} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}$$

$$l_{ef1} = \psi \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}}$$

$$I_{1f} = I_x^{KP70} + I_x^{B.п.} = 1083,3 + \frac{40 \cdot 1,2^2}{12} = 1089,0 \text{ см}^4$$

$$l_{ef1} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{1089}{0,8}} = 11,1 \text{ см}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{104,5}{11,1 \cdot 0,8} = 11,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 19,6 \text{ кН/см}^2$$

Загальна стійкість підкранових балок при наявності гальмівної конструкції, якщо $h_t \geq l_b/16$, стійкість балки забезпечена $95 \geq 1200/16 = 75$

Міцність стінки балок визначаємо за формулою

$$\frac{0,87 \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1$$

$$\sigma_x = \frac{43909}{4555} = 9,64 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_y = \frac{5250}{807,4} = 6,03 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_y S_x}{I_x t_w}$$

Для даної схеми

$$Q_y = \frac{1,05 \cdot 104,5 \cdot (270 + 1200 - 490)}{1200} = 89,6 \text{ кН}$$

$$\tau_{xy} = \frac{89,6 \cdot 2200}{164905 \cdot 0,8} = 1,5 \text{ кН/см}^2$$

$$\frac{0,87 \cdot 1,1}{24 \cdot 0,9} \cdot \sqrt{9,64^2 - 9,64 \cdot 6,03 + 6,03^2 + 3 \cdot 1,5^2} = 0,4 \leq 1$$

2.2.4 Розрахунок колони

На колони по крайнім рядам діють такі навантаження:

Вертикальні:

1. Постійні – власна вага конструкцій:

- профлист $11,2 \text{ кг/м}^2$ - $G_1 = 1,05 \cdot 11,2 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 9,8 = 16,6 \text{ кН}$

- балки перекриття $31,2 \text{ кг/м}$ - $G_2 = 1,05 \cdot 31,2 \cdot 12 \cdot \frac{9}{2} \cdot 9,8 = 17,3 \text{ кН}$

- балка кроквяна $197,6 \text{ кг/м}$ - $G_3 = 1,05 \cdot 197,6 \cdot 12 \cdot 9,8 = 24,5 \text{ кН}$

- підкранові конструкції

- $G_4 = 1,05 \cdot (111,1 + 21,0 + 36,3 + 52,8) \cdot 12 \cdot 9,8 = 27,3 \text{ кН}$

- фахверку (приймаємо 30 кг/м^2) - $G_5 = 1,05 \cdot 30 \cdot 12 \cdot 11 \cdot 9,8 = 40,7 \text{ кН}$

2. Змінні:

- снігове $S_m = 1,44 \cdot 12 \cdot 12 = 207,4 \text{ кН}$

- кранове $F_m = 170,7 \text{ кН}$

Горизонтальні:

- кранове $H_m = 17,5 \text{ кН}$

- вітрове $W_m = 0,31 \cdot 12 = 3,7 \text{ кН/м}$

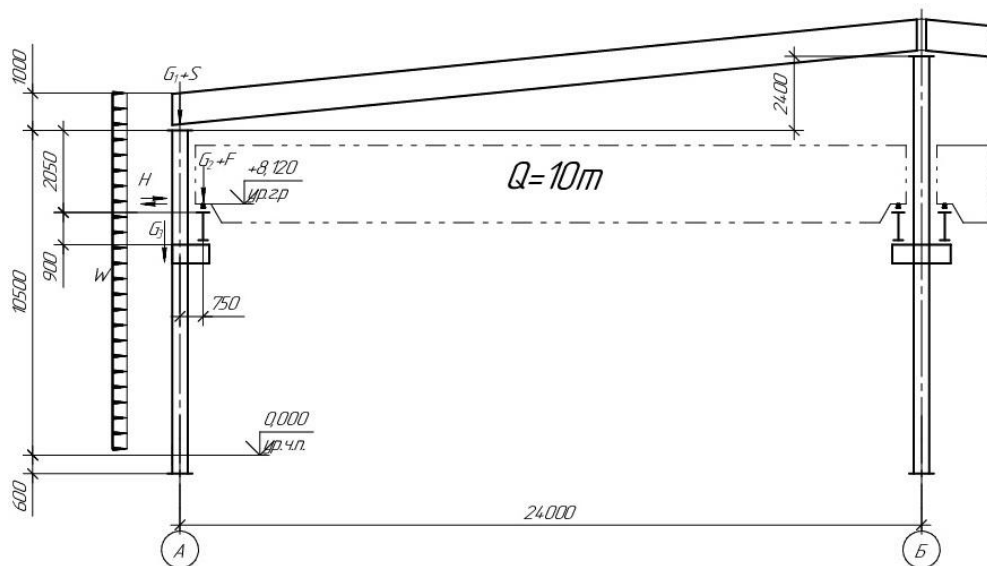


Рис. 2.8 Розрахункова схема колони

Необхідна площа поперечного перерізу стержня суцільної колони наближено може бути визначена за формулою:

$$A_r = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \cdot \frac{M}{N \cdot h} \right)$$

де N, M – зусилля однієї з розрахункових комбінацій навантажень, прийнятої для розрахунку колони;

h - висота перерізу стержня, приймаємо $h = 40$ см.

$$N = (16,6 + 17,3 + 24,5 + 27,3 + 40,7) + 0,9 \cdot 207,4 + 0,9 \cdot 170,7 = 466,7 \text{ кН}$$

$$M = 27,3 \cdot 0,75 + 0,9 \cdot 170,7 \cdot 0,75 + 0,9 \cdot 17,5 \cdot 8,0 + 0,9 \cdot \frac{3,7 \cdot 11^2}{2} = 463,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_r = \frac{466,7}{24 \cdot 1,05} \left(1,25 + 2,2 \cdot \frac{463,2 \cdot 10^2}{466,7 \cdot 40} \right) = 124,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо I 50Ш1

$$A = 145,7 \text{ см}^2; W_x = 2518 \text{ см}^3; I_x = 60930 \text{ см}^4; i_x = 20,45 \text{ см}$$

$$W_y = 451 \text{ см}^3; I_y = 6762 \text{ см}^4; i_y = 6,81 \text{ см}; m = 114,4 \text{ кг/м}$$

Сталь С255. Розрахункові опір для товщин до 20мм

$$R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2 \quad R_u = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН/см}^2$$

$$R_s - \text{розрахункові опір на зсув } R_s = 0,58 R_y = 139 \text{ МПа} = 13,9 \text{ кН/см}^2$$

Згідно ДБН В.2.6-198:2014, розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих елементів виконують за формулою:

$$\left(\frac{N \gamma_n}{A \cdot R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x \gamma_n}{c_x W_x R_y \gamma_c} \leq 1$$

$$c_x = 1,07; n = 1,5$$

$$\left(\frac{466,7 \cdot 1,1}{141,6 \cdot 24 \cdot 1,05} \right)^{1,5} + \frac{46320}{1,07 \cdot 2025 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,903 < 1$$

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих

$$\frac{N \gamma_n}{A \cdot \varphi_e \cdot R_y \gamma_c} \leq 1$$

де φ_e – коефіцієнт стійкості при позacentровому стиску, залежить від значень умовної гнучкості та приведенного відносного ексцентриситету

$$\text{Умовна гнучкість} \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Гнучкість стрижня

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$$

де l_{ef} – розрахункова довжина колони

i – радіус інерції перерізу

Розрахункова довжина колони

$$l_{ef} = \mu \cdot l$$

де μ – коефіцієнт розрахункової довжини колони;

l – геометрична довжина колони.

Приведений відносний ексцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу

m – відносний ексцентриситет.

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W} = \frac{46320 \cdot 145,7}{466,7 \cdot 2518} = 5,74$$

$$l_{ef} = 2 \cdot 1100 = 2200 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{2200}{20,45} = 107,6$$

$$\bar{\lambda} = 107,6 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,7$$

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot 3,7 = 1,33$$

$$m_{ef} = 1,33 \cdot 5,74 = 7,6$$

При $m_{ef} = 7,6$ й $\bar{\lambda} = 3,7$ $\varphi_e = 0,127$

$$\frac{466,7 \cdot 1,1}{145,7 \cdot 0,127 \cdot 24 \cdot 1,05} = 1,001 \approx 1$$

Розрахунок на стійкість із площі рами

$$\frac{N\gamma_n}{A \cdot \varphi \cdot R_y \gamma_c} \leq 1$$

де φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску

$$l_{ef} = 1 \cdot 800 = 800 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{800}{6,81} = 117,5$$

$$\bar{\lambda} = 117,5 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 4,0$$

$$\varphi = 0,433$$

$$\frac{466,7 \cdot 1,1}{145,7 \cdot 0,433 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,32 < 1$$

На колони по середньому ряду діють такі навантаження:

1. Постійні – власна вага конструкцій:

$$\text{- профлист } 11,2 \text{ кг/м}^2 - G_1 = 1,05 \cdot 11,2 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 9,8 = 33,2 \text{ кН}$$

$$\text{- балки перекриття } 31,2 \text{ кг/м} - G_2 = 1,05 \cdot 31,2 \cdot 12 \cdot 9 \cdot 9,8 = 34,6 \text{ кН}$$

$$\text{- балка кроквяна } 197,6 \text{ кг/м} - G_3 = 1,05 \cdot 197,6 \cdot 24 \cdot 9,8 = 49,0 \text{ кН}$$

$$\text{- підкранові конструкції} - G_4 = 2 \cdot 1,05 \cdot (111,1 + 21,0 + 36,3 + 52,8) \cdot 12 \cdot 9,8 = 54,6 \text{ кН}$$

2. Змінні:

$$\text{- снігове } S_m = 1,44 \cdot 12 \cdot 24 = 414,7 \text{ кН}$$

$$\text{- кранове } F_m = 170,7 \text{ кН від одного крана}$$

$$\text{Горизонтальні – змінні – кранове } H_m = 17,5 \text{ кН від одного крана}$$

$$N = (33,2 + 34,6 + 49,0 + 54,6) + 0,9 \cdot 414,7 + 0,9 \cdot 170,7 \cdot 2 = 851,9 \text{ кН}$$

$$M = 17,5 \cdot 8,0 \cdot 2 = 280 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Перевіримо I 50Ш1

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W} = \frac{28000 \cdot 145,7}{851,9 \cdot 2518} = 1,9$$

$$l_{ef} = 2 \cdot 1100 = 2200 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{2200}{20,45} = 107,6$$

$$\bar{\lambda} = 107,6 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,7$$

$$\begin{aligned}\eta &= (1,90 - 0,01m) - 0,02(6 - m) = \\ &= (1,9 - 0,01 \cdot 1,9) - 0,02(6 - 1,9) \cdot 3,7 = 1,58\end{aligned}$$

$$m_{ef} = 1,58 \cdot 1,9 = 3,0$$

При $m_{ef} = 3,0$ й $\lambda = 3,7$ $\varphi_e = 0,225$

$$\frac{851,9 \cdot 1,1}{145,7 \cdot 0,225 \cdot 24 \cdot 1,05} = 1,13 > 1$$

Приймаємо I 50Ш2

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W} = \frac{28000 \cdot 176,6}{851,9 \cdot 2967} = 1,97$$

$$l_{ef} = 2 \cdot 1100 = 2200 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{2200}{20,45} = 107,6$$

$$\bar{\lambda} = 107,6 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,7$$

$$\begin{aligned}\eta &= (1,90 - 0,01m) - 0,02(6 - m) = \\ &= (1,9 - 0,01 \cdot 1,97) - 0,02(6 - 1,97) \cdot 3,7 = 1,58\end{aligned}$$

$$m_{ef} = 1,58 \cdot 1,97 = 3,1$$

При $m_{ef} = 3,1$ й $\lambda = 3,7$ $\varphi_e = 0,222$

$$\frac{851,9 \cdot 1,1}{176,6 \cdot 0,222 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,95 < 1$$

Перевіримо комбінацію навантаження з одним краном й без снігового навантаження.

$$N = (33,2 + 34,6 + 49,0 + 54,6) + 170,7 = 342,1 \text{ кН}$$

$$M = 17,5 \cdot 8,0 + 170,7 \cdot 0,75 = 268 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W} = \frac{26800 \cdot 176,6}{342,1 \cdot 2967} = 4,7$$

$$l_{ef} = 2 \cdot 1100 = 2200 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{2200}{20,45} = 107,6$$

$$\bar{\lambda} = 107,6 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,7$$

$$\eta = (1,90 - 0,01m) - 0,02(6 - m) =$$

$$= (1,9 - 0,01 \cdot 4,7) - 0,02(6 - 4,7) \cdot 3,7 = 1,76$$

$$m_{ef} = 1,58 \cdot 1,97 = 8,3$$

При $m_{ef} = 8,3$ й $\lambda = 3,7$ $\varphi_e = 0,119$

$$\frac{342,1 \cdot 1,1}{176,6 \cdot 0,119 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,71 < 1$$

Розрахунок на стійкість із площі рами (для першої комбінації навантаження)

$$\frac{N\gamma_n}{A \cdot \varphi \cdot R_y \gamma_c} \leq 1$$

де φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску

$$l_{ef} = 1 \cdot 800 = 800 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{800}{6,69} = 119,6$$

$$\bar{\lambda} = 119,6 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 4,1$$

$$\varphi = 0,421$$

$$\frac{851,9 \cdot 1,1}{176,6 \cdot 0,421 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,5 < 1$$

2.2.4.1 Розрахунок бази колони

Колони крайніх рядів

Розміри опорної плити визначають з умови змяття бетону під плитою:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq f_{cd}$$

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону (для класу C16/20

$$f_{cd} = 11,5 \text{ МПа} = 1,15 \text{ кН/см}^2$$

A, W – площа й момент спротиву плити.

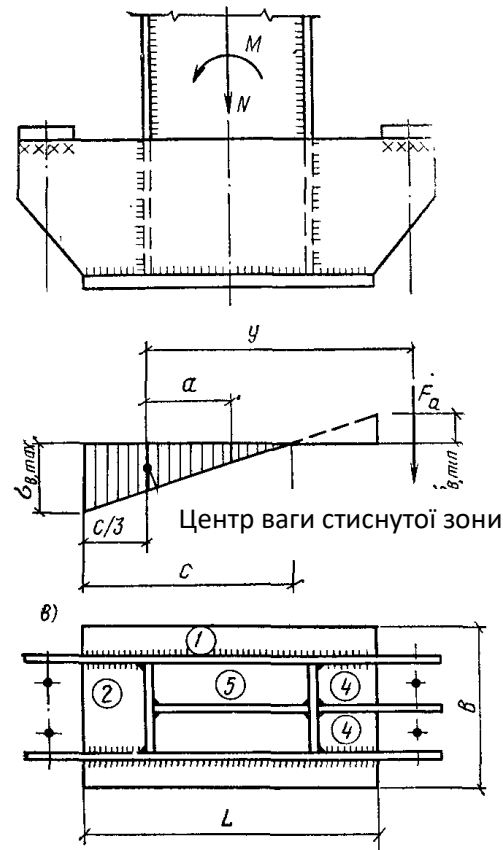


Рис. 2.9 Розрахункова схема бази колони

Для баз з траверсою

$$\sigma_c = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

Приймаємо $B = 50 \text{ см}$, $L = 80 \text{ см}$

$$\sigma_c = \frac{466,7}{50 \cdot 80} \pm \frac{6 \cdot 46320}{50 \cdot 80^2} = 0,985 \text{ кН/см}^2 < 1,15 \text{ кН/см}^2$$

Товщину опорної плити визначають за формулою для більшого моменту з трьох ділянок:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{R_y \cdot \gamma_c}}$$

$$M_1 = \frac{\sigma_c \cdot c^2}{2} = \frac{0,985 \cdot 10^2}{2} = 49,25 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

При $b/a=50/15=3,33$

$$M_2 = \frac{\sigma_c \cdot a^2}{8} = \frac{0,985 \cdot 15^2}{8} = 27,7 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_3 = \alpha_3 \sigma_c d_1^2$$

При $a_1/d_1 = 15/30 = 0,5$, $\alpha_3 = 0,06$

$$M_3 = 0,06 \cdot 0,985 \cdot 30^2 = 53,19 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 46320}{24 \cdot 1,2}} = 3,3 \text{ см} \approx 36 \text{ мм}$$

Траверсу розраховуємо як однопрогонову балку с консолями від реактивного тиску фундаменту.

$$M_{\text{тр}} = \frac{\sigma_c \cdot b_{\text{в.пл.}} \cdot a_1^2}{2}$$

де $b_{\text{в.пл.}}$ – ширина вантажної площі траверси:

$$M_{\text{тр}} = \frac{0,985 \cdot 17,5 \cdot 15^2}{2} = 1939 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\text{тр}}}{R_y \gamma_c} = \frac{1939}{24 \cdot 0,9} = 90 \text{ см}^3$$

Приймаємо товщину траверси 12 мм, тоді висота траверси буде:

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{req}}}{t_{\text{тр}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 90}{1,2}} = 21,2 \text{ см} \approx 220 \text{ мм}$$

Розрахункове зусилля в анкерних болтах:

$$\sum N_{ba} = \frac{M - N \cdot a}{y}$$

де $\sum N_{ba}$ – сила розтягу що сприймається анкерними болтами з одної сторони бази;

a – довжина стиснутої зони плити бази $a = 40 \text{ см}$;

y – відстань між центром стиснутої зони плити бази й вісью анкерних болтів, що сприймають розтяг $y = \frac{40}{2} + 40 + 10 = 70 \text{ см}$.

Обираємо для розрахунку комбінацію без снігового навантаження:

$$N = (16,6 + 17,3 + 24,5 + 27,3 + 40,7) + 0,9 \cdot 170,7 = 280,0 \text{ кН}$$

$$M = 46320 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$\sum N_{ba} = \frac{46320 - 280 \cdot 40}{70} = 501,7 \text{ кН}$$

Потрібна площа анкерного болта:

$$A_{\text{нт}}^{\text{б}} = \frac{\sum N_{ba}}{n R_y^{\text{б}} \gamma_c}$$

Приймаємо, що з однієї сторони $n = 2$ анкерних болта з сталі С345 (09Г2С)

$$R_y^{\text{б}} = 225 \text{ МПа}$$

$$A_{\text{нт}}^{\text{б}} = \frac{501,7}{2 \cdot 22,5 \cdot 0,95} = 11,74 \text{ см}^2$$

По таблицям підбираємо анкерний болт М48 з площею $A_{\text{нт}}^{\text{б}} = 13,80 \text{ см}^2$

Колони середнього ряду

$$N = 851,9 \text{ кН}$$

$$M = 28000 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

Приймаємо $B = 50 \text{ см}$, $L = 70 \text{ см}$

$$\sigma_c = \frac{851,9}{50 \cdot 70} \pm \frac{6 \cdot 28000}{50 \cdot 70^2} = 0,93 \text{ кН/см}^2 < 1,15 \text{ кН/см}^2$$

Товщину опорної плити визначають за формулою для більшого моменту з трьох ділянок:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{R_y \cdot \gamma_c}}$$

$$M_1 = \frac{\sigma_c \cdot c^2}{2} = \frac{0,93 \cdot 10^2}{2} = 46,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

При $b/a = 50/15 = 3,33$

$$M_2 = \frac{\sigma_c \cdot a^2}{8} = \frac{0,93 \cdot 15^2}{8} = 26,2 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

При $a_1/d_1 = 10/30 = 0,33$,

$$M_3 = \frac{\sigma_c \cdot a_1^2}{2} = \frac{0,93 \cdot 10^2}{2} = 46,5$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 46,5}{24 \cdot 1,2}} = 3,1 \text{ см} \approx 36 \text{ мм}$$

Траверсу розраховуємо як однопрогінну балку с консолями від реактивного тиску фундаменту.

$$M_{\text{тр}} = \frac{\sigma_c \cdot b_{\text{в.пл.}} \cdot a_1^2}{2}$$

де $b_{\text{в.пл.}}$ – ширина вантажної площі траверси

$$M_{\text{тр}} = \frac{0,93 \cdot 17,5 \cdot 10^2}{2} = 814 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\text{тр}}}{R_y \gamma_c} = \frac{814}{24 \cdot 0,9} = 37,9 \text{ см}^3$$

Приймаємо товщину траверси 12 мм, тоді висота траверси буде:

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{req}}}{t_{\text{тр}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 38}{1,2}} = 13,7 \text{ см}$$

Приймаємо як для крайніх рядів 220мм

Розрахункове зусилля в анкерних болтах

$$\sum N_{ba} = \frac{M - N \cdot a}{y}$$

де $\sum N_{ba}$ – сила розтягу що сприймається анкерними болтами з одної сторони бази;

a – довжина стиснутої зони плити бази $a = 35 \text{ см}$;

y – відстань між центром стиснутої зони плити бази й вісью анкерних болтів, що сприймають розтяг $y = \frac{35}{2} + 35 + 10 = 62,5 \text{ см}$.

Обираємо для розрахунку комбінацію без снігового навантаження й з одним краном:

$$N = (33,2 + 34,6 + 49,0 + 54,6) + 170,7 = 342,1 \text{ кН}$$

$$M = 17,5 \cdot 8,0 + 170,7 \cdot 0,75 = 268 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sum N_{ba} = \frac{26800 - 342,1 \cdot 35}{62,5} = 237,2 \text{ кН}$$

Потрібна площа анкерного болта

$$A_{\text{нт}}^{\text{б}} = \frac{\sum N_{ba}}{n R_y^{\text{б}} \gamma_c}$$

Приймаємо, що з однієї сторони $n = 2$ анкерних болта з сталі С345 (09Г2С):

$$R_y^{\text{б}} = 225 \text{ МПа}$$

$$A_{\text{нт}}^{\text{б}} = \frac{237,2}{2 \cdot 22,5 \cdot 0,95} = 5,55 \text{ см}^2$$

Підбираємо анкерний болт М36 з площею $A_{\text{нт}}^{\text{б}} = 7,59 \text{ см}^2$

2.2.4.2 Розрахунок підкранової консолі

Перевірку на міцність в опорному перерізі одностінчатої консолі проводять, припускаючи, що момент сприймається тільки полками, а поперечна сила - стінкою консолі. Конструктивно приймаємо консоль з І 50Ш1:

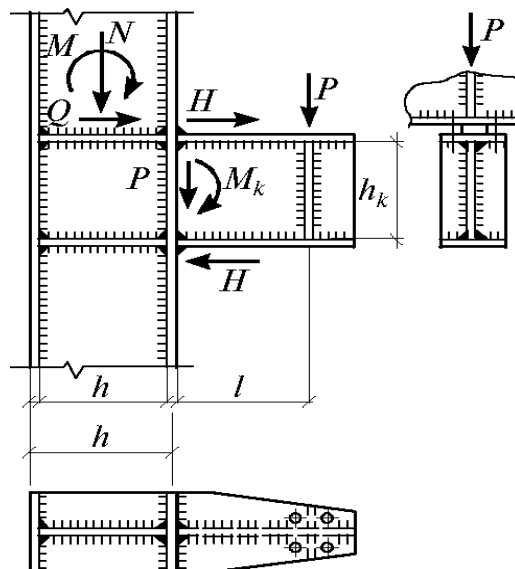


Рис. 2.10 Розрахункова схема одностінчатої консолі колони

$$\frac{M_k}{h_k A_{f,k} R_y \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{170,7 \cdot 50}{48,4 \cdot (30 \cdot 1,5) \cdot 24 \cdot 0,9} = 0,18 < 1$$

$$\frac{F}{A_{w,k} R_s \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{170,7}{(40,2 \cdot 1,1) \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 0,9} = 0,31 < 1$$

2.2.4.3 Розрахунок верхів'я колони

Для колон крайнього ряду зосереджена сила буде:

$$F = (16,6 + 17,3 + 24,5) + 207,4 = 265,8 \text{ кН}$$

Товщина ребра t_1 визначається за формулою (число 3 – розмір двох скосів ребер):

$$t_1 = \frac{1,5F}{(b_1 - t_w - 3)R_p} = \frac{1,5 \cdot 265,8}{(30 - 1,1 - 3) \cdot 36} = 0,4 \text{ см}$$

Конструктивно приймаємо 10мм

Висота ребра h_1 визначається за формулою:

$$h_1 = \frac{1,5F}{2t_1 R_s} = \frac{1,5 \cdot 265,8}{2 \cdot 1 \cdot 0,58 \cdot 24} = 14,3 \text{ см} \approx 150 \text{ мм}$$

Товщина плити t_2 визначається за формулою:

$$t_2 = \frac{1,5F}{b_1 R_s} = \frac{1,5 \cdot 265,8}{30 \cdot 0,58 \cdot 24} = 0,95 \approx 12 \text{ мм}$$

Для колон середнього ряду зосереджена сила буде:

$$F = (33,2 + 34,6 + 49,0) + 414,7 = 531,5 \text{ кН}$$

Товщина ребра t_1 визначається за формулою (число 3 – розмір двох скосів ребер):

$$t_1 = \frac{1,5F}{(b_1 - t_w - 3)R_p} = \frac{1,5 \cdot 531,5}{(30 - 1,1 - 3) \cdot 36} = 0,85 \text{ см}$$

Конструктивно приймаємо 12мм

Висота ребра h_1 визначається за формулою:

$$h_1 = \frac{1,5F}{2t_1R_s} = \frac{1,5 \cdot 531,5}{2 \cdot 1,2 \cdot 0,58 \cdot 24} = 23,9 \text{ см} \approx 30\text{мм}$$

Товщина плити t_2 визначається за формулою:

$$t_2 = \frac{1,5F}{b_1R_s} = \frac{1,5 \cdot 531,5}{30 \cdot 0,58 \cdot 24} = 1,9 \approx 20\text{мм}$$

РОЗДІЛ 3 Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Календарний графік будівництва

Календарний графік — основний документ по організації будівництва, що встановлює технологічну послідовність виконання робіт, їх взаємне зв'язування й сполучення в часі, потреба в матеріально-технічних ресурсах. Для побудови календарного графіка використовуються раніше побудовані календарні карти процесів. Трудомісткість робіт підготовчого періоду, при обладнанні інженерних мереж, засобів зв'язку, а також по неврахованих роботах визначається у відсотковому відношенні до сумарної трудомісткості. Опалення й вентиляція становить 3%, водопостачання й каналізація — 2,5 %, електропостачання — 5,5 %, благоустрій — 1,5%, слабкострумові мережі — 0,5 %, інші невраховані роботи — 25%. Так само в календарному графіку вказуються раніше підібрані засоби механізації, їх кількості й марка.

Состав ланок робітників по професіях підбирається відповідно до нормативних даних на певний вид робіт.

При побудові календарного графіка дотримувалися наступні правила: роботи основного періоду початі тільки після закінчення підготовчих робіт;

Згідно ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» нормативна тривалість будівництва: 2 місяця – підготовчий період та 12 місяців – будівництво.

Нормативні витрати праці й машинного часу на виконання робіт визначають за формулою

$$Q_H = H_B \cdot V,$$

де H_B – норма часу на одиниці об'єму робіт, чол.-год. або машино-год;

V – обсяг робіт.

Витрати на підготовчий період і невраховані роботи ухвалюємо в розмірі 10% від трудомісткості основних робіт.

Прийняту трудомісткість визначають виходячи з нормативної з урахуванням перевиконання норм завдання на 10-20%. Передбачаються механізовані процеси в 2 зміни.

Визначення тривалості робіт:

1) тривалість механізованих процесів:

$$t = \frac{Q_H}{n \cdot a},$$

де Q_H – нормативна машиноємність процесу, машино-змін;

n – кількість змін;

a – кількість механізмів.

2) тривалість ручних процесів

$$t = \frac{Q_H}{k \cdot n \cdot m},$$

де Q_H – нормативна трудомісткість процесу, люд-день;

k – планований коефіцієнт перевиконання норми;

m – кількість людей у бригаді, визначається за нормами.

При побудові графічної частини календарного плану передбачається максимальне сполучення виконуваних робіт з урахуванням особливостей технологічної послідовності їх виробництва й вимог техніки безпеки.

При розробці календарного графіка слід передбачати рівномірне використання робочої сили. Для цього паралельно з розробкою основного календарного плану розраховується графік руху робочої сили. Для оцінки правильності використання робочої сили визначають коефіцієнт нерівномірності руху робочої сили:

$$K_n = \frac{N_{max}}{N_{сер}}$$

де N_{max} – максимальна чисельність робітників на об'єкті за графіком руху робочої сили;

$N_{сер}$ – середня чисельність робітників.

$$N_{сер} = \frac{\sum Q_{np}}{T_{\phi}} \quad \text{де}$$

$\sum Q_{np}$ – сумарна прийнята трудомісткість по всіх видах;

T_{ϕ} – фактичний строк зведення об'єкта

$$N_{сер} = \frac{895}{89} = 10.1 \approx 10 \text{ людин}$$

$$K_n = \frac{18}{10.1} = 1.68$$

Коефіцієнт нерівномірності руху робочої сили задовольняє умові, перебуваючи в межах $K_n = 1,5 \div 2,0$.

Сполучення будівельно-монтажних робіт у часі й у просторі на об'єкті оцінюють коефіцієнтом сполучення робіт:

$$K_{спол} = \frac{\sum T}{T_{\phi}}$$

де $\sum T$ – загальна тривалість робіт при послідовному їхнім виконанні;

T_{ϕ} – фактичний строк будівництва об'єкта за графіком.

$$K_{спол} = \frac{238}{89} = 2.36$$

Коефіцієнт $K_{спол}$ задовольняє умові $2 \leq K_{спол} \leq 4$.

3.2 Вибір монтажного крана

При виробництві монтажних робіт при зведенні споруджень, звичайно використовується один кран, що обслуговує монтажників.

Число монтажних кранів установлюють, виходячи з організаційно-технологічних особливостей будівництва. Вибір монтажних кранів здійснюють в 2 етапи: 1 –й попередній – по технічних характеристиках та 2-й – остаточний – на основі техніко-економічного порівняння.

Вибір монтажних кранів по технічних характеристиках полягає у визначенні параметрів, якими повинен мати кран для забезпечення виробництва монтажних

робіт, виходячи з монтажних характеристик – монтажно́ї маси, монтажно́ї висоти й монтажного вильоту стріли крана.

Монтажна маса складається із суми мас монтуємого елемента й такелажного пристосування.

$$m_M = m_{el} + m_{to}$$

Такелажні пристосування (стропи, траверси) вибирають залежно від вагових характеристик збірних конструкцій і вагових характеристик вантажозахватних пристроїв.

Таблиця 3.1

Характеристики вантажозахватних пристроїв

Найменування вантажів, що піднімаються	Маса т	Вантажозахватні пристрої, тип	Маса, т	Висота, м
Балка покриття	,6	Траверса-захват 2т	0,8	2,2
Сходовий марш МК	0,5	Кондуктор	1,5	1
Сенвіч-панель	4,8	4-х гілковий строп	0,5	2
		2-х гілковий строп	0,2	2

$$m_M = m_{el} + m_{to} = 4.8 + 1.5 = 6.3 \text{ т}$$

Необхідна висота підйому гака характеризується максимальною висотою гака в момент установки елемента щодо рівня стоянки крана.

$$H_{кр} = H_{on} + H_z + H_{el} + H_c$$

де H_{on} - оцінка опори, на яку встановлюють елемент щодо рівня стоянки крана;

H_z - запас на висоту, необхідний для безпечної установки елемента (0,5 - 1м);

H_{el} - висота монтуємого елемента;

H_c - висота стропування.

$$H_{кр} = H_{on} + H_z + H_{el} + H_c = 11.00 + 0.5 + 0.3 + 1.5 = 13.3 \text{ м}$$

α - кут нахилу стріли мінімальної довжини

$$\alpha = \arctg \sqrt[3]{(H_3 - h_c) / L_k}$$

L_k - відстань від зовнішньої стіни до осі, що проходить через гак

$$L_1 = L - L_2$$

$$L_2 = L_k \cdot \cos \beta$$

β - кут нахилу гуська до обрію

L_2 – відстань від осі гуська до зовнішньої стіни

Верхній кінець стріли (крапка В) повинен перебувати на висоті не менш ніж $H_m + 1,5$ м, де 1,5 м ураховують довжину поліспада крана.

Вісь стріли повинна пройти через крапки А, В, С (шарнір кріплення стріли – у наближених розрахунках $C = 1,5$ м).

Необхідний виліт стріли

$$l_{cmp} = l_1 + l_2 + l_3$$

де l_1 - відстань від осі повороту крана до шарніра кріплення гака – 1,5м;

l_2 - відстань від шарніра кріплення стріли до зовнішньої поверхні будинку;

l_3 - половина ширини монтуюмого елемента.

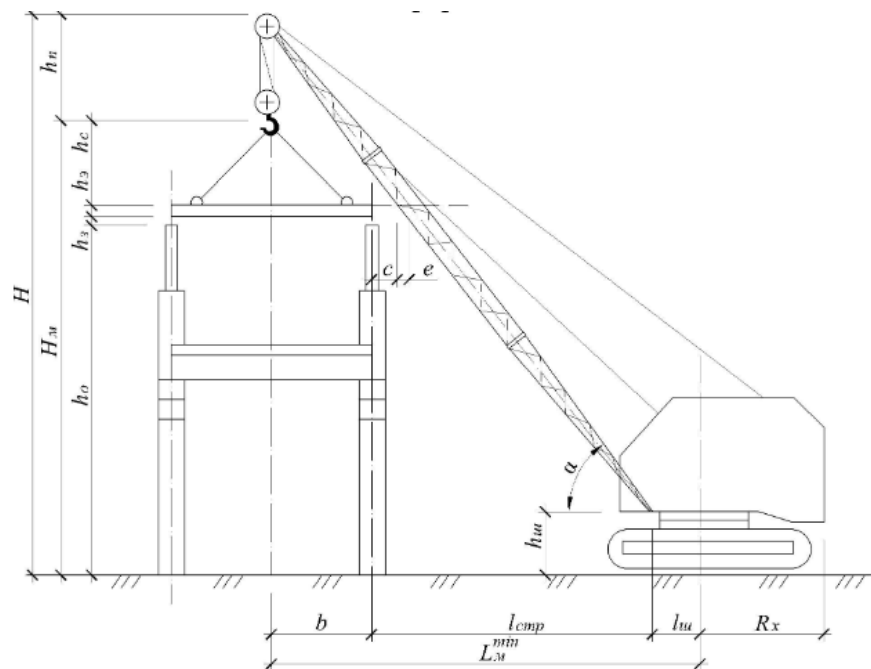


Рисунок 3.1 - Схема визначення монтажних характеристик стрілових кранів

При експлуатації кранів одним з досить важливих факторів є вибір параметрів стрілових самохідних кранів таким чином, щоб машина повністю задовольняла вимогам, пропонованим до них.

Такими параметрами є:

- $L_{\min}$ – мінімальна довжина стріли
- Відстань п'яти стріли до передньої стінки будинку R
- Перевищення головки стріли над будинком h .

$$L_{\min} = b \left[1 + \sqrt[3]{\left(\frac{h}{b}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} = b(1 + \varphi^2)^{\frac{3}{2}}$$

$$R = b^3 \sqrt{\left(\frac{h}{b}\right)^2} = b\varphi^2$$

$$\Delta h = b^3 \sqrt{\frac{h}{b}} = b\varphi$$

B -ширина будинку або відстань на яку необхідно подати вантаж усередину будинку; H - висота від п'яти стріли до верху будинку;

$$\varphi = \sqrt[3]{\frac{h}{b}} \quad - \text{монтажний параметр;}$$

Параметри будинку: $B=24.0\text{м}$; $H=11.0\text{м}$; $H_0=2\text{м}$.

$$\varphi = \sqrt[3]{\frac{11.0}{24}} = 0.877$$

$$\Delta h = b\varphi = 24.0 \times 0.877 = 10.51\text{м}$$

$$R = b\varphi^2 = 24.0 \times 0.877^2 = 9.22\text{м}$$

$$L_{\min} = 24.0 \times (1 + 0.877^2)^{\frac{3}{2}} = 24.0 \times 1.77^{\frac{3}{2}} \approx 28.25\text{м}$$

Таблиця 3.2

Характеристики крана

Показники	МКГ-25БР	СКГ-40БР
Виліт стріли, м		

найбільший	25	23,5
найменший	4	4,5
Висота підйому, м		
Найменший	25	23
найбільший	12,5	14
Вантажопідйомність, т		
при найбільшому вильоті	5	6
при найменшому вильоті	25	40
Маса крана, т	39	47,6

Порівняння монтажних механізмів виконується за собівартістю монтажу.

$$C_{MCM} = \frac{P}{T_{год}} + \frac{E}{T_{к.кл}} + C_{т.е.},$$

де P - річні амортизаційні відрахування;

$T_{год}$ - нормативне число робочих змін у році;

E - одноразові витрати;

$C_{т.е.}$ - експлуатаційні витрати на 1 зміну.

Таблиця 3.3

Вихідні дані для визначення собівартості машино-зміни кранів.

Модель крана	Річні амортизаційні відрахунки	Одночасні витрати грн	Поточні експлуатаційні витрати грн/ км	Т рік
СКГ-40БР	11550	6200	25,6	345
МКГ-25БР	11650	6000	25,2	345

МКГ-25БР:

$$C_{MCM} = \frac{P}{T_{год}} + \frac{E}{T_{к.кл}} + C_{т.е.} = \frac{11650}{384} + \frac{6000}{345} + 25.2 = 72.92$$

СКГ-40БР

$$C_{MCM} = \frac{P}{T_{год}} + \frac{E}{T_{к.кл}} + C_{т.е.} = \frac{11550}{384} + \frac{6200}{345} + 25.6 = 73.65$$

Шляхом порівняння техніко-економічних характеристик кранів і вартості монтажу вибираємо як монтажного крана для провадження робіт по монтажу збірних конструкцій каркаса кран МКГ-25БР. Випускається з основною стрілою довжиною 13.5м., яка подовжується секціями до 18.5; 23.5;28.5;33.5м.

3.3 Технологічна карта на улаштування монолітних фундаментів

3.3.1. Область застосування

Технологічна карта розроблена для виконання робіт з улаштування монолітних залізобетонних фундаментів (стрічкових/плитних/стовпчастих) під будівлі цивільного та промислового призначення.

Роботи виконуються при новому будівництві на майданчиках зі звичайними інженерно-геологічними умовами.

3.3.2. Нормативні документи

ДБН В.2.1-10:2009 — Основи та фундаменти

ДБН А.3.2-2:2009 — Охорона праці

ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 — Настанова з бетонних робіт

ДБН В.2.6-98:2009 — Бетонні та залізобетонні конструкції

3.3.3. Склад і послідовність виконання робіт

Підготовчі роботи

геодезична розбивка осей будівлі;

очищення території;

влаштування тимчасових доріг;

підведення електро- та водопостачання.

Земляні роботи

розробка котловану екскаватором;

доопрацювання ґрунту вручну;

улаштування піщаної підготовки (100–200 мм);

ущільнення основи.

Улаштування підбетонки

бетон класу С8/10;

товщина шару 80–100 мм;

вирівнювання поверхні.

Армування фундаментів

монтаж арматурних каркасів;
встановлення захисного шару (фіксатори 30–50 мм);
зварювання/в'язка арматури.

Монтаж опалубки

встановлення щитів;
перевірка геометрії;
герметизація стиків;
змащення опалубки.

Бетонування

укладання бетонної суміші шарами (20–40 см);
ущільнення глибинними вібраторами;
вирівнювання поверхні.

Догляд за бетоном

укриття плівкою;
зволоження протягом 7 діб;
витримування до набору міцності $\geq 70\%$.

Розпалубка

демонтаж опалубки після досягнення необхідної міцності;
очищення щитів.

Гідроізоляція

обмазувальна або рулонна;
захист фундаментів від ґрунтових вод.

Засипка пазух

пошарове ущільнення ґрунту;
контроль щільності.

3.3.4. Машини та механізми

екскаватор (0,25–1,0 м³);

автосамоскиди;

бетонозмішувач або автобетонозмішувач;

бетононасос;

глибинні вібратори;

кран (при необхідності).

3.3.5. Трудові ресурси

Професія	Кількість
Машиніст екскаватора	1
Бетонярі	2–4
Арматурники	2–3
Опалубники	2–3
Робітники	2

3.3.6. Контроль якості

перевірка геометрії котловану;

контроль щільності ґрунту;

перевірка армування (крок, діаметр);

контроль якості бетону (клас, осадка конуса);

випробування зразків бетону.

3.3.7. Вимоги з охорони праці

використання ЗІЗ (каска, рукавиці);

огороження котловану;

заборона роботи при обвалах;

контроль електробезпеки;

безпечна робота з вібраторами.

3.3.8. Техніко-економічні показники

трудомісткість: 3.4 люд.-дні / 10 м³;

тривалість виконання: залежить від обсягу;

витрати матеріалів: за проектом.

РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Завдання охорони праці в будівництві

Відповідно до Вимог Конституції України по з охорони праці (стаття 43, 46) прийнятої 23.06.96, кожний має право на працю, яка включає можливість заробляти собі на життя працею. Кожна людина має право на безпечні й здоровіші умови праці, на заробітну плату не нижче затвердженої законом, а також на соціальний захист ... »

Основним напрямком у роботі з охорони праці є планомірне здійснення технічних, правових, організаційних, санітарно – гігієнічних заходів, що забезпечують створення здоровіших і безпечних умов праці робітників та службовців ремонтно-будівельних організацій.

Роботодавець зобов'язан відшкодувати працівникові збиток, принесений каліцтвом або іншим ушкодженням здоров'я, пов'язаним з виконанням трудових зобов'язань, у повному розмірі втраченого заробітку, відповідно до законодавства, а також виплатити потерпілому одноразова допомога (ст. 11 Закону «Про охорону праці» затвердженого 22 листопада 2002 року за № 229-IV).

За порушення законодавчих або інших нормативних актів про охорону праці винні працівники залучаються до дисциплінарної, адміністративної, матеріальної, кримінальної відповідальності згідно із законодавством (ст. 49 Закону «Про охорону праці»).

Відповідно до Конституції України прийнятої 28.06.96.г кожна людина має право на безпечні й здоровіші умови праці. У статті 43 сказано «...держава створює умови для повної реалізації громадянами права на працю, гарантує однакові можливості у виборі професій і виду трудової діяльності, реалізує програми трудової діяльності, підготовки й перепідготовки кадрів, згідно із суспільними потребами».

Використання праці жінок і неповнолітніх на небезпечні для їхнього здоров'я роботах забороняється. «...громадянам гарантується захист від незаконного звільнення» У статті 46 зазначене «...громадяни мають право на

соціальний захист, що включає право на забезпечення їх у випадку повній, часткової або тимчасовій втраті працездатності, втрати годувальника, безробіття від незалежних від них обставин, а так само старості й в інших випадках передбачених законом».

В основі законодавства України про працю сказане «Охорона праці, здоров'я трудящих, ліквідація професійних захворювань і травматизму становлять одну з головних завдань держави». Згідно зі статтею 4 закону України «Про охорону праці» основними принципами державної політики в галузі охорони праці є:

- пріоритет життя й здоров'я працюючих, стосовно результатів трудової діяльності підприємства;
- комплексний розв'язок завдань охорони праці на основі національних програм;
- соціальний захист трудящих, повне відшкодування збитку особам, потерпілим від нещасних випадків і професійних захворювань;
- установлення єдиних нормативів по охороні праці підприємств незалежно від форм власності;
- використання економічних методів керування охороною праці,
- проведення політики пільгового оподатковування, фінансування охорони праці ;
- забезпечення координації діяльності державних органів, організацій і суспільних об'єднань вирішальних проблеми охорони здоров'я, гігієни й охорони праці, а також співробітництво й проведення консультацій між власниками й працівниками, між усіма соціальними групами при прийнятті рішень по охороні праці;

4.2 Організація служби охорони праці на об'єкті будівництва

Завданнями служби охорони праці є: розробка й проведення в житті заходів, що забезпечують здоровіші й безпечні умови праці й ліквідацію причин виробничого травматизму.

Адміністрація ремонтно-будівельної організації зобов'язана створювати необхідні умови для працівників охорони праці. Виділяти службові приміщення, надавати допомогу в їхнім оснащенні необхідним устаткуванням, приладами контролю й технічними засобами навчання, літературою й наочними приладдя, а при необхідності виїзду на місце, у випадку нещасного випадку, надати транспорт.

Працівники служби охорони праці підкоряються головному інженерові й здійснюють контроль над станом охорони праці в ремонтно-будівельних організаціях відповідають за стан охорони праці в організаціях, а головні інженери здійснюють контроль над організацією роботи з охорони праці через відділи (групи), старший інженер – по безпечному провадженню робіт.

Охорона праці передбачає забезпечення безпечних умов праці шляхом попередження причин нещасних випадків (профілактика травматизму). Вона включає комплекс технічних і організаційних заходів. Технічними є: розробка правил безпеки ведення робіт; огороження обертових частин механізмів; заземлення електроустановок і ін. Організаційними заходами є: вивчення робочими правил безпечного ведення робіт.

4.3. Аналіз умов праці на об'єкті.

З аналізу умов праці виявлені наступні небезпечні й шкідливі фактори, що впливають на працюючих, відповідно до ДБН А.3.2-2:2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення»:

1. Фізичні небезпечні й шкідливі виробничі фактори:

- машини, що рухаються (платформи, підйомник, крани)
- механізми, що рухаються (база крана)
- підвищена запиленість повітря робочої зони (переміщення конструкцій)
- підвищений рівень шуму на робочому місці (робота вантажних машин);

2. Хімічні небезпечні й шкідливі фактори:

- по характеру впливу на організм людини(загальнотоксичні – етіловий бензин; канцерогенні – бітуми, мастики);

3. Біологічні небезпечні й шкідливі фактори :

пацюки, миші, комахи, що жалять;

4. Психофізичні небезпечні й шкідливі фактори:

- фізичні перевантаження (застосування ручної праці);
- нервово-психічні перевантаження (монотонність праці й емоційні перевантаження при незадовільній організації праці)

Відповідно до ДБН А.3.2-2:2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» проектом пропонуються наступні засоби захисту працюючих від впливу всіх виявлених ОВПФ:

- При захисті від фактора “ механізми, що рухаються машини й, ” слід підтримуватися наступних правил: при роботі піднімальних механізмів відповідно до ДБН А.3-2 -2009 « Промислова безпека в будівництві» передбачається тимчасове огороження небезпечних зон, не допускається знаходження сторонніх людей у зоні дії піднімальних механізмів. Над місцями проходу людей устанавлюються захисні настили.

- При захисті від фактора “ вироби, що пересуваються, заготовки, матеріали” слід дотримуватися наступних правил: переміщення матеріалів, заготовок, виробів повинне здійснюватися плавно й рівномірно, мати надійне кріплення до механізму, що рухається.

- При захисті від фактора “підвищена запиленість і загазованість повітря в робочій зоні”, а також від хімічних небезпечних і шкідливих виробничих факторів відповідно до Держстандарт 12.0.011.-89 « Засобу захисту працюючих. Загальні вимоги й класифікація.» передбачаються засоби індивідуального захисту для працюючих (респіратори, окуляри захисні)

- При захисті від фактора “підвищений рівень шуму на робочому місці” за ДСТ 12.4.011-89 передбачаються засоби колективного захисту: огорожувальні, звукоізолюючі, глушители шуму, а також засобу індивідуального

захисту (протишумові шоломи, навушники)

- Фізичні перевантаження, що виникають через великий обсяг ручної праці, усуваються шляхом максимальної механізації ручного процесу
- Нервово-психічні перевантаження усуваються шляхом поліпшення організації праці.

Крім того, згідно Наказ МОЗ України № 441 від 09.03.2022 “Про затвердження порядків надання домедичної допомоги особам при невідкладних станах”, у районі проведення робіт повинні бути передбачені засоби для надання першої медичної допомоги й умови для дотримання особистої гігієни працюючих.

4.4 Забезпечення безпеки робіт при зведенні об'єкта

В умовах попередження впливу на працюючих, виявлених у процесі аналізу небезпечних і шкідливих факторів, розроблені наступні інженерно-технічні розв'язки по організації безпечного ведення робіт на будмайданчику в строгій відповідності з вимогами ДБН А.3-2 -2009 «Промислова безпека в будівництві» Під'їзні колії у вигляді тимчасової дороги обладнані належним чином, дорога виконана у вигляді кільцевої, ширина проїзної частини -3,6 м;

Освітлення прийняте відповідним до діючих норм і забезпечує проведення будівельно-монтажних і інші види робіт, а також потреби охорони;

Мережі тимчасового водопроводу проводяться по всіх тимчасових будинках, кільцева схема тимчасового водопроводу дає можливість забезпечити будівництво водою для господарсько-питних потреб, а також і для пожежних цілей;

Зовнішнє висвітлення влаштовується на дерев'яних опорах по периметру будівельного майданчика поза зоною дії крана. У кутах будівельного майданчика встановлюють прожектори, які повинні створювати достатню освітленість складів, виробничих приміщень і робочих місць під час будівництва. Розрахунки висвітлення дивитися нижче;

Будівельний майданчик обгороджений тимчасовим огороженням;
На будівельному майданчику розташовані санітарно-побутові приміщення, які розміщені при в'їзді на неї й винесені за межі небезпечної зони при роботі крана й ін. механізмів;

Роботи ведуться при наявності в працівників необхідних засобів індивідуального захисту. Підйом вантажів, маси, що перевищує граничну для використовуваних кранів, повністю виключений. Стропування виробів і конструкцій слід робити інвентарними стропами або спеціальними вантажозахватними обладнаннями;

Зона, небезпечна для знаходження людей під час переміщення, установки й закріплення конструкцій і вантажів, повинна бути позначена добре видимими попереджувальними знаками;

Розструповка встановлених конструкцій допускається тільки після міцного й стійкого закріплення їх;

Електробезпека на будівельному майданчику повинна бути забезпечена відповідно до ДБН В.2.5-23:2010 «Інженерне обладнання будівель і споруд. Проектування електрообладнання для цивільних об'єктів»;

Верхолазні роботи необхідно робити з використанням запобіжних поясів, місця кріплення карабінів цих поясів повинні бути свідомо зазначені виконавцем робіт. Забороняється робити монтажні роботи при силі вітру більш 5 балів. Робітників, зайнятих з вібраційним інструментом, необхідно забезпечити, що серійно випускаються рукавицями з поролоновою прокладкою на долонній частині. Не допускається обмивати вібратори водою й переміщати його «волоком» за кабель. Обладнання, що потребують у заземленні, повинні - бути заземлені; опір заземлюючих обладнань не повинне перевищувати 4 Ом. Будівельно-монтажні роботи ведуться в строгій відповідності з технологічними картами на них, складеними в повній відповідності з діючим на Україні законодавством про охорону праці.

4.5 Розрахунки захисного заземлення електричного устаткування.

Здійснюємо розрахунок захисного заземлення електричного устаткування виробничого приміщення. Електроустаткування підключене до трансформаторної підстанції потужністю 480 кВ(А, напруга якої 380/220 В. Природні заземлювачі поблизу відсутні.

Вихідні дані:

- вертикальні електроди із труб довжиною $l = 3$ м і діаметром $d = 0,06$ м;
- горизонтальна сполучна смуга сталеві шириною $b = 0,04$ м;
- глибина закладення смуги $h = 0,5$ м;
- ґрунт у місці обладнання захисного заземлення – суглинок;
- об'єкт розташований в II кліматичній зоні.

Згідно з наявними даними, користуючись ДБН В.2.5-23:2010 «Інженерне обладнання будівель і споруд. Проектування електрообладнання для цивільних об'єктів», встановлюємо:

а) розрахункову схему, яка наведена на рисунку 4.1 ;

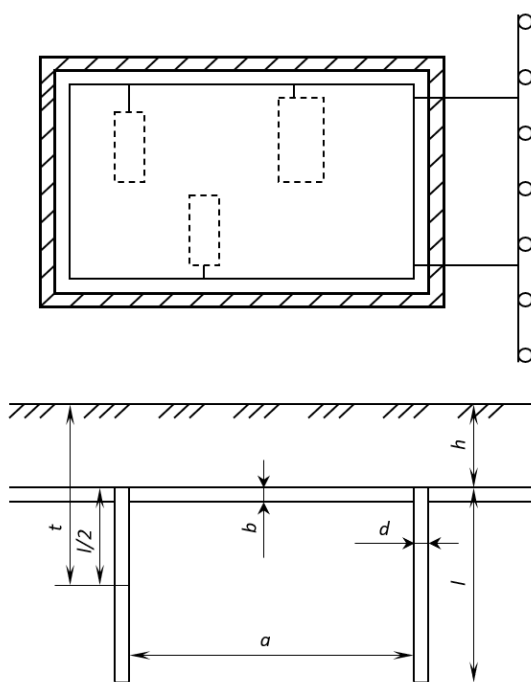


Рисунок 4.1 Схема обладнання захисного заземлення

б) питомий опір ґрунту

$$\rho_{\text{зм}} = 100 \text{ Ом}\cdot\text{м};$$

в) коефіцієнти сезонності заземлювачів в II кліматичній зоні:

- для вертикальних $\kappa_{\text{с}}^{\text{в}} = 1,7$;
- смугових $\kappa_{\text{с}}^{\text{п}} = 4$;

г) величину найбільшого припустимого опору заземлюючого обладнання встановлюємо по характеристиці електроустаткування, що заземлюється, і потужності живильного трансформатора:

$$R_3 \leq 4 \text{ Ом.}$$

Визначаємо:

а) розрахунковий питомий опір ґрунту

$$\rho_{\text{гр}} = \rho_{\text{зм}} \kappa_{\text{с}},$$

тоді: для вертикальних заземлювачів

$$\rho_{\text{гр}}^{\text{в}} = 100 \cdot 1,7 = 170 \text{ Ом}\cdot\text{м};$$

смугових заземлителів $\rho_{\text{гр}}^{\text{п}} = 100 \cdot 4 = 400 \text{ Ом}\cdot\text{м};$

б) опір одиночного вертикального заземлювача

$$R_0 = 0,366 \frac{\rho_{\text{гр}}^{\text{в}}}{l} \left(\lg \frac{2l}{d} + \frac{1}{2} \lg \frac{4t+l}{4t-l} \right)$$

При цьому глибина закладення вертикального заземлювача

$$t = (l/2) + h = 3/2 + 0,5 = 2,0 \text{ м}$$

Підставивши значення, одержимо

$$R_0 = 0,366 \frac{170}{3} \left(\lg \frac{2 \cdot 3}{0,06} + \frac{1}{2} \lg \frac{4 \cdot 2 + 3}{4 \cdot 2 - 3} \right) = 45,03 \text{ Ом};$$

в) потрібну кількість вертикальних електродів визначаємо методом послідовних наближень:

$$n = R_0 / (R_3 \eta_0),$$

де η_0 – коефіцієнт використання заземлювача.

Розрахунки кількості вертикальних електродів припиняється при виконанні умови

$$n_i - n_{i-1} \leq 1.$$

При $\eta_0 = 1$ знаходимо вихідне число труб:

$$n_1 = 45,03/4 = 11 \text{ од.}$$

Ухвалюючи відношення $a/l = 2$ і контурне розташування заземлювачів (тому що $n > 10$) для кількості труб $n = 11$ з урахуванням інтерполяції, одержимо $\eta_{01} = 0,675$.

Уточнюємо число труб $n_2 = 45,03/(4 \cdot 0,675) = 17$ од.

Тому що умова не виконується, то продовжуємо розрахунки аналогічно попередньому.

Знаходимо $\eta_{02} = 0,654$.

Тоді, $n_3 = R_0/(R_3 \eta_{02}) = 45,03/(4 \cdot 0,654) = 17,45$ од.

Отримана кількість заземлювачів відрізняється від попереднього значення менш чому на 1, тобто $n_i - n_{i-1} = 17,45 - 17 = 0,45 < 1$.

Тому, скругляючи число вертикальних електродів до найближчого цілого значення, остаточно ухвалюємо $n = 17$ при $\eta_0 = 0,654$;

д) для заземлювачів, розташованих у контурі ($n > 10$), розраховуємо довжину смуги

$$L_{\pi} = 1,05 a n$$

Після підстановки даних у формулу

$$L_{\pi} = 1,05 \cdot 6 \cdot 17 = 107,1 \text{ м;}$$

е) обчислюємо опір розтіканню горизонтальної сполучної смуги, розташованої в землі,

$$R_{\pi} = 0,366 \frac{\rho_{\pi}}{L_{\pi}} \lg \frac{2L_{\pi}^2}{bh}$$

Після підстановки даних одержимо

$$R_{\pi} = 0,366 \cdot \frac{400}{107,1} \cdot \lg \frac{2 \cdot 107,1^2}{0,04 \cdot 0,5} = 8,28 \text{ Ом.}$$

При $n = 17$, $a/l = 2$ і розташуванню труб у груповому заземлювачі по контуру коефіцієнт екранування смуги $\eta_{\pi} = 0,344$;

ж) розраховуємо опір розтіканню групового заземлювача

$$R_{\text{гр}} = \frac{R_o R_n}{R_o \eta_n + R_n n \eta_o}$$

Підставивши дані, обчислюємо

$$R_{\text{гр}} = \frac{45,03 \cdot 8,28}{45,03 \cdot 0,344 + 17 \cdot 8,28 \cdot 0,654} = 3,51 \text{ Ом.}$$

Висновки: тому що обчислене $R_{\text{гр}} < R_3$ ($3,51 < 4$), то отримане в ході розрахунків число труб $n = 17$ і довжину сполучної смуги $L_{\text{п}} = 107,1$ м ухвалюємо остаточно.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності». – Київ, 2011.
2. Закон України «Про будівельні норми». – Київ, 2016.
3. Закон України «Про енергетичну ефективність будівель». – Київ, 2017.
4. Закон України «Про охорону праці». – Київ, чинна редакція.
5. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – Київ: Мінрегіон України, 2021.
6. ДБН В.1.2-2:2006 зі змінами. Навантаження і впливи. – Київ: Мінбуд України, оновл. ред. після 2010.
7. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. – Київ: Мінрегіон України, 2016.
8. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. – Київ: Мінрегіон України, чинна редакція.
9. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. – Київ: Мінрегіон України, 2018.
10. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. – Київ: Мінрегіон України, 2013.
11. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – Київ: Мінрегіон України, 2010.
12. ДСТУ Б EN ISO 6946:2016. Будівельні компоненти та будівлі. Тепловий опір і коефіцієнт теплопередачі. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016.
13. ДСТУ Б EN ISO 13788:2011. Теплотехнічні характеристики будівель. Внутрішня температура поверхні для уникнення критичної вологості. – Київ: Мінрегіон України, 2011.
14. ДСТУ ISO 45001:2019. Системи управління охороною праці та безпекою здоров'я. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019.
15. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 зі змінами. Основні вимоги до проектної документації. – Київ: Мінрегіон України, чинна редакція.
16. Ковальов В. В. Будівельна фізика: навч. посібник. – Київ: КНУБА, 2013.
17. Іванов П. М. Основи проектування будівель і споруд: навч. посібник. – Київ: Основа, 2015.

- 18.Петренко О. С. Архітектура громадських будівель: навч. посібник. – Київ: Ліра-К, 2018.
- 19.Шевченко І. Д. Технологія будівельного виробництва: підручник. – Київ: Вища школа, 2012.
- 20.Мельник Л. О. Організація будівництва: навч. посібник. – Київ: КНУБА, 2014.
- 21.Бондаренко С. М. Енергоефективність у будівництві: сучасні підходи // Будівельне виробництво. – 2019. – № 68. – С. 45–52.
- 22.Гнатюк О. В. Сучасні фасадні системи будівель // Сучасне будівництво та архітектура. – 2020. – № 4. – С. 12–18.
- 23.Дяченко Р. І. Теплова модернізація будівель в Україні // Енергоефективність. – 2021. – № 2. – С. 30–36.
- 24.Державна служба статистики України. Будівельна діяльність в Україні: статистичний збірник. – Київ, 2022.
- 25.Міністерство розвитку громад та територій України. Офіційний сайт. – Режим доступу: <https://www.minregion.gov.ua> (дата звернення: 2026).

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Забезпечення безпечних та нешкідливих умов праці при будівництві закритого складу металевих конструкцій у м. Умань здійснюється відповідно до чинного законодавства України у сфері охорони праці, пожежної та техногенної безпеки, санітарного законодавства та будівельного нормування [1–6]. Реалізація вимог нормативно-правових актів є необхідною умовою забезпечення безпеки працівників під час виконання будівельно-монтажних робіт та подальшої експлуатації об'єкта.

Основу законодавчої бази становлять Конституція України [1], Кодекс законів про працю України [2], Закон України «Про охорону праці» [3], Закон України «Про пожежну безпеку» [4], Закон України «Про об'єкти підвищеної небезпеки» [5], Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану» [6]. Крім того, при проєктуванні та будівництві враховуються вимоги державних будівельних норм, зокрема ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [7], ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» [8], а також положення ДСТУ ISO 45001:2019 щодо систем управління охороною праці [9].

Відповідно до Закону України «Про охорону праці» роботодавець зобов'язаний створити на робочих місцях безпечні умови праці, забезпечити працівників засобами індивідуального захисту, організувати проведення навчання та інструктажів, а також здійснювати постійний контроль за дотриманням вимог безпеки праці [3]. Особливого значення ці вимоги набувають при виконанні робіт підвищеної небезпеки, характерних для будівництва складських споруд із металевим каркасом.

Об'єкт проєктування – закритий склад металевих конструкцій – призначений для зберігання металевих виробів та конструктивних елементів. Будівля характеризується значними прольотами, використанням металевих каркасів, вантажопідіймального обладнання та великогабаритних конструкцій. У

процесі будівництва передбачається виконання земляних, монтажних, зварювальних та вантажопідіймальних робіт, що супроводжуються підвищеним рівнем виробничої небезпеки [7].

У зв'язку з цим основними завданнями охорони праці є:

- попередження виробничого травматизму;
- забезпечення безпечної експлуатації будівельної техніки;
- зниження впливу шкідливих виробничих факторів;
- забезпечення пожежної та електробезпеки;
- створення нормативних санітарно-гігієнічних умов праці.

Виходячи із загальних принципів безпеки життєдіяльності, при проектуванні об'єкта передбачається впровадження комплексу організаційних та технічних заходів, спрямованих на покращення умов праці. До них належать раціональна організація будівельного майданчика, застосування захисних огорожень, використання сучасних засобів індивідуального захисту, механізація важких робіт, забезпечення належного освітлення та вентиляції робочих зон [7–9].

Особлива увага приділяється питанням безпеки в умовах воєнного стану. Для цього передбачаються заходи щодо оперативного оповіщення працівників про небезпеку, організації евакуації та забезпечення доступу до укриттів цивільного захисту [6].

З соціально-економічного погляду забезпечення охорони праці має важливе значення, оскільки дозволяє знизити рівень виробничого травматизму, зменшити витрати на ліквідацію наслідків аварій та підвищити ефективність будівельного виробництва. Таким чином, дотримання вимог охорони праці при будівництві закритого складу металевих конструкцій є необхідною умовою безпечного виконання робіт та надійного функціонування об'єкта в подальшій експлуатації.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

У даному підрозділі проведено аналіз умов праці та джерел потенційної небезпеки при будівництві закритого складу металевих конструкцій у м. Умань з урахуванням особливостей організації будівельно-монтажних процесів. Аналіз виконано відповідно до вимог ДСТУ 2293:2014 «Охорона праці. Терміни та визначення основних понять» та Наказу МОЗ України №248 від 08.04.2014 «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища» [10, 12].

Будівництво закритого складу металевих конструкцій передбачає виконання земляних, бетонних, монтажних, зварювальних та покрівельних робіт із використанням вантажопідіймальної техніки, електроінструменту та будівельних механізмів. У процесі виконання робіт на працівників впливають небезпечні та шкідливі виробничі фактори фізичного, хімічного та психофізіологічного характеру.

Відповідно до ДСТУ 2293:2014 небезпечним виробничим чинником є фактор, вплив якого може призвести до травми, гострого отруєння або смерті працівника, а шкідливим – фактор, вплив якого може спричинити професійне захворювання або зниження працездатності [10].

Фізичні небезпечні та шкідливі фактори

До основних фізичних факторів, що виникають під час будівництва складу металевих конструкцій, належать:

- робота на висоті при монтажі металевого каркаса та покриття;
- підвищений рівень шуму від роботи будівельної техніки;
- вібрація від механізованого інструменту;
- небезпека ураження електричним струмом;
- падіння предметів із висоти;
- недостатня або нерівномірна освітленість робочих зон.

Особливо небезпечними є монтажні роботи, що виконуються на висоті із застосуванням кранів та підйомних механізмів. Причиною виникнення

небезпеки є відсутність або пошкодження захисних огорожень, порушення правил стропування вантажів та недотримання технології монтажу.

Підвищений рівень шуму виникає у зоні роботи будівельної техніки, компресорів, кутових шліфувальних машин та зварювального обладнання. Найбільшому впливу шуму піддаються монтажники металоконструкцій, електрозварники та машиністи будівельної техніки. Рівень шуму під час роботи окремих механізмів може досягати 85–90 дБ при нормативному значенні не більше 80 дБ. Причиною перевищення є робота ударних та обертових механізмів, а також одночасна робота декількох одиниць техніки.

Вібрація присутня під час роботи з ручним механізованим інструментом та будівельною технікою. Найбільшого впливу зазнають оператори перфораторів, шліфувальних машин та машиністи техніки. Тривалий вплив вібрації може призвести до професійних захворювань опорно-рухового апарату.

Небезпека ураження електричним струмом виникає у місцях експлуатації електроінструменту, зварювальних апаратів та тимчасових електромереж. Причинами є можливе пошкодження ізоляції кабелів, підвищена вологість, відсутність заземлення або порушення правил експлуатації обладнання.

Недостатня освітленість може виникати у вечірній час або в умовах несприятливої погоди. Особливо це характерно для зон монтажу металоконструкцій, складських ділянок та місць виконання зварювальних робіт. Нормативна освітленість робочих місць відповідно до ДБН повинна становити 300–500 лк. При недостатньому освітленні підвищується ризик травматизму та зорової втоми працівників.

Роботи на висоті виконуються під час монтажу металевого каркаса та покриття складу. Основними причинами небезпеки є відсутність захисних огорожень, недотримання правил використання страхувальних систем та несприятливі погодні умови.

Падіння предметів можливе у місцях виконання монтажних робіт та роботи вантажопідіймальних механізмів. Причинами є неправильне стропування

вантажів, порушення технології монтажу або недостатній контроль за переміщенням конструкцій.

Хімічні фактори

До хімічних факторів належать:

- зварювальні аерозолі;
- пил від різання та обробки металу;
- випаровування паливно-мастильних матеріалів;
- вихлопні гази будівельної техніки.

Зазначені фактори найбільш характерні для зон виконання зварювальних та монтажних робіт. Їх вплив може спричинити подразнення органів дихання, професійні захворювання або отруєння.

Зварювальні аерозолі утворюються під час електрозварювальних робіт та містять оксиди металів і газоподібні продукти горіння. Найбільшому впливу піддаються електрозварники та працівники, які знаходяться поблизу місць зварювання. Причиною виникнення є процес плавлення металу та недостатня вентиляція робочої зони.

Металевий пил виникає під час різання, шліфування та обробки металевих конструкцій. Тривалий вплив пилу може спричинити захворювання органів дихання.

Вихлопні гази будівельної техніки присутні у місцях роботи автокранів, навантажувачів та іншої техніки з двигунами внутрішнього згоряння. Основними шкідливими компонентами є оксид вуглецю, оксиди азоту та сажа.

Психофізіологічні фактори

До психофізіологічних факторів належать:

- значні фізичні навантаження;
- нервово-емоційне напруження;
- робота у несприятливих погодних умовах;
- монотонність окремих виробничих операцій.

Особливо значне навантаження спостерігається під час монтажу великогабаритних металевих елементів. Монтажники металоконструкцій та

зварювальники виконують роботи, що потребують значної концентрації уваги та фізичної витривалості. Додатковим фактором є робота в умовах обмеженого часу та підвищеної небезпеки.

Біологічні фактори

Біологічні фактори при будівництві складу металевих конструкцій мають незначний вплив, однак можуть бути присутні:

у місцях накопичення побутових відходів;

у вологих побутових приміщеннях;

при тривалому перебуванні працівників у несприятливих санітарних умовах.

Причинами їх виникнення є недотримання санітарно-гігієнічних вимог та несвоєчасне прибирання території будівельного майданчика.

Порівняння з нормативними значеннями

У результаті аналізу встановлено, що окремі виробничі фактори можуть перевищувати нормативні значення:

рівень шуму – понад 80 дБ;

концентрація пилу та зварювальних аерозолів – вище допустимих норм при недостатній вентиляції;

недостатня освітленість робочих місць у вечірній час;

підвищений ризик травмування при роботі на висоті.

Виявлені невідповідності свідчать про необхідність впровадження комплексу організаційно-технічних заходів, спрямованих на нормалізацію умов праці, зниження рівня професійних ризиків та забезпечення безпечного виконання будівельно-монтажних робіт.

4.2.1 Аналіз умов праці на робочому місці монтажників металоконструкцій

Під час виконання монтажу металевих конструкцій працівники працюють в умовах підвищеної небезпеки, що пов'язано із значною висотою виконання робіт, переміщенням великогабаритних елементів та впливом зовнішніх кліматичних факторів.

Основними небезпечними виробничими факторами для монтажників металоконструкцій є падіння з висоти, травмування вантажами та несприятливі погодні умови.

Падіння з висоти

Роботи з монтажу металоконструкцій переважно виконуються на висоті понад 1,3 м, що відповідно до вимог нормативних документів належить до робіт підвищеної небезпеки. Особливу небезпеку становить виконання монтажних операцій на колонах, фермах, покриттях, ригелях та інших елементах каркаса будівлі. Причинами падіння можуть бути відсутність або несправність страхувальних систем, слизькі поверхні металевих елементів, недостатнє освітлення робочої зони, порушення технології монтажу, а також втрата рівноваги під час переміщення конструкціями.

Падіння з висоти може призвести до тяжких травм опорно-рухового апарату, черепно-мозкових ушкоджень або летальних випадків. Особливо небезпечними є ситуації, коли монтажник виконує роботи під час сильного вітру або опадів, що значно погіршує стійкість та безпечність пересування по металевих елементах.

Для зниження ризику необхідно використовувати запобіжні пояси, страхувальні канати, анкерні лінії, інвентарні риштування та монтажні майданчики. Також важливим є проведення інструктажів з охорони праці та систематичний контроль за дотриманням вимог безпеки.

Травмування вантажами

Монтаж металевих конструкцій супроводжується постійним переміщенням важких елементів за допомогою кранів та вантажопідіймальних механізмів. У процесі стропування, підйому та встановлення конструкцій існує небезпека падіння вантажу, його розгойдування або зміщення. Основними причинами травмування є неправильне закріплення елементів, використання несправних стропів, перевищення допустимої вантажопідйомності механізмів, а також перебування працівників у небезпечній зоні роботи крана.

Травмування може відбуватися внаслідок удару конструкцією, затискання між елементами каркаса або падіння окремих деталей і монтажного інструменту. Найбільш небезпечними є операції з монтажу великопролітних ферм, колон та балок, де маса елементів може становити декілька тон.

Для забезпечення безпечних умов праці необхідно організовувати небезпечні зони, використовувати справні вантажозахоплювальні пристрої, здійснювати контроль за станом стропів та проводити монтаж відповідно до проекту виконання робіт. Усі сигнали між монтажниками та машиністом крана повинні бути чітко узгодженими.

Вплив несприятливих погодних умов

Монтаж металоконструкцій часто виконується у відкритих умовах, що обумовлює значний вплив кліматичних факторів на працівників. Найбільш небезпечними є сильний вітер, атмосферні опади, низькі або високі температури повітря, ожеледь та підвищена вологість. Сильний вітер може спричиняти розгойдування конструкцій та втрату рівноваги монтажниками, що суттєво підвищує ризик падіння з висоти. Опади та ожеледь погіршують зчеплення взуття з металевими поверхнями, створюючи небезпеку ковзання. Робота за низьких температур призводить до переохолодження організму, зниження концентрації уваги та погіршення координації рухів. Високі температури, навпаки, можуть викликати перегрівання, швидку втому та теплові удари.

Для мінімізації негативного впливу погодних умов необхідно обмежувати виконання висотних робіт під час сильного вітру та опадів, забезпечувати працівників сезонним спецодягом, організовувати місця для обігріву або відпочинку, а також дотримуватись регламентованих перерв у роботі.

Отримані результати є основою для подальшого дослідження ризику реалізації потенційних небезпек та розробки комплексу заходів щодо покращення умов праці на будівельному майданчику.

4.3 Дослідження та оцінювання ризиків для монтажника металевих конструкцій

Для робочого місця монтажника металевих конструкцій на об'єкті проектування - закритому складі металоконструкцій - проведено оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпек (табл. 4.1).

Монтажник металевих конструкцій виконує роботи зі встановлення колон, балок, ферм, прогонів, в'язів, елементів покриття та огорожувальних конструкцій. У процесі роботи працівник перебуває в зоні дії вантажопідіймальних механізмів, працює на висоті, контактує з металевими елементами, інструментом та тимчасовими монтажними пристроями.

Таблиця 4.1

Оцінювання ризиків для монтажника металевих конструкцій

№	Потенційна небезпека	Причина виникнення небезпеки	Можливі наслідки	Категорія серйозності	Рівень імовірності	Індекс ризику	Класифікація ризику
1	Падіння працівника з висоти	Виконання монтажу колон, ферм, прогонів та покриття на висоті; відсутність або неправильне використання страхувальних систем; слизька поверхня металу	Тяжкі травми, переломи, черепно-мозкові травми, можливий летальний наслідок	I катастрофічна	B можлива	1B	Неприпустимий, надмірний
2	Травмування вантажем, що переміщується	Переміщення металоконструкцій краном; неправильне стропування; обрив стропів; перебування працівника в небезпечній зоні	Удар конструкцією, затискання, переломи, тяжкі травми	II критична	B можлива	2B	Неприпустимий, надмірний
3	Падіння металевих елементів або інструменту з висоти	Недостатнє закріплення деталей, інструменту, болтів; порушення технології монтажу	Травмування працівників, пошкодження обладнання, травми голови та кінцівок	II критична	C випадкова	2C	Небажаний, гранично допустимий
4	Ураження електричним струмом	Використання електроінструменту, пошкодження ізоляції кабелів, робота у вологих умовах, відсутність заземлення	Електротравма, опіки, втрата свідомості, можливий летальний наслідок	II критична	D віддалена	2D	Небажаний, гранично допустимий
5	Порізи та травмування гострими крайками металу	Контакт із незачищеними крайками, задирками, отворами, фасками металоконструкцій	Порізи, садна, травми кистей рук	III гранична	C випадкова	3C	Небажаний, гранично допустимий

№	Потенційна небезпека	Причина виникнення небезпеки	Можливі наслідки	Категорія серйозності	Рівень імовірності	Індекс ризику	Класифікація ризику
6	Вплив несприятливих погодних умов	Робота на відкритому повітрі під час вітру, опадів, ожеледі, низьких або високих температур	Переохолодження, перегрівання, втрата рівноваги, зниження уваги	III гранична	B можлива	3B	Небажаний, гранично допустимий
7	Підвищене фізичне навантаження	Перенесення інструменту, монтажних пристроїв, вимушені робочі пози, робота на висоті	Перевтома, м'язове перенапруження, зниження працездатності	III гранична	C випадкова	3C	Небажаний, гранично допустимий
8	Недостатня освітленість робочої зони	Виконання робіт у закритому складі, у вечірній час або в затінених зонах каркаса	Помилки при монтажі, спотикання, падіння, травмування	III гранична	D віддалена	3D	Припустимий з перевіркою
9	Шум від роботи техніки та інструменту	Робота кранів, електроінструменту, ударні монтажні операції	Втома, зниження концентрації, погіршення слуху	III гранична	D віддалена	3D	Припустимий з перевіркою

4.3.1 Аналіз результатів оцінювання ризиків

За результатами оцінювання встановлено, що найбільш небезпечними для монтажника металевих конструкцій є ризики падіння з висоти та травмування вантажем, що переміщується. Для цих небезпек отримано індекси 1В та 2В, що відповідно до матриці оцінювання належать до неприпустимого, надмірного рівня ризику. Такі ризики потребують першочергового усунення або максимального зниження шляхом впровадження технічних та організаційних заходів.

До небажаних, гранично допустимих ризиків належать падіння інструменту та окремих елементів з висоти, ураження електричним струмом, травмування гострими крайками металу, вплив несприятливих погодних умов та підвищене фізичне навантаження. Ці небезпеки не можуть бути залишені без контролю, оскільки за певних умов можуть призвести до тяжких травм або аварійних ситуацій.

Ризики, пов'язані з недостатньою освітленістю та шумом, оцінено як припустимі з перевіркою. Це означає, що вони можуть бути допущені лише за умови постійного контролю виробничого середовища, перевірки відповідності нормативним вимогам та застосування засобів індивідуального і колективного захисту.

4.3.2 Заходи щодо зменшення ризику

Для зниження ризику падіння з висоти необхідно передбачити використання страхувальних поясів, анкерних ліній, монтажних платформ, інвентарних риштувань та тимчасових огорожень. Роботи на висоті повинні виконуватися лише працівниками, які пройшли навчання, інструктаж і мають допуск до робіт підвищеної небезпеки.

Для зменшення ризику травмування вантажами необхідно організувати небезпечні зони роботи кранів, заборонити перебування працівників під піднятим вантажем, застосовувати справні стропи та вантажозахоплювальні

пристрої. Перед початком монтажу необхідно перевіряти правильність стропування та надійність тимчасового закріплення конструкцій.

З метою запобігання ураженню електричним струмом слід застосовувати електроінструмент із справною ізоляцією, захисне заземлення, пристрої захисного відключення та діелектричні засоби захисту. Робота з електрообладнанням у вологих умовах без додаткових заходів електробезпеки не допускається.

Для зменшення впливу несприятливих погодних умов монтажні роботи необхідно обмежувати під час сильного вітру, ожеледі, грози, інтенсивних опадів або недостатньої видимості. Працівники повинні забезпечуватися сезонним спецодягом, захисним взуттям із протиковзкою підошвою та місцями для обігріву або відпочинку.

Отже, оцінювання ризиків показало, що робоче місце монтажника металевих конструкцій характеризується підвищеним рівнем виробничої небезпеки. Найбільш критичними є ризики падіння з висоти та травмування вантажами, тому саме для них мають бути передбачені першочергові технічні й організаційні заходи безпеки.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

На основі проведеного аналізу умов праці та виявлених небезпечних і шкідливих виробничих факторів при будівництві закритого складу металевих конструкцій у м. Умань розроблено комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці, зниження рівня виробничого травматизму та забезпечення безпечного виконання будівельно-монтажних робіт.

Розробка заходів здійснювалась відповідно до вимог ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», ДБН В.1.1-7:2016

«Пожежна безпека об'єктів будівництва», ДСТУ ISO 45001:2019 та чинного законодавства України у сфері охорони праці [1–4].

4.3.1 Організаційні заходи

До організаційних заходів належать рішення, спрямовані на забезпечення належної організації праці та попередження виробничого травматизму.

На будівельному майданчику передбачається впровадження системи управління охороною праці відповідно до вимог ДСТУ ISO 45001:2019 [4]. Для цього організовується:

- проведення вступного, первинного, повторного та позапланового інструктажів;
- навчання працівників безпечним методам виконання робіт;
- перевірка знань з питань охорони праці;
- ведення журналів інструктажів та контролю стану безпеки.

До виконання робіт підвищеної небезпеки допускаються лише працівники, які пройшли відповідне навчання, медичний огляд та мають необхідну кваліфікацію.

Для зниження рівня виробничого травматизму передбачено:

- застосування попереджувальних знаків безпеки;
- огороження небезпечних зон;
- обмеження доступу сторонніх осіб на будівельний майданчик;
- організацію безпечних проходів та проїздів.

Особлива увага приділяється режиму праці та відпочинку працівників. Для монтажників металоконструкцій, зварювальників та машиністів будівельної техніки встановлюються регламентовані перерви, що дозволяє знизити втому та нервово-емоційне напруження.

Працівники забезпечуються засобами індивідуального захисту:

- захисними касками;
- запобіжними поясами;
- рукавицями;

захисними окулярами;
спецодягом та спецвзуттям.

4.3.2 Технічні заходи

Технічні заходи спрямовані на зниження рівня впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Для забезпечення безпечного виконання робіт на висоті застосовуються:
інвентарні риштування;
страхувальні системи;
захисні огороження;
монтажні пояси.

Під час виконання вантажопідіймальних робіт передбачається використання сертифікованих стропів, вантажозахоплювальних пристроїв та справної підіймальної техніки. Робота кранів виконується відповідно до встановлених сигнальних схем та із виділенням небезпечних зон.

Для зниження концентрації пилу та шкідливих речовин у повітрі робочої зони застосовується:

періодичне зволоження території;
місцева вентиляція у зонах зварювання;
використання засобів індивідуального захисту органів дихання.

Для зменшення рівня шуму передбачається:

використання сучасного малошумного обладнання;
своєчасне технічне обслуговування механізмів;
забезпечення працівників протишумовими навушниками.

З метою забезпечення електробезпеки всі тимчасові електромережі будівельного майданчика обладнуються системою захисного заземлення. Додатково передбачено використання пристроїв захисного відключення (ПЗВ), які автоматично вимикають електроживлення при виникненні аварійної ситуації.

Для забезпечення нормативної освітленості робочих місць застосовується комбіноване освітлення. У темний період доби використовуються прожектори та переносні світильники із захисною напругою.

4.3.3 Архітектурно-планувальні заходи

Архітектурно-планувальні рішення спрямовані на створення безпечного середовища на будівельному майданчику та підвищення рівня організації праці.

Будівельний майданчик зонують на:

- виробничу зону;
- складську зону;
- адміністративно-побутову частину;
- зону руху транспорту.

Таке зонування дозволяє мінімізувати перетин транспортних і пішохідних потоків та знизити ризик травматизму.

Для безпечного пересування працівників передбачаються:

- тимчасові пішохідні доріжки;
- освітлені проходи;

захисні навіси у місцях можливого падіння предметів.

Небезпечні ділянки будівельного майданчика огороджуються сигнальними стрічками та захисними бар'єрами. Оглядові ями, траншеї та місця перепаду висот обладнуються захисними огороженнями та попереджувальними знаками.

На території будівельного майданчика передбачається облаштування санітарно-побутових приміщень:

- гардеробних;
- приміщень для обігріву;
- душових;
- місць для відпочинку працівників.

4.3.4 Заходи безпеки в умовах воєнного стану

В умовах воєнної агресії та підвищеної загрози виникнення надзвичайних ситуацій особлива увага при будівництві закритого складу металевих конструкцій у м. Умань приділяється забезпеченню безпеки працівників під час повітряних тривог, ракетних ударів, перебоїв електропостачання та інших небезпечних подій. Організація заходів безпеки в умовах воєнного стану здійснюється відповідно до вимог Кодексу цивільного захисту України, Закону України «Про правовий режим воєнного стану», а також рекомендацій ДСНС України.

Одним із головних заходів є організація системи оперативного оповіщення працівників про виникнення небезпеки. На будівельному майданчику передбачається використання:

- звукових сигналів оповіщення;
- мобільного зв'язку;
- спеціалізованих додатків оповіщення про повітряну тривогу;
- внутрішнього телефонного зв'язку між відповідальними особами.

Відповідальні працівники призначаються наказом по будівельному майданчику та забезпечують координацію дій персоналу у разі виникнення надзвичайної ситуації.

Для захисту працівників під час повітряної тривоги передбачається забезпечення доступу до захисної споруди цивільного захисту або укриття. У разі відсутності вбудованого укриття визначається найближча захисна споруда, яка відповідає вимогам ДСНС. Маршрути руху до укриття повинні бути:

- максимально короткими;
- позначеними покажчиками;
- вільними від сторонніх предметів та будівельних матеріалів;
- забезпеченими аварійним освітленням.

На будівельному майданчику розробляються схеми евакуації працівників, які розміщуються у доступних місцях. У схемах зазначаються:

- напрямки руху до укриття;

- місця збору працівників;
- розташування засобів пожежогасіння;
- аварійні виходи.

Після отримання сигналу «Повітряна тривога» всі будівельно-монтажні роботи повинні бути негайно припинені. Особлива увага приділяється безпечному завершенню робіт підвищеної небезпеки:

- вимкненню електрообладнання;
- зупиненню вантажопідіймальних механізмів;
- припиненню зварювальних робіт;
- опусканню вантажів у безпечне положення.

Працівники організовано переміщуються до укриття під контролем відповідальних осіб.

У зв'язку з можливими перебоями електропостачання передбачається резервне електроживлення для забезпечення роботи:

- аварійного освітлення;
- систем оповіщення;
- засобів зв'язку;
- охоронних систем.

Для цього використовуються переносні генератори або автономні джерела живлення.

Особливе значення має забезпечення пожежної безпеки в умовах воєнного стану, оскільки ризик виникнення пожеж значно зростає внаслідок можливих пошкоджень електромереж або вибухових впливів. На будівельному майданчику передбачається:

- збільшення кількості первинних засобів пожежогасіння;
- постійний контроль стану тимчасових електромереж;
- обмеження зберігання легкозаймистих матеріалів;
- організація пожежних постів у місцях виконання зварювальних робіт.

Для працівників проводяться додаткові інструктажі щодо:

- дій під час повітряної тривоги;

- правил евакуації;
- користування засобами пожежогасіння;
- надання домедичної допомоги постраждалим.

З метою підтримання психологічної стійкості персоналу передбачаються організаційні заходи щодо мінімізації стресових ситуацій та забезпечення чіткої координації дій працівників під час надзвичайних подій.

Особлива увага приділяється безпеці роботи вантажопідіймальної техніки та висотних механізмів. У разі оголошення повітряної тривоги:

- робота баштових кранів та підйомників припиняється;
- стріли кранів переводяться у безпечне положення;
- доступ до небезпечних зон обмежується.

Для забезпечення контролю за станом безпеки на будівельному майданчику призначаються відповідальні особи з числа інженерно-технічного персоналу, які здійснюють:

- контроль евакуації працівників;
- перевірку наявності персоналу у місцях укриття;
- координацію дій після завершення тривоги.

Таким чином, впровадження комплексу заходів безпеки в умовах воєнного стану дозволяє суттєво підвищити рівень захисту працівників, знизити ризик травмування та забезпечити безпечну організацію будівельних робіт навіть в умовах підвищеної небезпеки.

Висновки за розділом 4

Метою розділу «Охорона праці» було забезпечення безпечних та нешкідливих умов праці при будівництві закритого складу металевих конструкцій у м. Умань, зниження рівня виробничого травматизму та запобігання виникненню аварійних і надзвичайних ситуацій під час виконання будівельно-монтажних робіт.

У процесі виконання розділу проведено аналіз законодавчої та нормативно-правової бази України у сфері охорони праці, пожежної та

техногенної безпеки. Встановлено, що забезпечення безпеки праці на будівельному майданчику повинно здійснюватися відповідно до вимог Закону України «Про охорону праці», ДБН А.3.2-2:2009, ДБН В.1.1-7:2016 та інших нормативних документів.

У ході аналізу умов праці та виробничого середовища визначено основні небезпечні та шкідливі фактори, характерні для будівництва складу металевих конструкцій.

Проведене порівняння фактичних показників із нормативними значеннями показало наявність окремих невідповідностей, зокрема за рівнем шуму, освітленості та концентрацією шкідливих речовин у повітрі робочої зони. Це підтвердило необхідність впровадження комплексу організаційно-технічних заходів щодо покращення умов праці.

У розділі виконано дослідження ризику реалізації потенційних небезпек із застосуванням матричного методу оцінювання ризиків. Встановлено, що найбільш небезпечними є монтажні роботи на висоті, електромонтажні роботи та вантажопідіймальні операції. За результатами оцінювання визначено пріоритетні напрями підвищення безпеки праці на будівельному майданчику.

Для досягнення поставленої мети розроблено комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів.

Особлива увага приділена заходам безпеки в умовах воєнної агресії, а саме організації оповіщення працівників, евакуації до укриття, резервного електроживлення та проведенню спеціальних інструктажів щодо дій під час повітряної тривоги.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності». – Київ, 2011.
2. Закон України «Про будівельні норми». – Київ, 2016.
3. Закон України «Про енергетичну ефективність будівель». – Київ, 2017.
4. Закон України «Про охорону праці». – Київ, чинна редакція.
5. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – Київ: Мінрегіон України, 2021.
6. ДБН В.1.2-2:2006 зі змінами. Навантаження і впливи. – Київ: Мінбуд України, оновл. ред. після 2010.
7. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. – Київ: Мінрегіон України, 2016.
8. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. – Київ: Мінрегіон України, чинна редакція.
9. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. – Київ: Мінрегіон України, 2018.
10. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. – Київ: Мінрегіон України, 2013.
11. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – Київ: Мінрегіон України, 2010.
12. ДСТУ Б EN ISO 6946:2016. Будівельні компоненти та будівлі. Тепловий опір і коефіцієнт теплопередачі. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016.
13. ДСТУ Б EN ISO 13788:2011. Теплотехнічні характеристики будівель. Внутрішня температура поверхні для уникнення критичної вологості. – Київ: Мінрегіон України, 2011.
14. ДСТУ ISO 45001:2019. Системи управління охороною праці та безпекою здоров'я. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019.
15. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 зі змінами. Основні вимоги до проектної документації. – Київ: Мінрегіон України, чинна редакція.
16. Ковальов В. В. Будівельна фізика: навч. посібник. – Київ: КНУБА, 2013.
17. Іванов П. М. Основи проектування будівель і споруд: навч. посібник. – Київ: Основа, 2015.

- 18.Петренко О. С. Архітектура громадських будівель: навч. посібник. – Київ: Ліра-К, 2018.
- 19.Шевченко І. Д. Технологія будівельного виробництва: підручник. – Київ: Вища школа, 2012.
- 20.Мельник Л. О. Організація будівництва: навч. посібник. – Київ: КНУБА, 2014.
- 21.Бондаренко С. М. Енергоефективність у будівництві: сучасні підходи // Будівельне виробництво. – 2019. – № 68. – С. 45–52.
- 22.Гнатюк О. В. Сучасні фасадні системи будівель // Сучасне будівництво та архітектура. – 2020. – № 4. – С. 12–18.
- 23.Дяченко Р. І. Теплова модернізація будівель в Україні // Енергоефективність. – 2021. – № 2. – С. 30–36.
- 24.Державна служба статистики України. Будівельна діяльність в Україні: статистичний збірник. – Київ, 2022.
- 25.Міністерство розвитку громад та територій України. Офіційний сайт. – Режим доступу: <https://www.minregion.gov.ua> (дата звернення: 2026).