

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**
Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну
Кафедра будівництва

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва (про-
токол № __, від __.06.2026р.)
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____Ігор ЯКОВЕНКО
."__"_____2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему: «Проектування заводу з виробництва безалкогольних напоїв у мі-
сті Баштанка»**

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Гарант освітньої програми

_____кандидат технічних наук, доцент_____Євген ДМИТРЕНКО_____
(науковий ступінь та вчене звання)(підпис)(ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____к.т.н., доцент_____Євген ДМИТРЕНКО_____
(науковий ступінь та вчене звання)(підпис)(ПІБ)

«допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконала: студентка

_____Вікторія ЗАТИШНА_____
«підпис»(ПІБ студента)

Рецензент:

(науковий ступінь та вчене звання)(підпис)(ПІБ)

«підпис»«оцінка»

м. Київ 2026 р.

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

завідувач кафедри будівництва,

Д.Т.Н., професор Ігор ЯКОВЕНКО
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

«25» березня 2026р.

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТЦІ

Затишний Вікторії Валентинівні

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва) (назва)

Програма підготовки освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема дипломного проєкту затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «24» березня 2026 р. № 839 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010, навантаження та вплив згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 7 листів формату А1 та використаних джерел літератури 29 найменувань.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурна частина

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний розділ

Розділ 3. Основи і фундаменти

Розділ 4. Технологія будівельного виробництва

Розділ 5. Організація будівництва

Перелік використаної літератури

Додатки

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1, 2	<i>Архітектурна частина: фасади, розрізи, вузли, план 1-го, 2-го поверхів.</i>
Аркуш 3.	<i>Розрахунково-конструктивна частина: креслення металевої балки змінного перерізу.</i>
Аркуш 4.	<i>Розрахунково-конструктивна частина: схема перекриття, геологічний розріз, вузли з'єднань.</i>
Аркуш 5.	<i>Технологічно-будівельна частина. Техкарта на монтаж рамного каркасу та металевих конструкцій каркасу.</i>
Аркуш 6.	<i>Організаційно-будівельна частина. Будгенплан.</i>
Аркуш 7.	<i>Організаційно-будівельна частина. Календарний графік. Відомість витрат. Графік руху робочої сили.</i>

Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу дипломного проєкту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
<i>Збір, аналіз та обґрунтування вихідних матеріалів для проєкту</i>	<i>25.03.26 – 06.04.26</i>	
<i>Написання та наповнення частин пояснювальної записки</i>	<i>06.04.26 – 04.05.26</i>	
<i>Виконання графічної частини дипломного проєкту</i>	<i>04.05.26 – 29.05.26</i>	

Дата видачі завдання «25» березня 2026 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., доцент
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Євген ДМИТРЕНКО
(ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

Вікторія ЗАТИШНА
(ПІБ студента)

РЕФЕРАТ

Бакалаврська кваліфікаційна робота на тему: «Проектування заводу з виробництва безалкогольних напоїв у місті Баштанка».

Пояснювальна записка містить 77 сторінки, 14 рисунків, 23 таблиці, 29 використаних джерел та 7 аркушів креслень формату А1.

У бакалаврській кваліфікаційній роботі виконано проектування будівлі промислового призначення. Розроблено архітектурно-планувальні, конструктивні та технологічно-організаційні рішення відповідно до чинних будівельних норм України.

В архітектурному розділі наведено характеристику району будівництва, природно-кліматичні умови майданчика, виконано об'ємно-планувальні рішення будівлі, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій та розроблено основні архітектурні креслення.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано збір навантажень, розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій каркасу, елементів з'єднання, розрахунок вітрового та снігового навантаження. Розрахунки виконані відповідно до чинних нормативних документів із використанням програмного комплексу «SCAD-Structure».

У розділі «Основи та фундаменти» виконано аналіз інженерно-геологічних умов та запроектовано монолітний залізобетонний фундамент неглибокого закладання.

У розділах організація будівництва та технології будівельного виробництва розроблено будівельний генеральний план, календарний графік виконання робіт та технологічну карту на монтаж рамних конструкцій каркасу одноповерхової промислової будівлі.

Графічна частина роботи містить архітектурні креслення, конструктивні схеми, креслення металевих конструкцій, будівельний генеральний план, технологічні карти та календарний графік виконання робіт.

Ключові слова: *будівництво, цивільна інженерія, залізобетонні конструкції, монолітний залізобетонний фундамент, «SCAD-Structure», організація будівництва, проектування будівель.*

ЗМІСТ

Вступ.....	8
1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	9
1.1 Вихідні дані.....	9
1.2 Об'ємно-планувальне рішення.....	9
1.3 Виробничо-складські приміщення.....	10
1.4 Адміністративно-побутові приміщення.....	11
1.5 Протипожежні вимоги.....	14
1.6 Теплотехнічний розрахунок.....	14
1.7 Залізобетонні конструкції.....	16
1.8 Металеві конструкції.....	17
1.9 Розрахункові положення.....	18
1.10 Матеріали конструкцій.....	19
1.11 З'єднання елементів.....	19
1.12 Виготовлення та монтаж.....	19
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	21
2.1 Загальне конструктивне рішення будівлі що проектується..	21
2.2 Впливи та навантаження.....	22
2.3 Розрахунок головних несучих конструкцій каркасу.....	22
2.4 Снігове навантаження від власної ваги на вантажну площу.....	23
2.5 Вітрове навантаження на будівлю.....	24
2.6 Розрахунок каркасу будівлі.....	27
2.7 Розрахунок колони.....	28
2.8 Розрахунок ригеля.....	31
2.9 Розрахунок вузла з'єднання відправних елементів.....	35
2.10 Розрахунок вузла, який з'єднує середню колону з риге- лем.....	37
3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	40

3.1 Грунтові умови майданчика.....	40
3.2 Інженерно-геологічна характеристика майданчика.....	40
3.3 Розрахунок фундаменту неглибокого закладання під колону (Ж-17).....	42
3.4 Розрахунок фундаменту неглибокого закладання під колону (А-17).....	45
4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	49
4.1 характеристика будівлі.....	49
4.2 Роботи на зведення складу готової продукції.....	49
4.3 Монтажні роботи.....	50
4.4 Інструкції складування та транспортування будівельних кон- струкцій.....	52
4.5 Визначення технічних параметрів крану.....	53
4.6 Калькуляція витрат праці та заробітної плати.....	56
5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	58
5.1 Проектування календарного графіку виконання робіт.....	58
5.2 Розрахунок адміністративних та санітарно-побутових примі- щень.....	63
5.3 Визначення складських приміщень.....	67
5.4 Транспортні комунікації.....	67
5.5 Розрахунок водопостачання та каналізації.....	67
5.6 Розрахунок тимчасового електропостачання.....	68
5.7 Техніко-економічні показники.....	69
5.8 небезпечні та шкідливі фактори.....	70
5.9 Вказівки до техніки безпеки та охорони праці.....	71
5.10 Пожежна безпека.....	73
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	74
ДОДАТКИ.....	75

Вступ

За останні часи, людство почало надмірно використовувати природні ресурси і це несе за собою великі наслідки.

Промислові галузі, для яких природні ресурси є основною сировиною для виробництва, повинні переглянути свої технології, та перейти до більш екологічних, та менш природо витратних технологій.

Заводи, які виробляють продукти харчової промисловості, можуть перейти на використання природних джерел енергії, знайти підходящі для себе нові конструктивні форми, ефективні технології, створити будівлі для універсально призначення.

Дивлячись на це, будівництво легкими металевими конструкціями є найкращим варіантом. Втрати матеріалу низькі завдяки його концентрації в тих місцях де він потрібен, з'єднання конструктивних елементів між собою здійснюється болтами, що дозволяє швидко демонтувати конструкції та знову зводити їх в іншому місці, повертаючи колишній виробничий майданчик до природного ландшафту.

Саме тому темою цього дипломного проекту стало створення будівлі універсального призначення з металевого каркасу, з ефективним утепленням та металевим облицюванням. Варіативне проектування спрямоване на вибір найефективнішої форми несучого елемента даху – ригелю з прокатних двотаврових балок та балок з гофрованою стінкою постійної висоти (SIN-балки), а також на продовження створення серії будівель універсального призначення з металевим каркасом, з трьома прольотами, кожен 24 м, довжиною 130 м і висотою карнизу 7,23 м та гребеня 8,3 м.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані

Тема бакалаврської кваліфікаційної роботи «Проектування заводу з виробництва безалкогольних напоїв у місті Баштанка»

Кліматичні умови м. Баштанка характеризуються спекотним та сухим літом, зима є більш теплою з малою кількістю опадів. Значна частина регіону знаходиться в межах Причорноморської низовини, територія тут відкрита, тому часто вітряно.

Середня температура липня $+21...+23^{\circ}\text{C}$, січня $-2...-6^{\circ}\text{C}$

Згідно ДБН В.1.1-12:2014 [1] «Будівництво у сейсмічних районах України», нормативні параметри мають таке значення:

- Вітрове навантаження: Баштанка знаходиться в II вітровому районі. Характеристичне значення тиску становить 450 Па ($45,9 \text{ кг/м}^2$).
- Снігове навантаження: Регіон відноситься до III снігового району. Характеристичне значення ваги снігового покриву становить 1200 Па ($122,4 \text{ кг/м}^2$)
- Сейсмічність: майданчик будівництва знаходиться у сейсмічному районі. Розрахункова сейсмічність площадки згідно ДБН [1] (додаток А) становить 6 балів.

Ґрунтовий покрив складається з південних чорноземів лісових порід. Основами є суглинки, які мають високу пористість, та просідання. Рівень ґрунтових вод на глибині 5-10 м. Глибина промерзання 0,8 м.

Будівля відноситься до класу наслідків СС1.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

В даному проекті виконується будівництво таких об'єктів:

- Виробничо-складські приміщення
- Адміністративно-побутові приміщення

1.3 Виробничо-складські приміщення

Виробничо-складське приміщення – це одноповерхова каркасна будівля, в плані має вигляд прямокутний. Будівля в осях «1-31», «А-Ш» має розміри 72,0-130,0. Від підлоги до низу крокв'яних конструкцій висота становить 6,0 м. Умовну позначку 0,000 приймається позначка підлоги приміщення. Планувальна відмітка майданчика: -0,250.

Виробнича частина заводу зроблена за принципом каркасного будівництва. Головні несучі елементи виробничої частини будівлі – поперечні рами, які розташовані поздовж осей «1-31» з кроком 8 м. і являють собою трипрольотні двоскатні рами з нахилом в 3%. Позначка вузла несучих конструкцій каркаса +7,000 м, позначка гребеневого вузла +8,090 м, позначка основи колон по верхньому рівню фундаментна -0,250 м. Фахверкові стійки, колони, прогони, ригелі поперечних рам виготовлені зварними двотаврами з гофрованими стінками (ТУ В.2.6-28.1-30653953-007:2007). Зовнішні площі колон утворюють поверхню, за яку кріпляться стінові конструкції. Зовнішні грамі поперечних рам забезпечують потрібний ухил покрівлі.

Площа об'єкту – 8964,7 м²

Площа забудови – 63201,8 м²

Виробничо-складські приміщення, за технологічним завданням поділяються на такі приміщення:

- Цех ферментації – 2206,63 м²
- Цех виготовлення – 3017,04 м²
- Цех розливання та пакування – 3120,25 м²
- Склад готової продукції – 620,8 м²

Ворота для в'їзду та навантаження готової продукції з складу і заїзд транспорту до обладнання, знаходяться в осях «С-Т». Висота воріт становить 3 метри.

Система освітлення в приміщенні комбінована, яка включає в себе штучне і природне освітлення.

За проектним завданням вимагається наступне упорядкування виробничо-складських приміщень. Зовні стінове огороження зроблене з сендвіч-панелей АлюТерм С 120 МВ (ТУ У В.2.6-28.1-21239892-006-2003), з утеплювачем «Sandwich Rock» - 120 мм. Монтуємо панелі горизонтально, з відмітки 0,000 м. Зовнішній колір - RAL9006, внутрішній колір – RAL9003. Покрівля зроблена з оцинкованого профільованого настилу Н75-750-0.7 з кроком 4,0 м, полімерної мембрани «SikaPlan 15G», полімерної плівки «паробар'єр», утеплювача з мінераловатних плит товщиною 120 мм. По осям «А», «Ш» встановлена система зовнішнього водовідведення. Перегородки всередині приміщення зроблені з сендвіч-панелей типу АлюТерм: С 120 МВ (ТУ У В.2.6-28.1-21239892-006-2003) з утеплювачем «Sandwich Rock» товщиною 120 мм. Монтаж горизонтальний, з відмітки – 0,120 м. В центральному прольоті встановлена вологостійка підвісна стеля «ARMSTRONG».

1.4 Адміністративно-побутові приміщення

Адміністративно-побутове приміщення в даному проекті це каркасна будова, яка має два поверхи, прямокутного вигляду, розміром 12,0×24,0 м в осях «5/2-8»×«П-Ш». Перший поверх розташований на відмітці 0,000, другий поверх +3,300м. В проект також включено сходову клітину огорожену вогнестійкою цеглою в осях «7-8»×«Ф-Ш».

Площа 1-го поверху – 259,6 м²

Загальний об'єм 1-го поверху – 815,2 м³

Площа 2-го поверху – 268,1 м²

Загальний об'єм 2-го поверху – 911,7м³

Табл. 1.1 Експлікація приміщень 1-го поверху

№ приміщення	Найменування	Площа, м ²
1	Прохідна	3,58
2	Кімната відпочинку	14,84
3	Кімната охорони	5,21
4	Хол	7,27
5	Сходова клітина	19,36
6	Гардероб чоловічий	9,65
7	Вбиральня жіноча	11,26
8	Душова чоловіча	12,65
9	Коридор	52,74
10	Гардероб для спецодягу	14,73
11	Медпункт	14,44
12	Душова жіноча	12,62
13	Вбиральня жіноча	10,43
14	Гардероб жіночий	8,75
15	Тамбур	6,99
16	Комора	3,01
17	Кухня	17,95
18	Столова	34,10
19	Склад готової продукції	620,79
20	Цех №1 (ферментації)	2206,63
21	Цех №2 (приготування)	3017,04
22	Цех №3 (розливу)	3120,25

Табл. 1.2 Експлікація приміщень 2-го поверху

№ приміщення	Найменування	Площа м ²
23	Сходова клітина	19,36
24	Конструктивне бюро	31,30
25	Вбиральня чоловіча	7,13
26	Вбиральня жіноча	7,13
27	Зал засідань	30,70
28	Бухгалтерія	14,62
29	Головний інженер	22,32
30	Коридор	42,13
31	Приймальня	34,11
32	Головний технолог	23,46
33	Директор	35,75

Освітлення приміщень 2-го поверху включає в себе природне та штучне освітлення.

За проектним завданням передбачені наступні вимоги. Ззовні стіни повинні бути виконані цегляною кладкою, яка має розмір 250 мм. Перегородки всередині вбудови - гіпсокартонні, товщиною 120 мм. Стеля виконана за системою підвісної стелі «Armstrong». Встановлені металопластикові двокамерні вікна. Для підлоги обрано керамічну плитку та ламінат.

1.5 Протипожежні вимоги

Табл. 1.3 Протипожежні вимоги

№ п.п.	Найменування	Рівень поширення вогню	Рівень вогнестійкості
1	Цегляні стіни	M0	REI 120
2	Гіпсокартонні перегородки	M0	REI 60
3	Металевий каркас	EN 1991-1-2	
4	«Сендвіч» панелі	Не входить в норми	

1.6 Теплотехнічний розрахунок

Побудовану конструкцію стіни потрібно визначити за відповідністю до теплотехнічних вимог до ДБН А.2.2-1:2021 [2], та за необхідності краще утеплити.

Кліматичні параметри району будівництва

Температура найбільш холодної доби, із забезпеченням $t_1^{0,98} = -26$;

$t_1^{0,92} = -23$.

Температура найбільш холодних п'яти діб, із забезпеченням $t_5^{0,92} = -20$.

Зона вологості – нормальна.

Температурна зона – 4.

Табл.1.4 Показники мікроклімату приміщення.

Температура внутрішнього повітря t_v , °C	Вологість внутрішнього повітря t_v , %
18	55

Табл.1.5 ТЕП матеріалів огорожуючих конструкцій

№ шару	Найменування матеріалу	Щільність ρ , кг/м ³	Товщина δ , м	Коефіцієнти	
				Теплопровідності λ , Вт/(м · °С)	Теплоза-своєння s , Вт/(м ² · °С)
1	Профільований настил Н75-750-0.7	1200	0,02	0,21	4,51
2	утеплювач із мінераловатних плит "Sandwich Rock"	117	0,08	0,070	0,73
3	Полімерна плівка "Паробар'єр"	30	0,005	0,043	0,38
4	Профільований настил Н75-750-0.7	1200	0,02	0,21	4,51

Стіна – огорожуюча конструкція, з однорідними шарами, які розташовані послідовно. Розрахунок робимо у вигляді таблиці.

Табл.1.6 Розрахунок теплопередачі стіни

№	Теплотехнічний показник	Позначення	Розмірність	Розрахунок
1	Коефіцієнт теплосприйняття внутрішньої поверхні	$a_{\text{в}}$	Вт/(м ² · °С)	8,7
2	Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні	$a_{\text{з}}$	Вт/(м ² · °С)	23
3	Опір теплосприйняттю внутрішньої поверхні	$R_{\text{в}}$	м ² ·°С/Вт	$\frac{1}{8,7} = 0,1150$
4	Опір тепловіддачі зовнішньої поверхні	$R_{\text{з}}$	м ² ·°С/Вт	$\frac{1}{23} = 0,0435$
5	Термічний опір шару 1	R_1	м ² ·°С/Вт	$\frac{0,02}{0,021} = 0,097$

6	Термічний опір шару 2	R_2	$\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$\frac{0,08}{0,07} = 1,413$
7	Термічний опір шару 3	R_3	$\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$\frac{0,005}{0,043} = 0,1163$
8	Термічний опір шару 4	R_4	$\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$\frac{0,02}{0,21} = 0,097$
9	Термічний опір стіни	R_k	$\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$0,097+1,413+0,1163+0,097=1,723$
10	Опір теплопередачі стіни	R_Σ	$\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$0,115+0,0435+1,723=1,88$

Нормативний опір теплопередачі стіни при температурі внутрішнього повітря 18°C дорівнює $1,7 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

$1,88 > 1,7$

1.7 Залізобетонні конструкції

Геологічна будова площадки прийнята за даними звіту про інженерні вишукування. Рівень підлоги цеху прийнятий за умовну позначку 0,000, на генеральному плані відповідає відмітці 50,10 м.

Підземні води нижче 17 м від поверхні землі.

За проектом прийняті монолітні залізобетонні стовпчасті фундаменти під колони, а також стійки фахверка, які заглиблені в ІГЕ-2.

Під час бетонування ущільнення бетону здійснюється глибинним вібратором.

Контроль якості бетону:

- Застосування бетону з ЗБК – по паспорту якості.
- Застосування на місці – перевірка 6-ти кубиків $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$ закладом, який має дозвіл.

Для витримки низьких температур до бетону додаються протиморозні добавки з корегуванням складових.

Використовуємо ґрунт ІГЕ-2, для влаштування зворотної засипки котловану, товщиною шару 300 мм.

Монтаж, та прийом фундаменту виконується за ДБН В.2.1-19:2018 [3].

Перекрыття в адміністративній прибудові проектується монолітними залізобетонними плитами, товщина яких 80 мм, армовані широкими зварними сітками, вздовж незнімної опалубки, яка виготовлена з оцинкованого профільованого настилу НС40-950-0,7 анкеровані через шайби з анкерними стержнями, їх крок 300 мм.

1.8 Металеві конструкції

Конструкція одноповерхової будівлі, в плані має розміри 72,0 м × 130,0 м. (в осях «А-Ш» × «1-31») складена поперечними рамами, що розміщуються по цифрових осях і мають крок 8 м., вони являють трипрольотні двоскатні рами з кутом нахилу 3%, карнизний вузол несучих конструкцій каркаса розташований на відмітці +7,000 м, основа колони по верху фундаменту -0,250 м, гребеневий вузол +8,090 м. Фахверкові стійки, колони, прогони та ригелі поперечних рам каркаса виготовлені зварними двотаврами з гофрованою стінкою за (ТУ В.2.6-28.1-30653953-007:2007). Колони поперечних рам утворюють вертикальну поверхню за рахунок зовнішніх граней перерізу, до яких прикріплюються ригелі стінового фахверка та встановлюється стінове огородження.

За вимогами запроектовано шарнірне обпирання каркасних рам на фундамент. З використанням фланцевих з'єднань на високоміцних вузлах у гребневому вузлі рами запроектовані з'єднання двох напівригелів та ригелів з колонами. Фахверкові стійки кроком 4 м (марка WTA 333×200×8, WTA 333×180×6) розташовані в крайніх рядах колон по всій будівлі, слугують як

опори балок покриття та до них кріпляться несучі елементи стінового огороження. Балкове перекриття розмірами в плани 12,0 м × 24,0 м в осях «5/2-8» та «П-Ш», рахується як балкова клітка з залізобетонним настилом. По верху несучих конструкцій, перекриття знаходиться на відмітці +3,140 м.

Системою горизонтальних та вертикальних в'язей забезпечується просторова жорсткість каркаса. Поздовжні в'язі покриття, які розташовані горизонтально, встановлені в крайніх рядах колон в осях «А – Б» та «Ф – Ш» за вимогами ДБН В.2.6-163:2010 [4]. Також встановлені жорсткі блоки завдяки роз'єднанню суміжних рам вертикальними в'язями між колонами та по покриттю горизонтальними поперечними, між осями «3 – 4/1», «15 – 17», «29 – 31».

Для покрівлі обрано полімерне покриття з оцинкованого профільованого настилу Н75-750-0.7 з прогонним кроком 4,0 м, утеплювача з мінераловатних плит – 120 мм., з полімерної плівки «паробар'єр» та мембрани «SikaPlan 15G». Ззовні стіни виконані з сендвіч панелей з утеплювачем «SandwichRock» товщина – 120 мм. Внутрішні перегородки спроектовані таким самим принципом.

Ригелі поперечних рам, фахверкові стійки, прогони та колони виготовлені з зварних двотаврів з гофрованими стійками.

1.9 Розрахункові положення

Розрахунок сталевих конструкцій каркасу приймався за:

- ДБН В.2.6-163:2010 [4] – сталеві конструкції
- ДБН В.1.2-2:2006 [5] – навантаження і впливи

Коефіцієнт надійності будівлі, прийнято 0,95 і це другий клас відповідальності.

1.10 Матеріали конструкцій

Несучі конструкції каркасу (ригелі, колони) та другорядні елементи заводу (прогони, фахверки) виготовлені з гарячекатної листової будівельної сталі марки ВСт3сп5-2, класом міцності С285 за ДСТУ 8803:2018 [6]. Сталь цієї марки при товщині 10-20 мм, має наступні характеристики : $R_y = 240\text{МПа}$, $R_u = 360\text{МПа}$. Поставка даної сталі проходить спокійно, оскільки вона є розкисленою.

Всі прийняті матеріали в проекті відповідають вимогам ДБН В.2.6-163:2010 [4] в розділі 2.

1.11 З'єднання елементів

Ручне зварювання виконується електродами Е42 та Е46 за ДСТУ EN ISO 2560:2022 [7]. Зварювальні шви за ДСТУ ISO 5817:2016 [8]. Елементи менше 3 мм зварюються в середовищі вуглекислого газу лише напівавтоматичною або газовою зваркою.

В рамних вузлах болтові з'єднання здійснюються високоміцними болтами за вимогами ДБН В.2.6-198:2014 [9]. Перевірка болтових з'єднань на міцність виконується за розділом 16.2 (болтові з'єднання) ДБН [9].

1.12 Виготовлення та монтаж

Металеві конструкції монтуються та виготовляються згідно вимог:

- ДБН А.3.1-5:2016 [10](організація будівельного процесу)

За цим документом здійснюється розробка ПВР (проект виконання робіт) та ПВРЗ (проект виконання зварювальних робіт).

- ДСТУ EN 1090-2:2019 [11](технічні вимоги сталевих конструкцій)

- Креслень КМ (конструкції металеві), КМД (конструкції металеві деталізовані)

Після потрібного встановлення бази колон потрібно бетонувати бетоном класом не нижчим за С16/20.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Загальне конструктивне рішення будівлі що проектується

Виробнича частина заводу побудована за принципом каркасного будівництва. Будівля одноповерхова, на генеральному плані має розміри 72,0 м × 130,0 м («А – Ш» × «1 – 31»). Поперечні рами розміщені по осях «1 – 31» кроком 8 м. є основними несучими конструкціями будівлі, вони являють трипрольотні двоскатні рами з кутом нахилу покрівлі 3%. На відмітці +7,000 розташований карнизний вузол несучих рам каркасу, гребеневий вузол – на відмітці +8,090 м, основа колони по верху фундаменту – на позначці – 0,250 м.

Оскільки будівля одноповерхова, висотою 10 м, а сейсмічність місця будівництва становить 7 балів, то у виробничій будівлі допускається допускається не влаштовувати антисейсмічні шви спираючись на п. 3.1.5 ДБН [5].

Горизонтальними і вертикальними в'язями забезпечується просторова жорсткість каркасу. Згідно п. 13 ДБН [9] горизонтальні поздовжні в'язі покриття повинні знаходитись по крайніх рядах колон будівлі, тобто між осями «А – Ш» та «Ф – Ш». Жорсткі блоки у рамках відділу заводу між осями «3 – 4/1», «15 – 17», «29 – 31» встановлені через розкріплення 2-ох рам, по покриттю горизонтальними поперечними в'язями, між колонами вертикальні в'язі. За хрестовою схемою розроблені в'язі жорстких блоків та торцевого фахверку, через це для них використовуються гнучкі стержні діаметр яких 16, 30, 36 мм. Вони працюють виключно на розтяг. Для надійного місця з'єднання, яке візьме на себе навантаження використані розпірки, їх роль виконують прогони (марки WTA 333×160×6), вони спираються на верхній шар ригелів поперечних рам.

За проектними вимогами, на фундамент поперечні рами каркасу обпираються шарнірним методом. Фланцевим з'єднанням на високоміцних гвинтах у гребеневому вузлі рами запроектовано з'єднання двох напівригелей та ригелів з колонами.

Балкове перекриття розмірами 12,0 м × 24,0 м, розташоване між осей «5/2 – 8» та «П – Ш», запроектоване за типом балкової клітки з залізобетонного настилу. Перекриття розташоване на відмітці +3,140 м. Каркас перекриття за проектом передбачений монолітним, по несучому профільованому настилу.

Головні балки розташовуються по осях «А – Ш» та спираються на допоміжні балки і колони поперечних рам. Для поперечного перерізу ГБ узгоджений прокатний двотавровий переріз 45М, марка сталі ст1-3пс/сп. По цифрових осях навпроти головних балок, розташовуються балки настилу. Для поперечного перерізу БН узгоджений прокатний двотавр 18 (ІРЕ 180), для крайніх балок настилу висотою 240 мм прийнятий прокатний швелерний переріз.

Будівля виробничої частини заводу за конструктивним та об'ємно-планувальним рішенням повністю відповідає стандартам ДБН В.2.6-198:2014 [9] «Сталеві конструкції», а також ДБН В.1.1-12:2014 [1] «Будівництво в сейсмічних районах України».

2.2 Впливи та навантаження

Розрахункові значення навантажень від власної ваги елементів покрівлі розроблявся для двох груп граничних станів за перевірочним розрахунком несучих елементів будівлі та поперечних рам каркасу. Навантаження від вітрового тиску, а також стінового покрову розраховувались за вимогами ДБН [1]. На сейсмічні дії, поперечні рами каркасу розраховувались за ДБН [1], сейсмічність району де проводиться будівництво – 7 балів.

2.3 Розрахунок головних несучих конструкцій каркасу

При створенні розрахункової схеми поперечної рами каркасу та її елементів алгоритми розрахунку базувалися на правилах будівельної механіки. Статична схема має жорсткі вузли з'єднання колон з ригелями та з'єднання

напівригелів у коньковому вузлі, а також шарнірне спирання колон на фундамент. Розрахунок конструкцій виконано за лінійною постановкою у середовищі «SCAD-Structure» за MCE. Елементи змінної жорсткості представлені як сполучення скінченних елементів сталої жорсткості, усереднене в межах довжини. Оцінка статичного аналізу і вихідні дані показані у додатках.

З просторової моделі за спектральним методом виконувався розрахунок дії сейсмічних навантажень на поперечні рами каркасу. З використанням «SCAD-Structure» визначався період коливань поперечних рам каркасу.

Згідно ДБН [9] проводилась перевірка несучої здатності несучих конструкцій будівлі за двома групами граничних станів.

2.4 Снігове навантаження від власної ваги на вантажну площу

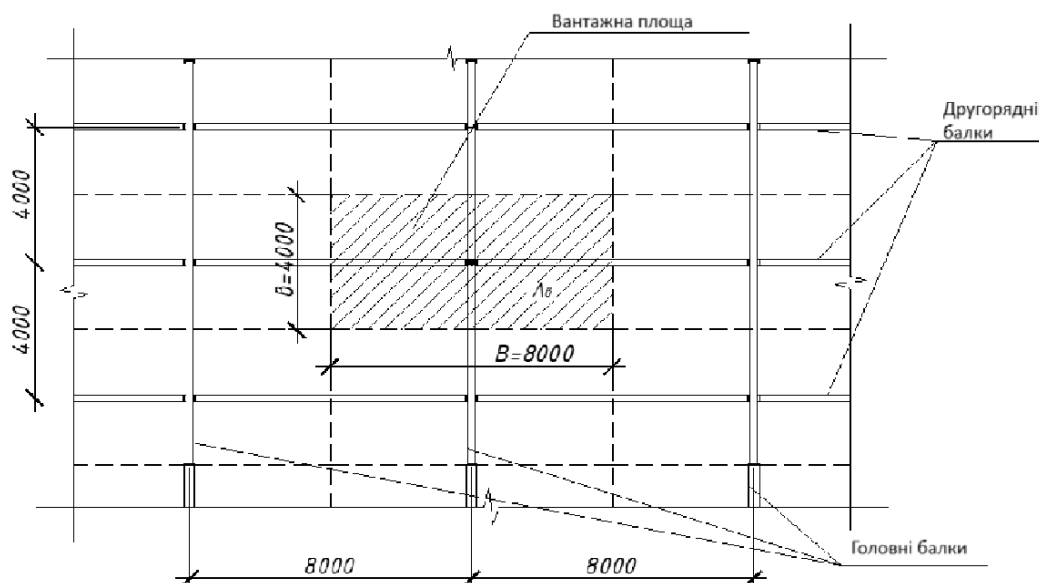


Рис. 2.1. Схема збору навантаження на вантажну площу

2.5 Вітрове навантаження на будівлю

Вітрове навантаження розраховувалось для 3-го вітрового району, «Ш» типу місцевості.

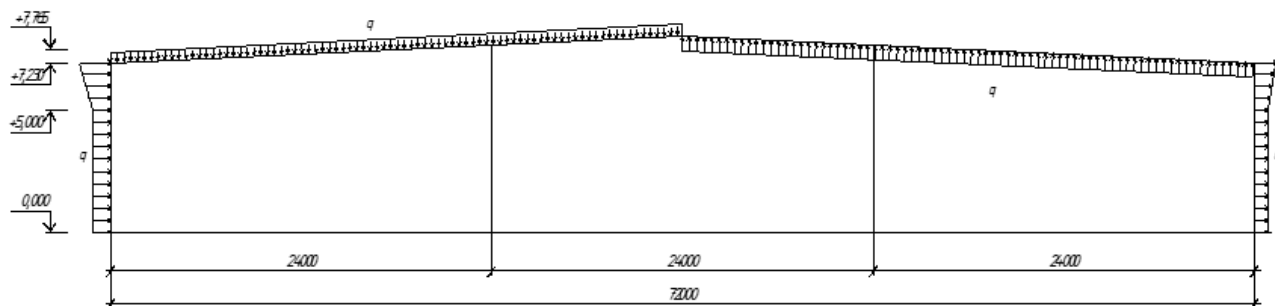


Рис. 2.2. Схема будівлі для навантаження від вітру

Розрахункове значення вітрового навантаження за граничним станом, розраховується за формулою:

$$q_i = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_i \cdot b_i; \quad (2.1)$$

де:

γ_{fm} – коефіцієнт надійності;

$W_0 = 0,46$ – значення вітрового тиску;

Коефіцієнт, що враховує особливості розташування будівлі, визначаємо за формулою:

$$C_i = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d; \quad (2.2)$$

де:

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт;

C_h – коефіцієнт висоти будівлі;

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти;

$C_{rel} = 1$ – коефіцієнт рельєфу;

$C_{dir} = 1$ – коефіцієнт напрямку;

$C_d = 0,95$ – динамічний коефіцієнт;

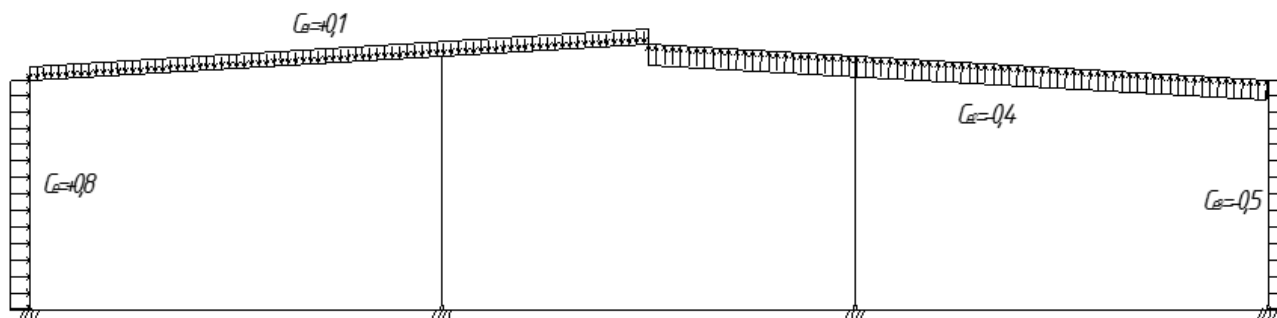


Рис. 2.3. Аеродинамічний коефіцієнт

Значення C_h :

при $h=5,0$ м. $C_h=0,9$;

при $h=7,230$ м. $C_h=1,028$;

при $h=7,765$ м. $C_h=1,04$;

Отже:

Для колони при $C_a = +0,8$

$$h=5,0 \text{ м. } C_5 = 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = 0,684$$

$$h=7,230 \text{ м. } C_{7,230} = 0,8 \cdot 1,028 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = 0,78$$

Для ригеля рами при $C_{a1} = +0,1$

$$h=7,765 \text{ м. } C_{7,765} = 0,1 \cdot 1,04 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = 0,1$$

Для ригеля рами при $C_{a2} = -0,4$

$$h=7,765 \text{ м. } C_{7,765} = -0,4 \cdot 1,04 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = -0,39$$

Для колони при $C_{a3} = -0,5$

$$h=7,230 \text{ м. } C_{7,230} = -0,5 \cdot 1,028 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = -0,49$$

$$h=5,0 \text{ м. } C_5 = -0,5 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = -0,43$$

Табл.2.1 Граничне розрахункове значення вітрового навантаження

$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C$	b_i	q_i	b_i	q_i	b_i	q_i
$W_{m\ 5,0} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,684 = 0,3$	$\times 6$	1,8	$\times 7$	2,1	$\times 8$	2,4
$W_{m\ 7,23} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,78 = 0,34$		2,04		2,38		2,72
$W_{m\ 7,765} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,044 = 0,044$		0,26		0,31		0,352
$W_{m\ 7,765} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot (-0,39) = -0,17$		-1,02		-1,19		-1,36
$W_{m\ 7,23} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot (-0,49) = -0,213$		-1,23		-1,49		-1,7
$W_{m\ 5,0} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot (-0,43) = -0,187$		-1,122		-1,31		-1,5

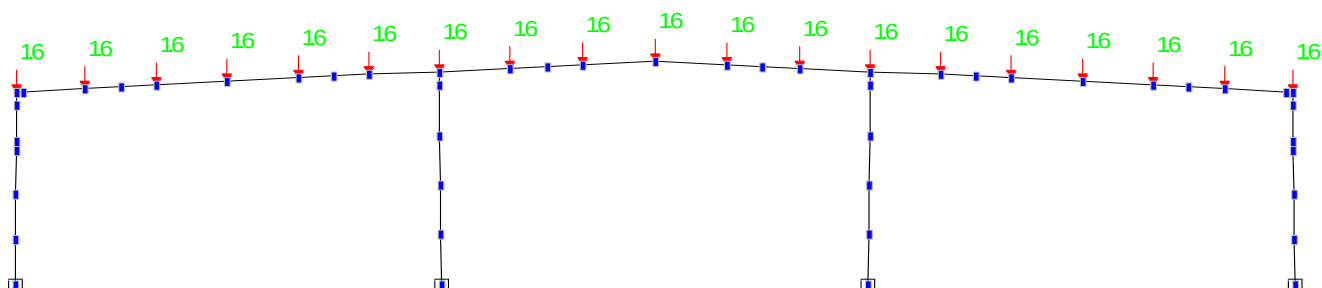


Рис.2.4 Навантаження на раму будівлі від покриття та прогонів

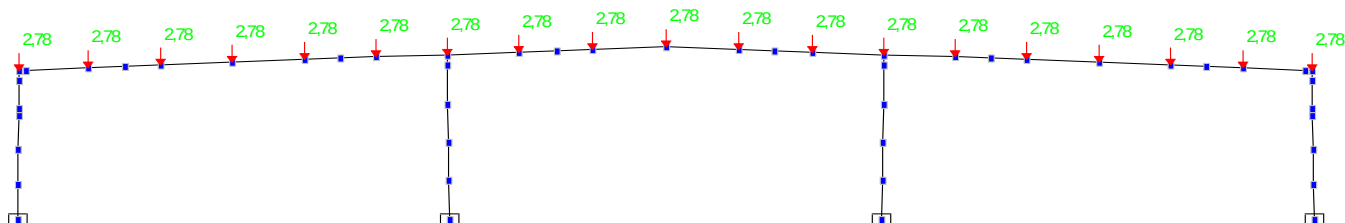


Рис.2.5 Навантаження від снігу

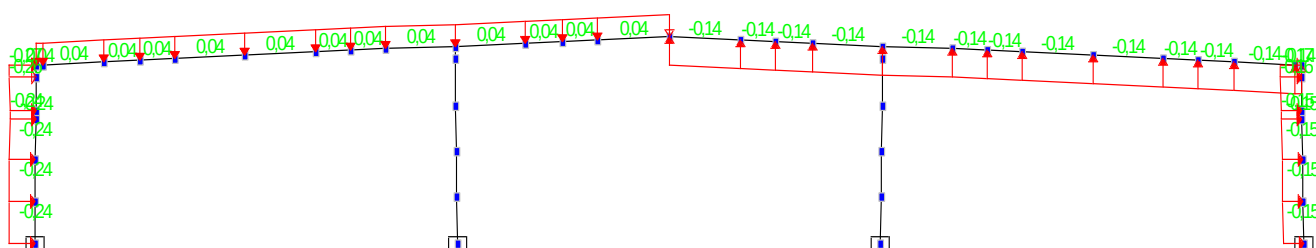
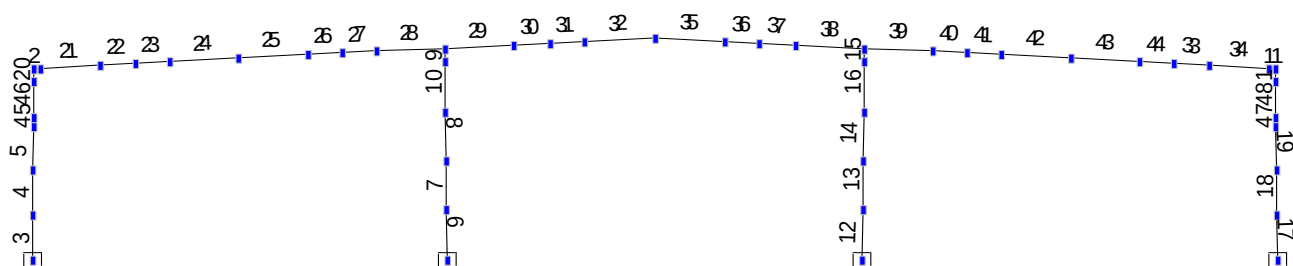
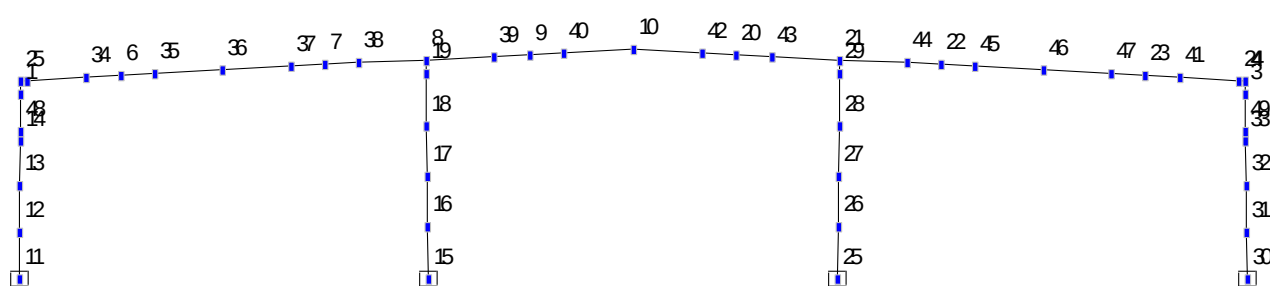


Рис.2.6 Навантаження вітрового тиску

2.6 Розрахунок каркасу будівлі



а)



б)

Рис.2.7 Розрахунок (а) вузлів, (б) рядової рами будівлі

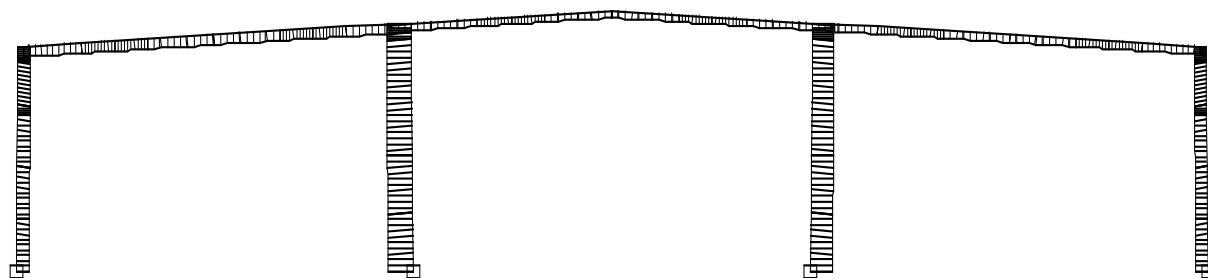


Рис.2.8 Епюра N

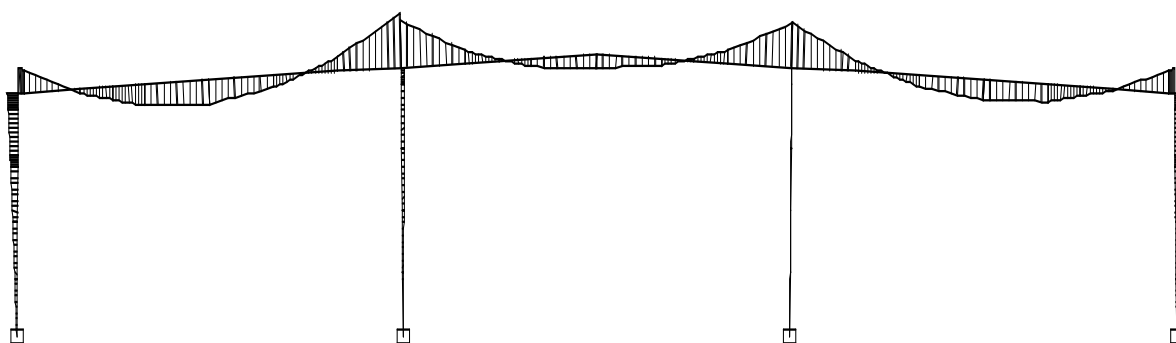


Рис.2.9 Епюра M

2.7 Розрахунок колони

Значення розрахункового зусилля в крайній колоні:

$$M_{max} = -292,14 \text{ кНм}$$

$$N_{max} = -125,35 \text{ кНм}$$

$$Q_{max} = -45,59 \text{ кНм}$$

Розрахункове значення довжини колони в площині рами:

$$l_{ef} = \mu \cdot l_c = 2,16 \cdot 6,92 = 14,95 \text{ м. } l_{ef} = \mu \cdot l_c = 2,16 \cdot 7,42 = 15,64 \text{ м.}$$

$$\mu = 2 \sqrt{1 + \frac{0,38}{n}} = 2 \sqrt{1 + \frac{0,38}{2,2}} = 2,16 \quad (2.3)$$

$$n = \frac{k(n_1+n_2)}{k+1} = \frac{3(1,44+1,51)}{3+1} = 2,2 \quad (2.4)$$

$$n_1 = \frac{I_{s1}l_c}{L_1I_c} = 5 \cdot \frac{6,92}{24} = 1,44$$

$$n_1 = \frac{I_{s1}l_c}{L_1I_c} = 5 \cdot \frac{7,24}{24} = 1,51$$

Щоб горизонтальна жорсткість рами була забезпечена, ширина колони має бути не менше ніж $\frac{h}{20} = \frac{742}{20} = 36,2 \text{ см, } \frac{h}{20} = \frac{692}{20} = 34,6 \text{ см.}$

Застосовуємо профіль, висотою стінки $h_w=41,6 \text{ см}$ і товщиною $t_w=0,2 \text{ см}$. Розміри стінки: довжина хвилі $f = 0,2 \text{ см}$, висота $m = 155 \text{ мм}$.

Розміри поясу крайньої колони, визначаємо так:

$$\xi = \frac{l_{ef}}{0,29} \sqrt{\frac{R_y \gamma_c}{N_c}} = \frac{692}{0,29} \sqrt{\frac{24 \cdot 1}{764,9}} = 422,7 \quad (2.5)$$

$$N_{\Gamma.B.} = -\frac{N}{2} - \frac{M}{h_w} = \frac{125,35}{2} - \frac{292,14}{0,416} = 764,9 \text{ кН}$$

$$N_{\Gamma.B.} = -\frac{N}{2} + \frac{M}{h_w} = -\frac{125,35}{2} + \frac{292,14}{0,416} = 639,6 \text{ кН}$$

При $\xi = 422,7$ та $R_y = 240 \text{ МПа}$ обраховуємо $\lambda_{opt} = 63$, $\lambda_{uf} = 33,8$, $\varphi = 0,788$.

Розміри полицок приймаємо так:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c; \quad (2.6)$$

$$A = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{125,35}{0,079 \cdot 24 \cdot 1} = 72,8 \text{ см}^2$$

Розрахунок відносного ексцентриситету поздовжньої сили:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W}; \quad (2.7)$$

$\frac{M}{N}$ – ексцентриситет;

$A=2A_f$ – площа поперечного перерізу;

W – момент опору.

Формула розрахунку моменту опору:

$$W = A_f \cdot h_w; \quad (2.8)$$

Підставивши значення, отримуємо:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{2A_f}{A_f \cdot h_w} = \frac{M}{N} \cdot \frac{2}{h_w} = \frac{292,14}{125,35} \cdot \frac{2}{0,416} = 11,2; \quad (2.9)$$

Розрахунок умовної гнучкості стержня:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1495}{20,75} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,45; \quad (2.10)$$

При позацентровому стиску коефіцієнт стійкості: $\varphi_e = 0,079$.

Виходячи з розрахунків, переріз полиць приймаємо з широкоштабової універсальної сталі, з розмірами листа $1,2 \times 36 = 43,2 \text{ см}^2$.

Перевірка стійкості колони в місці згину:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e 2A_f} \leq R_y \gamma_c; \quad (2.11)$$

$$\sigma = \frac{125,35}{0,079 \cdot 2 \cdot 43,2} = 18,36 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 24 \cdot 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Стійкість полиць поза площею рами перевіряємо при $l_{ef} = 6,92 \text{ м}$.

Гнучкість $\lambda_y = \frac{l_{ef} \cdot y}{i_y} = \frac{692}{0,29 \cdot 30} = 66,3; \varphi = 0,773$.

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_f} = \frac{764,9}{0,773 \cdot 43,2} = 22,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq R_{yf} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \quad (2.12)$$

Стійкість забезпечена.

Розмір поясу для середньої колони визначаємо:

$$\xi = \frac{l_{ef}}{0,29} \sqrt{\frac{R_y \gamma_c}{N_c}} = \frac{742}{0,29} \sqrt{\frac{24 \cdot 1}{349,2}} = 654,5; \quad (2.13)$$

$$N_{Г.В.} = -\frac{N}{2} - \frac{M}{h_w} = -\frac{236,51}{2} - \frac{92,32}{0,416} = 349,2 \text{ кН};$$

$$N_{Г.В.} = -\frac{N}{2} + \frac{M}{h_w} = -\frac{236,51}{2} + \frac{92,32}{0,416} = 103,7 \text{ кН};$$

При $\xi = 654,5$ і $R_y = 240$ МПа шукаємо $\lambda_{opt} = 63$, $\varphi = 0,788$, $\lambda_{uf} = 33,8$.

Розміри поличок приймаємо:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c; \quad (2.15)$$

$$A = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{236,51}{0,278 \cdot 24 \cdot 1} = 65,44 \text{ см}^2; \quad (2.16)$$

Визначення відносного ексцентриситету для поясу середньої колони:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{2A_f}{A_f \cdot h_w} = \frac{M}{N} \cdot \frac{2}{h_w} = \frac{92,32}{236,51} \cdot \frac{2}{0,416} = 1,9 \quad (2.17)$$

Умовну гучність стрержня визначається за:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1564}{20,75} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,57; \quad (2.18)$$

Коефіцієнт стійкості при дії позацентровому стиску $\varphi_e = 0,278$.

Переріз полиць прийнятий з широкоштабової універсальної сталі з розмірами листа $1,2 \times 32 = 38,4 \text{ см}^2$.

Перевірка стійкості колони в місці згину:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e 2A_f} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.19)$$

$$\sigma = \frac{236,51}{0,278 \cdot 2 \cdot 38,4} = 17,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 24 \cdot 1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \quad (2.20)$$

Виконуємо перевірку стійкості колони $l_{ef} = 7,24 \text{ м}$.

Гнучкість $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{724}{0,29 \cdot 20} = 124,82$; $\varphi = 0,3939$.

Стійкість перевіряється за формулою:

$$\sigma = \frac{N_{\Gamma.B.}}{\varphi A_f} = \frac{349,2}{0,393 \cdot 38,4} = 23,1 \frac{kH}{cm^2} \leq R_{yf} = 24 \frac{kH}{cm^2}, \quad (2.21)$$

Стійкість забезпечена.

2.8 Розрахунок ригеля

Виконуємо розрахунок нерозрізної кроквяної гофрованої балки, з кроком $l = 24$ м. Матеріал з якого зроблена – сталь класу С255 (якщо $t = 2 \dots 3,9$ мм, то $R_y = 25 \frac{kH}{cm^2}$), граничний прогин $f_u = \frac{l}{250}$. Сталевий настил надійно з'єднується та обпирається на стиснутий пояс, забезпечує загальну стійкість балки.

Визначення необхідного моменту опору перерізу балки:

$$W_{x,cal} = \frac{M_{max}}{R_{y1} \gamma_c} = \frac{584,21 \cdot 10^3}{250 \cdot 0,9} = 2792 \text{ см}^3, \quad (2.22)$$

Умовну гнучкість стінки задаємо $\bar{\lambda}_w = 20$, та розраховуємо

$$\lambda_w = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{E}{R_{yf}}} = 12 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{250}} = 315,76, \quad (2.23)$$

Далі визначаємо допустиму висоту балки:

k_λ приймаємо як 1,0.

$$h_{opt} = k_\lambda \sqrt[3]{W_{cal} \lambda_w} = 1,0 \sqrt[3]{2792 \cdot 344,5} = 95,8 \text{ см}, \quad (2.24)$$

Мінімально допустима висота балки:

$$h_{min} = \frac{5R_{yf}l}{24E} \eta \frac{M_e}{M} \frac{l}{f_u} = \frac{5 \cdot 250 \cdot 2400}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^5} \cdot 1,1 \cdot \frac{481,54}{584,21} \cdot 250 = 62,1 \text{ см}, \quad (2.25)$$

Виходячи з розрахунків висоту стінки приймаємо $h_w = 1000$ мм.

Тоді для забезпечення міцності при зрізування необхідну товщину стінки визначаємо за формулою:

$$t_w = \frac{Q}{h_w R_{sw} \gamma_s k_s}, \quad (2.26)$$

Визначаємо коефіцієнт, який враховує нерівномірність розподілу напружень по стінках:

$$k_s = 1,085 - 0,008\bar{\lambda} = 1,085 - 0,008\lambda_w \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = 1,085 - 0,008 \frac{150}{0,2} \sqrt{\frac{250}{2,06 \cdot 10^5}} = -0,88, \quad (2.27)$$

$$t_w = \frac{Q}{h_w R_{sw} \gamma_s k_s} = \frac{130,38}{100 \cdot 0,58 \cdot 25 \cdot 0,9 \cdot 0,88} = 0,11 \text{ см}, \quad (2.28)$$

За результатом розрахунку, товщину стінки приймаємо $t_w = 2$ мм. Довжину хвилі призначаємо $m = 155$, висоту $f = 40$ мм.

За наступною формулою обчислюємо необхідну площу поясів балки на опорі:

$$A_{f,cal} = \frac{M}{h_0 R_{yf} \gamma_c} = \frac{292,14 \cdot 10^2}{100 \cdot 24 \cdot 1} = 12,2 \text{ см}^2, \quad (2.29)$$

Площа поясу: $A_f = 24 \text{ см}^2 > A_{f,cal} = 12,2 \text{ см}^2$, пояс прийнятий з універсальної гарячекатної сталі листами, розміри якого $b_f x t_f = 20 \times 1,2$ см.

Ширина звису $b_{ef} = 0,5(b_f + 0,7f) = 0,5(20 + 0,7 \cdot 4) = 11,4$ см, співвідношення $\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{11,4}{1,2} = 9,5 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,84$.

Місцева стійкість полиці забезпечена.

Розрахунок площі поясу балки на опорі:

$$A_{f,cal} = \frac{M}{h_0 R_{yf} \gamma_c} = \frac{584,21 \cdot 10^2}{100 \cdot 24 \cdot 1} = 24,3 \text{ см}^2, \quad (2.30)$$

Площа поясу: $A_f = 36 \text{ см}^2 > A_{f,cal} = 24,3 \text{ см}^2$, пояс з універсальної гарячекатної сталі, розмірами $b_f x t_f = 30 \times 1,2$ см.

Ширина звису $b_{ef} = 0,5(b_f + 0,7f) = 0,5(30 + 0,7 \cdot 4) = 16,4$ см, відношення $\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{16,4}{1,2} = 13,6 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{250}} = 14,84$.

Місцева стійкість полиці забезпечена.

Для полицок за формулою визначаємо відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{2}{h_w} = \frac{584,21}{48,23} \cdot \frac{2}{1} = 24,2 > 20, \quad (2.31)$$

Стійкість полиці в місці згину розраховувати не потрібно.

Перевіряємо стійкість стиснутої полиці, як центрального елемента:

$$\frac{N_{max}}{\varphi_f A_f R_y \gamma_c} = \frac{584,21}{0,848 \cdot 24 \cdot 30 \cdot 1} = 0,956 \leq 1, \quad (2.32)$$

$$N_{max} = \frac{M_{on}}{h_w} = \frac{584,21}{1} = 584,21 \text{ кН};$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_f} = \frac{400}{8,7} = 45,9, \quad (2.33)$$

Стійкість забезпечена.

Потрібна площа поясу балки:

$$A_{f,cal} = \frac{M_{np}}{h_0 R_{yf} \gamma_c} = \frac{160,8 \cdot 10^2}{100 \cdot 24 \cdot 1} = 6,7 \text{ см}^2, \quad (2.34)$$

Площа поясу: $A_f = 21,6 \text{ см}^2 > A_{f,cal} = 6,7 \text{ см}^2$, розміри поясу
 $b_f \times t_f = 18 \times 1,2 \text{ см}.$

$$b_{ef} = 0,5(b_f + 0,7f) = 0,5(18 + 0,7 \cdot 4) = 10,4 \text{ см}, \quad (2.35)$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{10,4}{1,2} = 8,7 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{250}} = 14,84;$$

Місцева стійкість полиці забезпечена.

Перевірка стінки на стійкість. Навантаження через профільований настил передається на верхню частину балки, тому $\sigma_{loc} = 0$. Перевірка стійкості стінки виглядає як $\tau_{xy}/\tau_{p.cr} \leq \gamma_c$.

Напруження зсуву за формулою:

$$\begin{aligned}\tau_{p\ cr} &= 1,12 \left(5,34 + \frac{f_s}{h_w t_w} \right) \frac{R_{sw}}{\lambda_s^2} = 1,12 \left(5,34 + \frac{4 \cdot 9}{100 \cdot 0,2} \right) \frac{0,58 \cdot 25}{1,54^2} \\ &= 47,57 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},\end{aligned}\quad (2.36)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{s}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = \frac{9}{0,2} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,54, \quad (2.37)$$

$s = 90$ мм – розгорнута довжина половини хвилі.

Максимальні зрізувальні напруження в стінці балки опорного перерізу:

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{130,38}{0,2 \cdot 100} = 6,51 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \quad (2.38)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{\tau_{p.cr}} = \frac{6,51}{47,57} < 1, \text{ для гофри стійкість забезпечена.}$$

Щоб перевірити загальну сталість стінки потрібно визначити параметр:

$$\beta = \frac{h_w}{0,5m} = \frac{100}{0,5 \cdot 15,5} = 12,9 > 8,4, \quad (2.39)$$

Дотичні напруження загальної сталості балки розраховуємо так:

$$\tau_{orc} = 32,4 \frac{\sqrt[4]{D_1 D_2^3}}{h_w^2 t_w} = 32,4 \frac{\sqrt[4]{11,8 \cdot 8869^3}}{100^2 \cdot 0,2} = 27,43 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \quad (2.40)$$

$$D_1 = \frac{E t_w^3}{12} \cdot \frac{m}{2s} = \frac{2,06 \cdot 10^4 \cdot 0,2^3}{12} \cdot \frac{15,5}{2 \cdot 9} = 11,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$D_1 = \frac{EI}{m} = \frac{2,06 \cdot 10^4 \cdot 6,674}{15,5} = 8869 \text{кНсм};$$

$I = 6,674 \text{ см}^4$ – момент інерції прийнятий при $t_w = 2$ мм.

$$\frac{\tau_{xy}}{\tau_{p.cr}} = \frac{6,51}{27,43} < 1, \text{ стійкість стінки забезпечена.}$$

2.9 Розрахунок вузла з'єднання відправних елементів

Розрахунок карнизного вузла рами сталого перерізу з прольотом 24 м.

$$M = 286,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = -47,3 \text{ кН};$$

$$Q = 85,6 \text{ кН};$$

Матеріал з якого виготовлено фланець – сталь класу С255. Болти класу М24, за ДСТУ [8] ($A_{bn} = 3,52^2$, $R_{bun} = 1100 \text{ МПа}$, $R_{bm} = 0,7 \cdot 1100 = 770 \text{ МПа}$), 44 – діаметр шайби, 26 мм – діаметр отворів.

Розраховуємо несучу здатність болтів:

$$n = \frac{M}{h \cdot N_b} = \frac{286,6}{0,91 \cdot 244} = 1,3, \quad (2.41)$$

Потрібна кількість болтів – 2.

$$N_b = n_b \cdot N_{bv} + \frac{n_3 \cdot N_3}{k}, \quad (2.42)$$

$$N_b = R_{bn} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_b = 770 \cdot 2,45 \cdot 0,9 \cdot 0,1 = 224;$$

γ_b - коефіцієнт, який включає релаксацію напружень в закрученому болті та особливості їх роботи.

$$N_3 = \frac{N_{bb}}{k} = \frac{244}{2,6} = 93,8 \text{ кН}, \quad (2.43)$$

Коефіцієнт який враховує нерівномірність навантаження болтів у внутрішній та зовнішній зоні для болтів М24 товщиною 20 мм становить - $k = 2,6$.

Тому для стиснутої та розтягнутої зони перерізу, приймаємо по 4 болти М24 на кожну зону.

$$N = 4 \cdot 224 + 4 \cdot 93,8 = 1351 \geq \frac{286,6}{0,91} = 315, \quad (2.44)$$

Виконуємо перевірку на зсув:

$$Q \leq \mu \cdot n \cdot V;$$

Де:

$$V = R_{bn} \cdot A_{bn} - 1,2 \cdot N_{bi} = \frac{770 \cdot 3,52}{10} - 1,2 \cdot 93,8 = 271 - 112,56 = 158,4, \quad (2.45)$$

$\mu = 0,42$ – коефіцієнт тертя при вогняному способі очищення поверхні з якою іде з'єднання.

$$Q = 85,6 \leq 0,42 \cdot 8 \cdot 158,4 = 532,2, \quad (2.46)$$

Перевірка міцності на розтяг по основному металу фланця:

$$\sigma_z = \frac{P_f}{z} = \frac{R_y \cdot t}{1,3 \cdot t} = \frac{240}{1,3} = 184 \leq R_{th} \cdot \gamma_c = 185 \cdot 1 = 185, \quad (2.47)$$

Міцність забезпечена.

Розрахунок міцності стикового шва, який скріплює фланець по зоні яка сплавлюється.

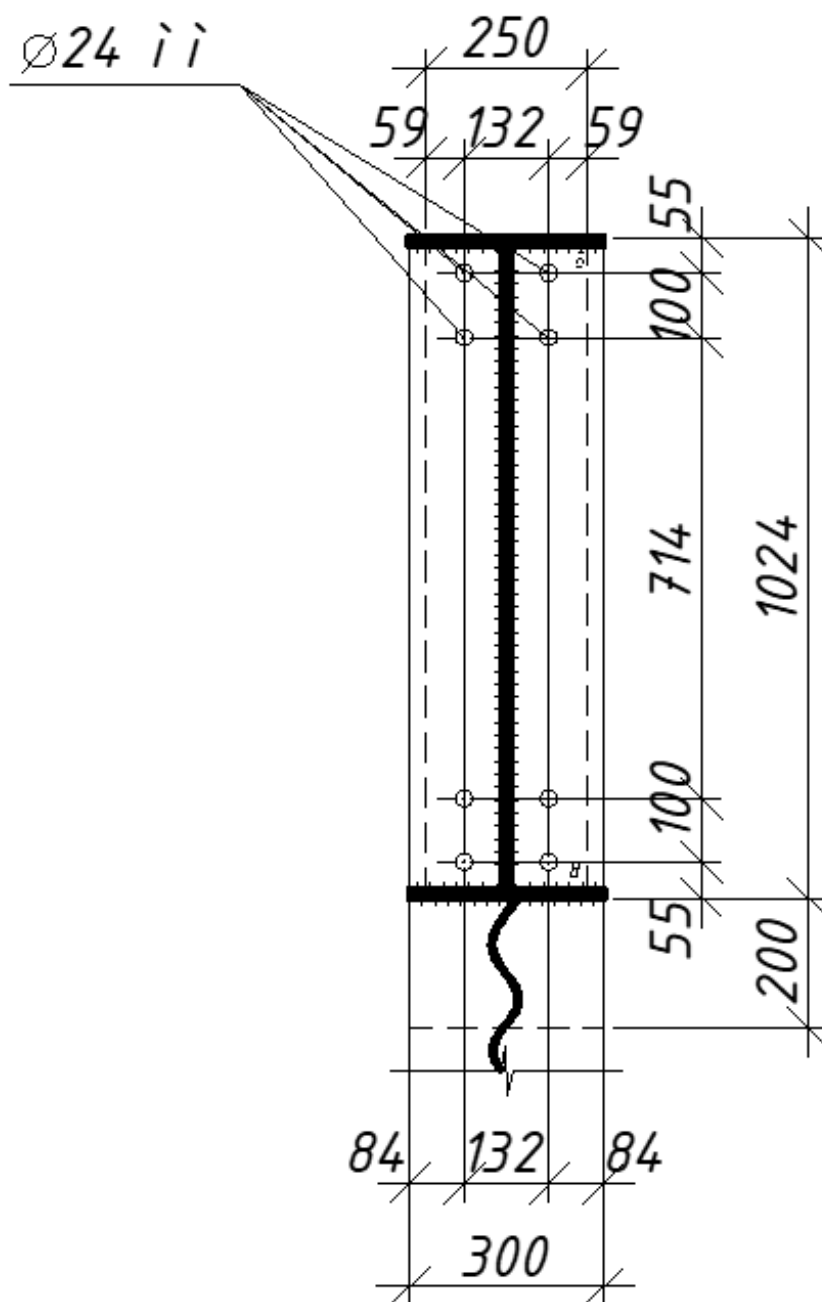
$$Q = 85,6.$$

$$\tau = \frac{Q}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{85,6 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,008 \cdot 0,476} = 32,1 \leq R_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = \frac{180 \cdot 0,85 \cdot 1}{1} = 153, \quad (2.48)$$

$$l_{max} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,008 = 0,476, \quad (2.49)$$

Міцність забезпечена.

Зварювання виконувалось електродами Е42 ($R_{wf} = 180$ МПа).



2.10 Розрахунок вузла, який з'єднує середню колону з ригелем

$$M = 90,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = -232 \text{ кН};$$

$$Q = 13 \text{ кН};$$

Матеріал – сталь класу С255. Болти М24, за ДСТУ EN 14399 ($A_{bn} = 3,52^2$, $R_{bun} = 1100 \text{ МПа}$, $R_{bm} = 0,7 \cdot 1100 = 770 \text{ МПа}$), 44 – діаметр шайби, 26 мм – діаметр отворів.

Несуча здатність:

$$n = \frac{M}{h \cdot N_b} = \frac{90,6}{0,91 \cdot 244} = 0,4, \quad (2.50)$$

Потрібна кількість болтів – 2.

$$N_b = n_b \cdot N_{bB} + \frac{n_3 \cdot N_3}{k}, \quad (2.51)$$

$$N_b = R_{bn} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_b = 770 \cdot 2,45 \cdot 0,9 \cdot 0,1 = 224;$$

$$N_3 = \frac{N_{bb}}{k} = \frac{244}{2,6} = 93,8 \text{ кН};$$

Коефіцієнт який враховує нерівномірність навантаження болтів М24 товщиною 20 мм становить - $k = 2,6$.

Приймаємо по 4 болти М24 на кожну зону.

$$N = 4 \cdot 244 + 4 \cdot 93,8 = 1351 \geq \frac{90,6}{0,84} = 108;$$

Перевірка на зсув:

$$Q \leq \mu \cdot n \cdot V, \quad (2.52)$$

Де:

$$V = R_{bn} \cdot A_{bn} - 1,2 \cdot N_{bi} = \frac{770 \cdot 3,52}{10} - 1,2 \cdot 93,8 = 271 - 112,56 = 158,4;$$

$$Q = 13 \leq 0,42 \cdot 8 \cdot 158,4 = 532,2, \quad (2.53)$$

Перевірка міцності на розтяг по основному металу фланця:

$$\sigma_z = \frac{P_f}{z} = \frac{R_y \cdot t}{1,3 \cdot t} = \frac{240}{1,3} = 184 \leq R_{th} \cdot \gamma_c = 185 \cdot 1 = 185, \quad (2.54)$$

Міцність забезпечена.

Розрахунок міцності стикового шва.

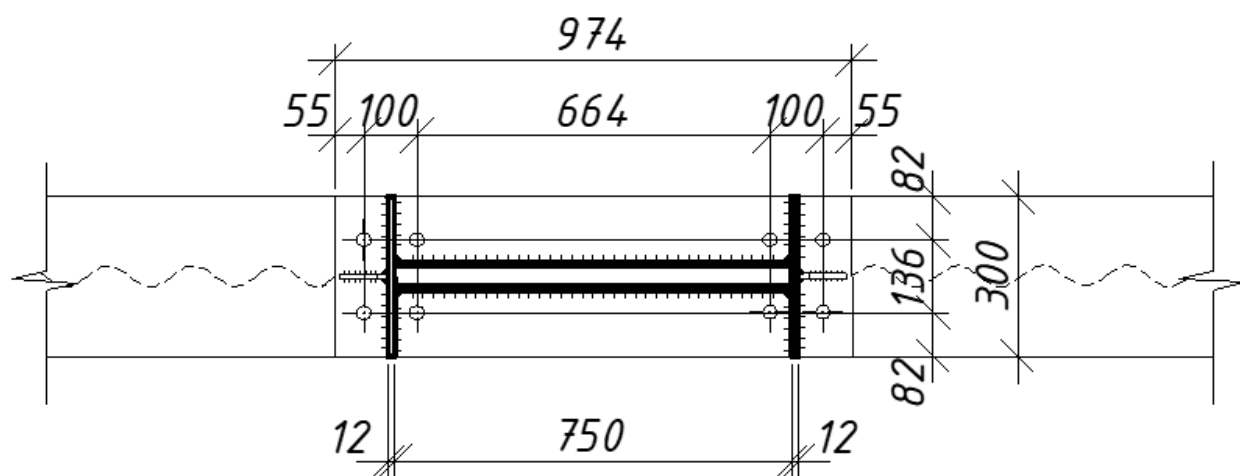
$$Q = 13.$$

$$\tau = \frac{Q}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{13 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,008 \cdot 0,357} = 9 \leq R_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = \frac{180 \cdot 0,85 \cdot 1}{1} = 153, \quad (2.55)$$

$$l_{max} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,006 = 0,357, \quad (2.56)$$

Міцність забезпечена.

Зварювання виконувалось електродами Е42 ($R_{wf} = 180$ МПа).



РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1 Ґрунтові умови майданчика

Геологічна будова території будівельного майданчика має щебенисто-галеничково-сугленистий шар ґрунту глибиною більше 40 м. Потужність піщаного шару який залягає з глибини не більше 1,5 м.

За ДБН А.2.1-1-2014 [12] майданчик відноситься до II категорії складності – по геологічному фактору. За геоморфологічним фактором до I категорії.

Гідрогеологічні умови майданчика мають постійний горизонт ґрунтових вод, та залягають на глибину 15 м, вони відносяться до піску. На рівні шару суглинків утворюється верховодка, через втрату води з водонесучих мереж, поверхня верховодки знаходиться на глибині від 2 до 3 м.

3.2 Інженерно-геологічна характеристика майданчика

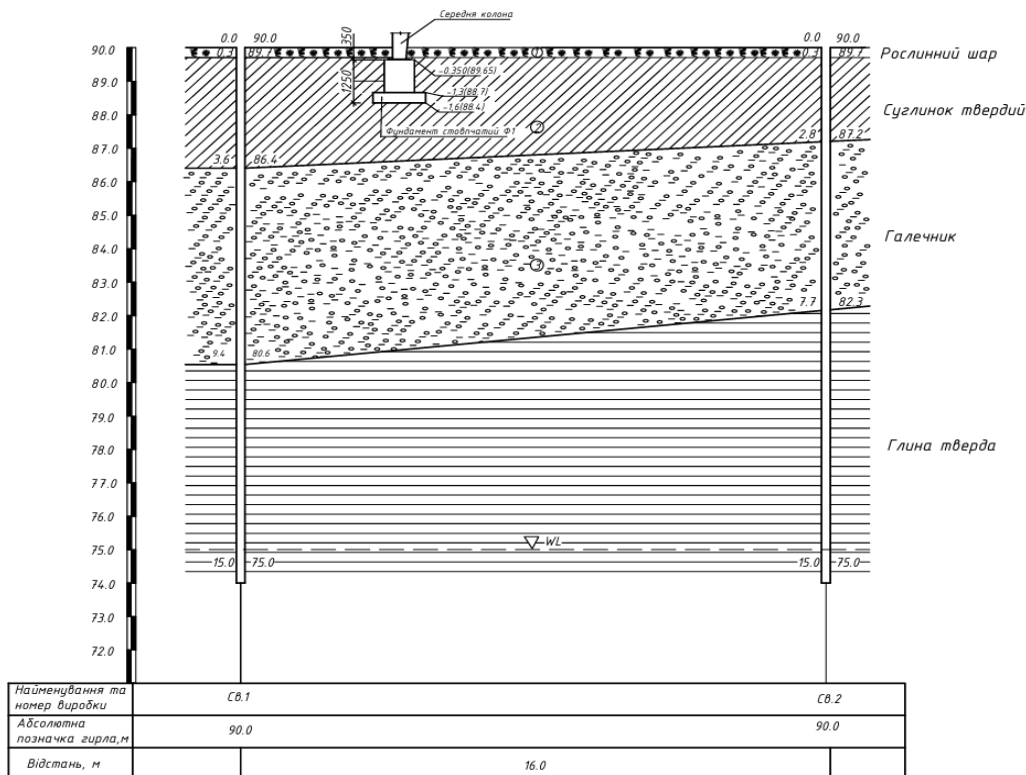


Рис.3.1 Інженерно-геологічний розріз

За результатами лабораторних досліджень та польових робіт можемо виокремити такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ-1 – рослинний шар: пілуватий, пористий темно-бурий суглинок, в період вишукувань у твердому стані – сильно стисливий, слабо гумусований, глибиною до 0,3 м.

ІГЕ-2 – пілуватий, твердий, світло-коричневий суглинок, з частками щєбню піску та гравію до 30%, глибиною 3,3 м. Використовується як несучий шар ґрунту.

ІГЕ-3 – галечник що заповнений суглинком, який перебуває в твердому стані та по верху шару переходить в напівтвердий, з глибиною 5,8 м. По матеріалу галечник є неоднорідним. Не підходить для несучого шару. Для бурової свердловини води, потужність ґрунту складає 8 м.

ІГЕ-4 – тверда глина, потужність 15,4 м.

Ґрунти класифікують за складністю розробки згідно ДСТУ [13].

На основі проведених досліджень ґрунтів, визначені нормативні «див. табл.3.1» а також розрахункові «табл.3.2» показники ґрунтів.

Табл.3.1 Нормативні показники ґрунтів

№ ІГЕ	Вологість, W	щільність ґрунту, т/м ³			Коеф пористості, e	Ступінь вологості, Sr	Показник текучості, IL	Питоме зчепл, c, кПа	Кут внутр тертя, φ°	Модуль деформ E, Мпа
		ρ	ρ_d	ρ_s						
1	-	1,46	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0,16/ 0,3	1,73/ 1,94	1,49	2,71	0,81 9	0,53/ 1,00	<0/ 0,9	16/12	20/ 18	15/ 8
3	0,19/ 0,27	1,88/ 2,00	1,58	2,72	0,72 2	0,72/ 1,00	<0/ 0,55	20/15	21/ 20	21/ 15
4	0,19/ 0,27	1,75/ 1,98	1,52	2,78	0,83	0,6/ 1,00	<0/ -0,4	74.5	21	26/2 2

Табл.3.2 Розрахункові показники ґрунтів майданчика

№ ПЕ	Для II граничного стану				Для I граничного стану			Складність розробки ґрунтів
	Питома вага, $\gamma_{ш}$ кН/м ³	Питоме зчеплення, $\tilde{n}_{II}$ кПа	Кут внут. тертя, φ_{II} , град	Модуль деформації E, МПа	Питома вага, γ_b кН/м ³	Питоме зчеплення c_I кПа	Кут внут. Тертя, φ_I град	
1	14,3	-	-	-	14,0	-	-	9В
2	17.0/ 19,0	16	20/18	15/ 8	16.8/ 18,8	12/ 9	18/16	35Г
3	18.4/ 19,6	20/ 21	21/20	21/ 15	18.3/ 19,5	16/ 12	19/18	66
4	16.4/ 16.7	49	18	26/ 22	17.21/ 17.5	74	18	

За даними з таблиць основа будівлі – надійна.

3.3 Розрахунок фундаменту неглибоко закладання під колону (Ж-17)

$N_{II}=249,8$ кН – вертикальне навантаження;

$T_{II}=6,42$ кН – горизонтальне навантаження;

Фундамент - монолітний залізобетон;

Проводимо розрахунок глибини закладання фундаментної підшви:

Згідно геологічних умов $d_1 = h_1 + 0,4 = 0,7 + 0,4 = 1,1$ м.;

Згідно кліматичних умов: глибина промерзання $d_{fn} = 0,5$ м. За конструкцією підлоги та $t = 15^\circ\text{C}$ можемо визначити, що $K_h = 0,6$;

Глибина промерзання за розрахунком $d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 0,5 = 0,3$ м.;

Підошву фундаменту закладаємо не нижче ніж глибина промерзання, тобто більше 20 см. $d_r = d_f + 0,2 = 0,3 \cdot 0,2 = 0,5$ м.;

За конструктивом глибину закладання приймаємо таким чином:

$$d_k = h_m + h_0$$

$h_m = 0,35$ м. – верхній обріз фундаменту;

$h_0 = 0,2$ м. – мінімальна висота стовпа;

$$d_k = 0,35 + 0,2 = 0,55 \text{ м}, \quad (3.1)$$

За даними які ми отримали, глибину закладання підошви фундаменту приймаємо $d = 1,6$ м. від поверхні землі.

Наступними визначаємо розміри підошви фундаменту.

Попередню ширину фундаменту знаходимо за:

$$b_0 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_0 d}}, \quad (3.2)$$

$$b_0 = \sqrt{\frac{249,8}{233,4 - 20 \cdot 1,6}} = \sqrt{\frac{249,8}{201,4}} = 1,12 \text{ м}$$

Перевіряємо розрахунковий опір ґрунту при $b = 1,11$ м.:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b_\gamma II + M_q d_1 \gamma II + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma' II + M_c C II), \quad (3.3)$$

$\gamma_{c1} = 1,25$ – коефіцієнт роботи основи глинистих ґрунтів, показник текучості $I_L \leq 0,25$;

$\gamma_{c2} = 1$ – коефіцієнт роботи будівлі з ґрунтовою основою, при умові співвідношення довжини з висотою $\frac{L}{H} = \frac{36}{15} = 11,4$;

$k = 1,1$ – коефіцієнт надійності;

$M_\gamma = 0,51$, $M_q = 3,06$, $M_c = 5,66$ – залежно від $\varphi = 20^\circ$;

$d_1 = 1,6$ м – глибина закладання;

$\gamma II = 17,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ – питома вага ґрунту нижче підошви;

$\gamma' II$ – питома вага вище підошви фундаменту;

$C_{II} = 16$ кПа – питоме зчеплення суглинку;

$d_b = 0$ – для будівлі яка не має підвалу;

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1}{h_1} = \frac{14,3 \cdot 0,3}{0,3} = 10,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, \quad (3.4)$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,12 \cdot 17 + 3,06 \cdot 1,6 \cdot 10,2 + 5,66 \cdot 16) = 171,3 \text{ кПа}, \quad (3.5)$$

Оскільки різниця між $R_0 = 400$ кПа та $R_1 = 435,8$ кПа більша за 10 кПа, потрібно уточнити ширину фундаменту:

$$b_2 = \sqrt{\frac{249,8}{171,3 - 20 \cdot 1,6}} = \sqrt{\frac{249,8}{139,3}} = 1,34 \text{ м}, \quad (3.6)$$

При ширині підшви фундаменту $b_2 = 1,34$ м. розраховуємо опір ґрунту:

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,34 \cdot 17 + 3,06 \cdot 1,6 \cdot 10,2 + 5,66 \cdot 16) = 173,5 \text{ кПа}, \quad (3.7)$$

При таких умовах величини R_1 та R_2 не відрізняються більш ніж 10 кПа, умови виконуються.

Розміри фундаменту в плані приймаємо $b \cdot a = 1,4 \cdot 1,4$.

Наступним кроком виконуємо перевірку тиску на підшву фундаменту.

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N_{II}}{A} \leq R, \quad (3.8)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} \frac{\sum M_{II}}{W} \leq 1,2R;$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \pm \frac{\sum M_{II}}{W};$$

$$\sum N_{II} = N_{II} + G_{\phi}^{II} + G_{rp}^{II} = 249,8 + 62,72 = 312,6 \text{ кН}, \quad (3.9)$$

Розрахунок ваги ґрунту та фундаменту по обрізу при питомій вазі $\gamma_0 = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

$$G_{\phi} + G_{\text{гр}} = A \cdot \gamma_0 \cdot d = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,6 \cdot 20 = 62,72 \text{ кН}, \quad (3.10)$$

$$\sum M_{II} = M^{II} + T^{II}(d - 0,5) \sum I_{II} = 6,42 \cdot (1,6 - 0,15) = 9,31 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (3.11)$$

Згинальні моменти не виникатимуть, оскільки з'єднання колон з фундаментом – шарнірне.

Площа дорівнює:

$$A = b \cdot a = 1,4 \cdot 1,4 = 1,96 \text{ м}^2, \quad (3.12)$$

Момент опору:

$$W = \frac{b \cdot a^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 1,4^2}{6} = 0,46 \text{ м}^3, \quad (3.13)$$

$$\sigma_{\max \min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \pm \frac{\sum M_{II}}{\frac{b \cdot a^2}{6}} = \frac{312,6}{1,4 \cdot 1,4} \pm \frac{9,31}{0,46} = 159,5 \pm 20,2 \text{ кПа}, \quad (3.14)$$

$$\sigma_{mt} = 159,9 \text{ кПа} < R = 173,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\max} = 159,5 + 20,2 = 179,7 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 173,5 = 208,2 \text{ кПа};$$

Прийняті розміри відповідають умовам, та далі застосовуються для подальших розрахунків.

Розрахунок осідання фундаменту:

$$S = \frac{A_0 \cdot b \cdot \sigma_{mt}}{E} = \frac{1,96 \cdot 1,34 \cdot 159,5}{29000} = 0,011,0 < S_u = 12, \quad (3.15)$$

3.4 Розрахунок фундаменту неглибоко закладання під колону (А-17)

$N_{II}=125,4 \text{ кН}$ – вертикальне навантаження;

$T_{II}=12 \text{ кН}$ – горизонтальне навантаження;

Фундамент - монолітний залізобетон;

Розраховуємо глибину закладання підшви фундаменту:

За геологічними умовами $d_1 = h_1 + 0,4 = 0,7 + 0,4 = 1,1 \text{ м.};$

За кліматичними умовами: глибина промерзання становить $d_{fn} = 0,5$ м. За конструктивною системою підлоги та температурою в приміщенні $t = 15^\circ\text{C}$ можемо визначити, що $K_h = 0,6$;

Глибина промерзання за розрахунком становить $d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 0,5 = 0,3$ м.;

Підошву фундаменту потрібно закласти не нижче ніж глибина промерзання, тобто більше 20 см. $d_r = d_f + 0,2 = 0,3 + 0,2 = 0,5$ м.;

За конструктивом, глибину закладання приймаємо таким чином:

$$d_k = h_m + h_0, \quad (3.16)$$

$h_m = 0,35$ м. – верхній обріз фундаменту;

$h_0 = 0,2$ м. – мінімальна висота стовпа;

$$d_k = 0,35 + 0,2 = 0,55 \text{ м.}$$

За даними отриманими даними, глибину закладання підошви фундаменту приймаємо $d = 1,6$ м. нижче поверхні землі.

Визначаємо розміри підошви фундаменту.

Попередня ширина фундаменту:

$$b_0 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_0 d}}, \quad (3.17)$$

$$b_0 = \sqrt{\frac{125,4}{233,4 - 20 \cdot 1,6}} = 0,62 \text{ м.}$$

Проводимо розрахунковий опір ґрунту при $b = 0,62$ м.:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b_\gamma + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c C_{II}), \quad (3.18)$$

$\gamma_{c1} = 1,25$ – коефіцієнт роботи основи глинистих ґрунтів, показник текучості $I_L \leq 0,25$;

$\gamma_{c2} = 1$ – коефіцієнт роботи будівлі з ґрунтовою основою, при співвідношення довжини з висотою $\frac{L}{H} = \frac{36}{15} = 14,4$;

$k = 1,1$ – коефіцієнт надійності;

$M_\gamma = 0,51$, $M_q = 3,06$, $M_c = 5,66$ – залежно від $\varphi = 20^\circ$;

$d_1 = 1,6$ м – глибина закладання;

$\gamma_{II} = 17,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ – питома вага ґрунту нижче підосви;

γ'_{II} – питома вага вище підосви фундаменту;

$C_{II} = 16$ кПа – питоме зчеплення суглинку;

$d_B = 0$ – для будівлі яка не має підвалу;

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1}{h_1} = \frac{14,3 \cdot 0,3}{0,3} = 10,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, \quad (3.19)$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,51 \cdot 1,0 \cdot 0,62 \cdot 17 + 3,06 \cdot 1,6 \cdot 10,2 + 5,66 \cdot 16) = 165,8 \text{ кПа}, \quad (3.20)$$

Різниця між $R_0 = 233,4$ кПа та $R_1 = 165,8$ кПа більша за 10 кПа, через це потрібно ще раз уточнити ширину фундаменту:

$$b_2 = \sqrt{\frac{125,4}{165,8 - 20 \cdot 1,6}} = 0,97 \text{ м};$$

Ширина підосви фундаменту $b_2 = 0,97$ м. розраховуємо опір ґрунту:

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,51 \cdot 1,0 \cdot 0,97 \cdot 17 + 3,06 \cdot 1,6 \cdot 10,2 + 5,66 \cdot 16) = 169,2 \text{ кПа};$$

Величини R_1 та R_2 не відрізняються більш як 10 кПа, умова виконується.

Розміри фундаменту в плані $b \cdot a = 1,1 \cdot 1,1$.

Перевірку тиску на підосву фундаменту.

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N_{II}}{A} \leq R, \quad (3.21)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} \frac{\sum M_{II}}{W} \leq 1,2R;$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \pm \frac{\sum M_{II}}{W};$$

$$\sum N_{II} = N_{II} + G_{\phi}^{II} + G_{гр}^{II} = 125,4 + 38,7 = 164,1 \text{ кН}, \quad (3.22)$$

Розрахунок ваги ґрунту та фундаменту при питомій вазі $\gamma_0 = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

$$G_{\phi} + G_{гр} = A \cdot \gamma_0 \cdot d = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 20 = 38,7 \text{ кН}, \quad (3.23)$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + T_{II}(d - 0,5) \sum I_{II} = 12 \cdot (1,6 - 0,15) = 17,4 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (3.24)$$

Площа :

$$A = b \cdot a = 1,1 \cdot 1,1 = 1,21 \text{ м}^2, \quad (3.25)$$

Опорний момент:

$$W = \frac{b \cdot a^2}{6} = \frac{1,1 \cdot 1,1^2}{6} = 0,22 \text{ м}^3, \quad (3.26)$$

$$\sigma_{max \ min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \pm \frac{\sum M_{II}}{\frac{b \cdot a^2}{6}} = \frac{312,6}{1,1 \cdot 1,1} \pm \frac{17,4}{0,22} = 259,3 \pm 79,1 \text{ кПа}, \quad (3.27)$$

$$\sigma_{mt} = 259,3 \text{ кПа} < R = 173,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{max} = 259,3 + 79,1 = 179,7 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 338,4 = 406,08 \text{ кПа};$$

Прийняті розміри відповідають умовам, та застосовуються для розрахунків деформацій.

Осідання фундаменту:

$$S = \frac{A_0 \cdot b \cdot \sigma_{mt}}{E} = \frac{1,21 \cdot 1,1 \cdot 120,6}{29000} = 0,01 = 1,0 < S_u = 12, \quad (3.28)$$

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Характеристика будівлі

Одноповерхова будівля промислового призначення яка має три прогони з металевим каркасом;

Прогони – 3×24 м.

Довжина – 130 м.

Ширина – 72 м.

Висота до нижньої частини ригеля – 8 м;

Висота до конька – 12 м.

Двоскатна покрівля, ухил – 3%.

Рами кроком – 8 м.

Рамні конструкції в даній будівлі – металеві, переріз – двотавр з гофрованою стінкою. Колони зі змінним перерізом.

Тришаровий покрівельний килим з сталевих профільних листів з'єднаний металевими прогонами.

Стінові конструкції – сендвіч-панелі «АлюТерм».

Підлога – бетонне покриття.

4.2 Роботи на зведення складу готової продукції:

1. Земляні роботи:

- Влаштування траншеї для заливки фундаменту
- Попереднє засипання та трамбування ґрунту

2. Монтажні роботи:

- Установка монолітних залізобетонних фундаментів
- Збірка відправних балкових елементів на стенді, установка несучих колон і ригелів.

3. Спеціальні роботи

- Монтування віконних блоків

- Скління
- Установка підйомних воріт
- Електромонтажні роботи
- Монтаж технологічного обладнання та влаштування відмостки
- Санітарно-технічні роботи

4.3 Монтажні роботи

Для монтажних робіт по зведенню каркасу виконуємо такі дії:

1. Збірка балкових відправних елементів покриття, кожна балка складена з 2-ох елементів, довжина кожної – 12 м;
2. Монтаж несучих конструкцій;
3. Монтаж фахверкових колон, стінових прогонів, прогонів покриття та розпірок;
4. Монтаж стінового огородження

Монтажні роботи проводимо поділивши будівлю на три частини. Ідемо по прольотам і починаючи з 1-го робимо монтаж каркасу, далі приступаємо до 3-го та завершуємо в середньому прольоті монтаж несучих конструкцій.

Огороджуючі конструкції починаємо монтувати з бічної частини будівлі, таким чином зручно подавати елементи для монтажу.

Автомобільними кранами КС-55713-1Б укрупняємо конструкції та монтуємо елементи каркасу.

Табл.4.1 Обсяги основних робіт

№ п/п	Елементи	Марка	Кількість, шт.	Маса , т	
				Одного елемента	Всього
1	Колони балкової площадки, фахверки	K15-21	9	0,29	2,61
		K3-14	119	0,2	23,8
2	Колони рами	K1	32	1,91	61,12
		K2,K2/1	32	1,98	63,36

3	Ригель фахверку	P5	4	0,355	1,42
		P6	8	0,355	2,84
		P7	2	0,355	0,71
4	Ригель рами	P1	32	0,556	17,79
		P2	32	1,053	33,7
		P3	32	1,56	49,9
		P4	16	0,83	13,3
5	Вертикальні в'язі	BB1	44	0,04	1,76
		BB2	8	0,024	0,192
		BB3	8	0,032	0,256
		BB4	4	0,019	0,076
6	Головні балки	ГБ	5	0,81	4,05
7	Другорядні балки	ДБ	42	0,11	4,62
8	Горизонтальні в'язі по ригелю	ГВ1	116	0,008	0,93
		ГВ2	24	0,007	0,17
		ГВ3	96	0,013	1,25
9	Профільований настил (покрівля)	H75-750-0.7	9360	0,0082	76,75
10	Сандвіч панелі (стінові)	АлюТерм	336	0,15	50,4
11	Металеві елементи для віконних отворів на покрівлі	ОК1, ОК2	40	0,047	1,9
12	Прогони покрівлі	П1	57	0,13	7,41
		П2	266	0,17	45,22
13	Стінові прогони	П3	24	0,1	2,4
		П4	82	0,032	2,62
		П5	32	0,034	1,1
14	Фундаменти (укладання стінок, влаштування опалубки, укладання бетонної суміші)	Ф1	64 64 128 64	5,0 м ² 0,027 2,96 м ³	320,0 м ² 3,46 189,5 м ³
	Фундаменти (укладання стінок, влаштування опалубки, укладання бетонної суміші)	Ф2	116 116 232 116	4,1 м ² 0,015 2,28 м ³	475,5 м ² 3,48 264,5 м ³
	Фундаменти (укладання стінок, влаштування опалубки, укладання бетонної суміші)	Ф3	12 12 24 12	3,9 м ² 0,015 1,75 м ³	46,8 м ² 0,36 25 м ³

15	Розробка ґрунту екскаватором				787 м³
16	Попередня засипка				500 м³

4.4 Інструкції з складування та транспортування будівельних конструкцій

Транспортування та складування різних елементів та конструкцій, виконується строго за вимогами ДБН [10].

На будівельний майданчик металеві конструкції доставляються автомобільним транспортом. Через великі габарити балок, перевезення відбувається на спеціалізованих платформах.

Колони та балки лежать на дерев'яних підкладках, також між кожним рядом вкладаються прокладки. Сендвіч-панелі зберігаються в заводському пакуванні, лежати повинні з ухилом (щоб не збиралась вода), кожен блок має бути складений не вище ніж на 2 м.

Табл.4.2 Пристрої для підйому вантажу

№ п.п.	Назва пристрою	Характеристики			Використання
		Вантажопідйомність,	Вага, т	Розрах. висота, м	
1	Траверса	5	0,39	2,5	Монтаж ригеля рами
	Траверса	3	0,34	1,5	Монтаж балок перекриття
3	Строп чотиригілковий	3	0,09	4,3	Розвантаження та розкладка конструкцій, монтаж

4	Строп двогілковий тип 2СК-2,5	3	0,02	2,0	Монтаж прогонів, в'язів, ко- лон
---	----------------------------------	---	------	-----	---

4.5 Визначення технічних параметрів крану

Потрібна вантажна підйомність крану визначається за формулою:

$$P_{TP} = ME + MO$$

ME – маса конструкції, яка монтується;

MO – маса пристосовувань;

Необхідну висоту підйому крану за формулою:

$$H_{TP} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4; \quad (4.1)$$

h_1 – висота рівня встановлюваного елемента;

$h_2 = 0,5$ м – проміжок по висоті;

h_3 – висота елемента під час підйому;

h_4 – висота монтажних обладнань;

Виліт стріли крана до елементів які застосовуються, прийнятий – 6 м.

Табл.4.3 Необхідна вантажопідйомність крана

Назва елементу	Вага елементу, т	Вага при- строю, т	Необхідна ванта- жопідйомність, P_{TP} , т
Ригель (дов- жиною 30 м)	3,1	0,39	3,49
Колона К- 1, К-2	2,0	0,02	2,02
Колона фах- верку	0,3	0,02	0,32
Ригель серед- ньої частини рами	0,83	0,34	1,17
Головна ба- лка	0,81	0,34	1,15

Табл.4.4 Параметри стріли крана

Назва елемента	h_1 , м	h_2 , м	h_3 , м	h_4 , м	H_{TP} , м	Виліт стріли, м
Ригель (довжиною 30 м)	1,0	1,5	7,3	2,5	12,3	8,0
Колона К-1,К-2	7,5	0,5	0,5	2,0	10,5	12,0
Колона фахверку	7,5	0,5	0,5	2,0	10,5	12,0
Ригель середньої частини рами	1,0	1,5	7,9	1,5	11,9	8,0
Головна балка	0,5	0,5	3,14	1,5	5,64	6,0

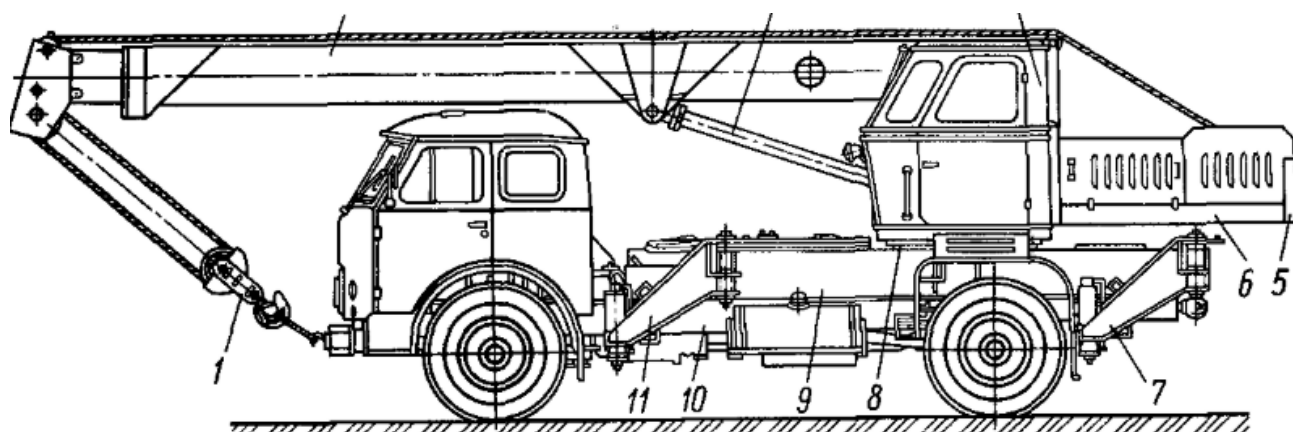


Рис.4.1 Автомобільний кран КС-3571

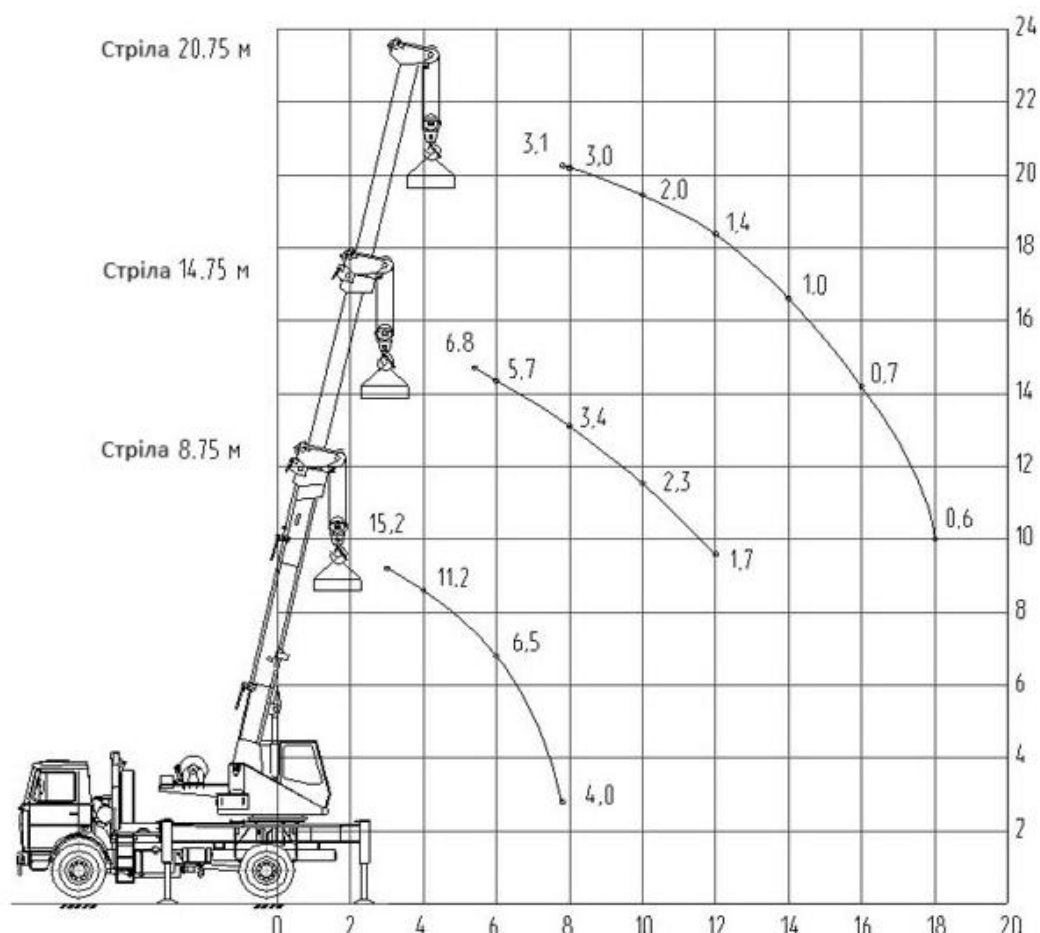


Рис.4.2 Виліт стріли крану КС-55713-1Б

За визначеними параметрами для монтажу підбираємо кран марки КС-55713-1Б, а для розвантаження та подавання елементів на монтаж ригеля обираємо кран КС-3571.

Табл.4.5 Підбір машин для устаткування

№ п.п.	Механізми, машини, інструменти	Вид роботи
1	Бульдозер ДЗ-271, катки	Планування площадки
2	Екскаватор, електротрамбовки, автосамоскид МАЗ-503А,	Зворотна засипка в пазух котловану, влаштування котлованів
3	Кран КС-55713-1Б	Розвантаження матеріалів, монтаж конструкцій

4	Кран КС-55713-1Б	Розвантаження конструкцій каркасу та подавання їх на укрупнення
5	Бетонозмішувач КамАЗ-5510, вібратори, віброрейки, зварювальний апарат	Влаштування фундаментів
6	Інвентарні тимчасові підкоси КБ-65035, дробина, монтажні ремені	Висотні роботи
7	Автомобілі ЗИЛ-5301, КрАЗ-255Б, КамАЗ-5510	Доставка матеріалів
8	Зварювальний апарат, теодоліт, нівелір, рівні, рулетки, дрібні інструменти	Усі види робіт

4.6 Калькуляція витрат праці та заробітної плати

Табл.4.6 Калькуляція витрат

№	Процес	Обсяг робіт		Норма часу люд/год маш/год	Затрати праці люд/год маш/год	Склад ланки		Плата за год	Плата за весь обсяг
		Один. виміру	К-ть			Професія, розряд	К-ть		
1	Планув. Площини бульдозером	1000 м ²	4,8	5,3	25,44	Бульдозер 4р.	1	154	3925
2	Розробка ґрунту ескаватором Е-302	100 м ³	7,87	7,4	58,238	Машиніст 5р.	1	175	10191
3	Влаштування опалубки	м ²	834	0,51	429,93	Тесляр 4р, 3р – 3	4	142	61243
4	Монтаж арматурних каркасів	10 шт	192	0,28	53,76	Армат. 3р, 2р – 2	3	129	6979
5	Бетонування	1 м ³	48	0,34	16,32	Бетонщ. 4р, 2р – 2	3	135	2204
6	Демонтаж опалубки	м ²	843	0,1	84,3	Тесляр 4р, 3р – 2	3	143	12119
7	Зворотня засипка бульдозером	100 м ³	5	17	85	Бульдозерист 4р.	1	154	13115
8	Влаштування бетонної підготовки під підлогу	100 м ²	93,6	7,5	702	Бетонщик 3р, 2р.	7	132	92664
9	Монтаж колон рами	Шт.	64	30,6	1958,40	Монт. 6р – 3, 5р – 3, 4р – 8, 2р – 9	23	147	298255

10	Монтаж колон фахверку	Шт.	128	7,8	998,40	Монт. 6р – 2, 5р – 2, 4р – 4, 2р – 2	12	151	151107
11	Монтаж головних та другорядних балок	Шт.	47	7,8	366,60	Монт. 6р – 1, 5р – 1, 4р – 2, 2р – 2	6	151	55484
12	Монтаж ригелів рами 30 м	Шт.	32	3,4	108,80	Монт. 4р – 1, 3р – 4	5	141	15412
13	Монтаж прогонів	Шт.	462	0,65	300,30	Монт. 4р – 1, 3р – 3	4	142	42777
14	Монтаж ригелів середньої частини рами	Шт.	16	3,4	54,40	Монт. 4р – 1, 4р – 4	5	154	8393
15	Монтаж в'язів	Шт.	308	0,65	200,20	Монт. 4р – 6, 2р – 6	12	139	28007
16	Вкладання профнастилу вручну	100 м ²	60	2,7	162	Монтажник 3р	4	138	22437
17	Свердління отворів під гвинти	100 отв.	296	0,82	242,72	Монтажник 4р	3	154	37451
18	Установка саморізів	100 шт	296	0,98	263,44	Монт. 4р – 1, 3р – 2	3	143	37874
19	Утеплення покрівлі	100 м ²	93,6	7,6	711,36	Монт. 3р – 1, 2р – 3	4	128	91586
20	Влаштування рулонної покрівлі	100 м ²	93,6	6,2	580,32	Покрівельник 3р	4	138	80374
21	Монтаж стін	10 м ²	242,4	1,35	327,24	Монт. 4р – 1, 3р – 3	4	142	46615
22	Влаштування підлоги	100 м ²	93,6	7,6	711,36	Бетонщик 4р – 2, 3р – 3, 2р	6	145	103502
23	Монтаж віконних блоків	т	31,96	8,4	268,46	Монт. 5р – 1, 4р – 1, 3р – 2	4	151	40690
24	Монтаж воріт	1 м ²	20,2	0,41	8,28	Монт. 4р – 2, 2р – 2	4	139	1158
25	Очищення конструкції каркасу	1 м ²	36,02	0,7	25,21	Маляр 3р	4	138	3491
26	Фарбування конструкцій каркасу	1 м ²	36,02	0,7	25,21	Маляр 3р	4	138	3491
27	Очистка приміщень від буд. сміття	100 м ²	93,6	1,35	126,36	Різнороб. 1р	2	112	14152
28	Очистка вікон	100 м ²	26	53,68	1395,68	Різнороб. 1р	4	112	156316
29	Прибирання території	100 м ²	260	3,91	1016,60	Різнороб. 1р	4	112	113859

РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1 Проектування календарного графіку виконання робіт

Календарний графік потрібен для упорядкування виконання монтажних та будівельних робіт, а також для потреб в матеріальних та трудових ресурсах. До нього входять вихідні дані об'єкту, графік робіт, обсяг БМР, дані про машини, робочі ланки. Для зручності робиться у вигляді таблиці.

Для будівництву складі готової продукції календарний план робиться за таким переліком робіт: підготовчі роботи, влаштування підземної та надземної частини, опоряджувальні роботи, санітарні та електротехнічні роботи.

Табл.5.1 Відомість обсягів будівельних робіт по об'єкту

	Найменування робіт	Од. ви- мір.	Кількість
1	Розробка ґрунту у відвал екскаваторами		
	на 1-й ділянці	1000м ³	3
	на 2-й ділянці	1000м ³	2,26
	на 3-й ділянці	1000м ³	2,63
2	Розробка ґрунту з вантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 м ³		
	на 1-й ділянці	1000м ³	1,8
	на 2-й ділянці	1000м ³	1,5
	на 3-й ділянці	1000м ³	1,5
3	Розробка ґрунту вручну з кріпленнями в траншеях до 2 м, глибиною до 2 м, група ґрунтів 1		
	на 1-й ділянці	100м ³	0,2
	на 2-й ділянці	100м ³	0,18
	на 3-й ділянці	100м ³	0,18
4	Влаштування дрібно щитової опалубки		
	на 1-й ділянці	100м ²	0,2
	на 2-й ділянці	100м ²	0,18
	на 3-й ділянці	100м ²	0,18
5	Монтаж арматурних каркасів		

	на 1-й ділянці	100м ³	0,2
	на 2-й ділянці	100м ³	0,18
	на 3-й ділянці	100м ³	0,18
6	Устрій санітарно технічних вводів	грн	-
6.1	Устрій електротехнічних вводів	грн	-
7	Влаштування монолітних фундаментів загального призначення під колони, об'ємом до 5 м ³ під колони рами та фахверку		
	на 1-й ділянці	100м ³	1,8
	на 2-й ділянці	100м ³	1,5
	на 3-й ділянці	100м ³	1,5
8	Засипка траншей і котлованів бульдозерами з переміщенням ґрунту до 5 м		
	на 1-й ділянці	1000м ³	2
	на 2-й ділянці	1000м ³	1,5
	на 3-й ділянці	1000м ³	1,5
	Монтаж конструкцій каркаса будівлі		
9	Розклад і монтаж металевих колон рами та фахверкових колон		
	на 1-й ділянці	100шт	0,66
	на 2-й ділянці	100шт	0,09
	на 3-й ділянці	100шт	0,78
10	Розклад і монтаж фахверкових металевих колон в торцях будівлі		
	на 1-й ділянці	100шт	0,1
	на 2-й ділянці	100шт	0,1
	на 3-й ділянці	100шт	0,1
11	Розклад і монтаж головних та допоміжних балок адміністративної будівлі		
	на 3-й ділянці	100шт	0,47
12	Укрупнювальна збірка ригелів рами		
	на 1-й ділянці	1 ел.	16
	на 3-й ділянці	1 ел.	16
13	Монтаж ригелів рами (довжиною 30 м)		
	на 1-й ділянці	100шт	0,16
	на 3-й ділянці	100шт	0,16
14	Монтаж прогонів покриття прольотом 4 м		
	на 1-й ділянці	100т	1,8
	на 2-й ділянці	100т	1,5
	на 3-й ділянці	100т	1,8
15	Монтаж в'язей		
	на 1-й ділянці	100шт	106
	на 2-й ділянці	100шт	100

	на 3-й ділянці	100шт	106
16	Монтаж середньої частини ригеля рами		
	на 2-й ділянці	100шт	0,16
17	Влаштування 1-го шару профнастилу		
	на 1-й ділянці	100м ²	3,12
	на 2-й ділянці	100м ²	3,12
	на 3-й ділянці	100м ²	3,12
18	Влаштування шару пароізоляції		
	на 1-й ділянці	100м ²	3,12
	на 2-й ділянці	100м ²	3,12
	на 3-й ділянці	100м ²	3,12
19	Влаштування шару утеплювача		
	на 1-й ділянці	1м ³	50
	на 2-й ділянці	1м ³	50
	на 3-й ділянці	1м ³	50
20	Влаштування шару гідроізоляції		
	на 1-й ділянці	100м ²	3,12
	на 2-й ділянці	100м ²	3,12
	на 3-й ділянці	100м ²	3,12
21	Влаштування 2-го шару профнастилу		
	на 1-й ділянці	100м ²	3,12
	на 2-й ділянці	100м ²	3,12
	на 3-й ділянці	100м ²	3,12
22	Монтаж стінових панелей площею до 15м ²		
	на 1-й ділянці	100шт	1,44
	на 2-й ділянці	100шт	0,48
	на 3-й ділянці	100шт	1,44
23	Монтаж металевих конструкцій віконних рам		
	на 1-й ділянці	100м ²	1,491
	на 2-й ділянці	100м ²	0,62
	на 3-й ділянці	100м ²	1,491
24	Скління віконних рам		
	на 1-й ділянці	100м ²	14,904
	на 2-й ділянці	100м ²	6,2
	на 3-й ділянці	100м ²	14,904
25	Устрій бетонної підлоги		
	на 1-й ділянці	100м ³	7,8
	на 2-й ділянці	100м ³	7,8

	на 3-й ділянці	100м ³	7,8
	Оздоблювальні роботи		
26	Підготування поверхні металевих конструкцій під фарбування		
	на 1-й ділянці	100м ²	1,491
	на 2-й ділянці	100м ²	0,62
	на 3-й ділянці	100м ²	1,491
27	Масляне фарбування віконних рам		
	на 1-й, 2-й, 3-й ділянці	100м ²	3,6
28	Влаштування асфальтової відмостки на щебеневій підставі завтовшки 25 см		
	на 1-й, 2-й, 3-й ділянці	100м ²	4,04
	Спеціальні роботи		
29	Монтаж технологічного устаткування	грн	
	на 1-й ділянці	---	20560
	на 2-й ділянці	---	16892
	на 3-й ділянці	---	10520
30	Електромонтажі роботи	грн	
	на 1-й ділянці	---	16765,1
	на 2-й ділянці	---	19051,1
	на 3-й ділянці	---	12193
31	Сантехнічні роботи	грн	
	на 1-й ділянці	---	44707
	на 2-й ділянці	---	50804
	на 3-й ділянці	---	32514
32	Пусконаладжувальні роботи	грн	2745,9
	Здача об'єкта в експлуатацію	дн	10

Під час проведення тимчасових робіт виконані такі роботи: геодезичні, влаштування тимчасових будівель і споруд. Сюди ж відноситься розкопка траншей під фундамент, санітарно-технічні роботи, засипка траншей, ущільнення ґрунту після влаштування гідроізоляції.

Табл.5.2 Трудомісткість підготовчих робіт

Найменування	Од. вимірювання	Кількість	Трудоміст.	
			На од.	Всього
1.Встановлення тимчасовго огороження	10 м ²	38,9	0,54	21,0
2.Розбірка огороження	10 м ²	38,9	0,22	8,56

Всього	29,56			
3.Встановлення та розбір тим. будівель	м ²	518,4	0,4	207,36
4.Встановлення та розбір навісів	м ²	582,0	0,09	52,38
Всього	259,74			
5.Тимчасові дороги	км	0,35	1,13	0,4
6.Тимчасове постачання води	м	160	0,048	7,68
7.Прокладка мереж з сталевих труб Ø100 мм, Ø50 мм	м	145	0,031	4,5
Всього	12,18			
8.Установка кабельної лінії перерізом 3×4,5 мм	100 м	3,9	2,1	8,19
9.Влаштування ТП		1	12,8	12,8
10.Установка прожекторів	100 м	8	0,8	6,4
11.Установка внутр. освітлення		1,6	0,52	0,83
Всього	28,22			
12.Установка слабкострумних тимч. мереж	100 м	1,08	6,7	7,24

Табл.5.3 Трудомісткість спеціалізованих робіт

Назва	Кошторисна вартість, грн	Робота на 1 ос., грн	Трудомісткість ос./дн.
Електромонтажні роботи	85000	4200	20,24
Роботи сантехніків	65000	3800	17,11

5.2 Розрахунок адміністративних та санітарно-побутових приміщень

Площу тимчасових приміщень розраховуємо за максимальною кількістю працівників, які постійно перебувають на майданчику. Для визначення чисельності працівників беремо кількість працівників додаємо кількість адміністративно-господарського персоналу та інженерних працівників приймаємо 17,4% для будівель промислового призначення.

За прийнятою трудомісткістю визначаємо максимальні кількість робітників які працюють на зміні:

$$N_{\text{прац}^{\text{зм}}} = \frac{Q \cdot k_1}{T \cdot k_1} \cdot k_3 = \frac{1450 \cdot 2,1}{155 \cdot 0,5} \cdot 1,06 = 42, \quad (5.1)$$

Q – трудомісткість виконання робіт;

T – тривалість зведення будівлі;

$k_1 = 2,1$ – коефіцієнт використання трудових ресурсів;

$k_2 = 0,5$ – коефіцієнт змінності робіт;

$k_3 = 1,06$ – коефіцієнт відпусток та хвороб;

Кількість робітників, які знаходяться на майданчику протягом доби:

$$N_{\text{роб}}^{\text{заг}} = k_2 \cdot N_{\text{прац}^{\text{зм}}} = 1,75 \cdot 42 = 74, \quad (5.2)$$

ІТР в розрахунку становить 17,4%:

$$N_{\text{ІТР}} = N_{\text{роб}} \cdot 0,174 = 74 \cdot 0,174 = 13, \quad (5.3)$$

Розрахунок працюючих чоловіків $0,7 \cdot N = 0,7 \cdot 14 = 52$, жінок $0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 14 = 22$.

Контора-гардеробна	2	4,0	8,0		Д-03-К	2	3,0×6,0	18,0	1	18,0
Гардеробна	18	0,9	16,2		420-01-9	9	2,7×6,0	16,2	2	32,4
Умивальники	14	0,05	0,7	1,0×1,0						1,0
Душові	14	0,43	6,0	2,0×3,0						6,0
Помешкання для сушіння одягу	20	0,2	4,0	2,0×2,0						4,0
Загальні споруди										
Помешкання для прийому їжі	109	0,25	27,25		ИЗК-1,2	56	3,0×6,0	18,0	2	36,0
Туалети:					Д-09-К	1	1,3×1,2	1,6	4	1,6
чоловічі	65	0,07	4,55							
жіночі	44	0,14	6,16							

Табл.5.5 Розрахунок потреб складських приміщень

№ п/п	Найменування матеріалів і організацій	Од. виміру	Загальна кількість	Тривалість робіт	Найбільша добова витрата	Прийнятий запас на складі в днях	Прийнятий запас на складі в натуральних показниках	Норма збереження на 1 м2	Розрахункова площа складу	Прийнята площа складу	Тип складу
1	Руберойд	рулон	4776	25	273.2	3	820	9	92	9х12=108	Закритий
2	Металоконструкції вікон	т	199	30	9,1	6	55	0,35	157,1	9х18=162	Відкритий

3	Скло	м ²	4990	77	93	4	372	150	3	2x2=4	Навіс
4	БМУ - 3	млн.грн	0,64	0,64x117,1			0,64x117,1		75	6x12=72	Навіс

5.3 Визначення складських приміщень

За проектними вимогами включено спорудження складських приміщень для збереження металевих балок та інших елементів каркасу. Також потрібен склад для зберігання скла та інших засобів які потрібні для монтажу конструкцій.

Складські площі які розраховані під складування руберойду, віконних рам, скла та виробництва, якими займається БМУ-3. Обсяг матеріалів які зберігаються визначається нормами витрат:

- Руберойд – 4776 рул;
- Віконні рами – 199 т;
- Скло – 4990 м²;
- Роботи БМУ-3 – 640390,6 грн.

Тривалість виконання робіт встановлюється за сформованим графіком. Нерівномірність надходження матеріалів на склад прийнято за коефіцієнтом $k_1 = 1,13$, коефіцієнт нерівномірності споживання $k_2 = 1,35$.

Для БМУ-1 передбачене приміщення розміром 3×6, для зберігання інструментів.

5.4 Транспортні комунікації

Для ефективної роботи, по всій території майданчика облаштовані внутрішні транспортні комунікації. Щоб підйомні-транспортні машини, агрегати для установок технічного обладнання, конструкції та різні матеріали мали вільний доступ надходження до потрібного місця. А також тротуари та пішохідні траси, для безпечного проходу робітників до своїх місць.

Тимчасові дороги максимально проектуємо за постійними дорогами які передбачені в проекті.

Потрібні кількість смуг обираємо дивлячись на обсяг робіт по об'єкту, який виконується за рік. Прокладаємо дороги з однією смугою, ширина якої

4,5 м. Покриття виконується залізобетонними плитами. Для того щоб довгомірні конструкції було зручно перевозити, радіус заокруглення доріг приймаємо 12 м та 17 м.

Влаштуємо тимчасові тротуари від будівельного майданчика до адміністративно-побутових приміщень, для зручного пересування по території. Тротуари прокладаємо шлакові, шириною 1,5 м. В місцях роботи крана, над тротуарами встановлюємо навіси з дерева.

5.5 Розрахунок водопостачання та каналізації

Від діючих водопроводів, які знаходяться неподалік району де відбувається будівництво підключаємо тимчасове водопостачання.

Потрібні кількість води для будівництва визначаємо за розмірами території майданчика та річного обсягу монтажних та будівельних робіт.

Питому норму втрат води визначають за сумарною витратою споживачів. При виконанні проекту витрату варто приймати на 10-15% більше ніж розраховано.

Розрахунок сумарної втрати води з урахуванням коефіцієнта 15%:

$$Q_{\text{пр}} = Q \cdot 1,15 = 11,25 \cdot 1,15 = 12,94 \frac{\text{л}}{\text{с}}, \quad (5,4)$$

Згідно прийнятої витрати води розраховуємо діаметр тимчасового трубопроводу:

$$d = \sqrt{\frac{4Q \cdot 10\pi}{3,14v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 12,94 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 104,8 \text{ мм}, \quad (5,6)$$

Q – розрахункова витрата води на майданчику, л/с;

v – швидкість, з якою рухається вода в трубопроводі;

За розрахунком діаметр трубопроводів приймаємо 120 мм. Потрібно встановити 4 гідранти на магістральних трубопроводах.

Табл.5.6 Розрахунок тимчасового водопостачання та водовідведення

Найменування	Од. ви-міру	Параметр	Примітки
Витрата води Q	л/с	11,25	Розрахунок витрат води на майданчику
Коефіцієнт ПВР	—	1,15	ПВР збільшення витрат на 10-15%
Прийнята втрата води $Q_{\text{пр}}$	л/с	12,94	$11,25 \cdot 1,15$
Швидкість води v	м/с	1,5	Швидкість руху води в трубопроводі
Внутрішній діаметр труби d	мм	104,8	$d = \sqrt{\frac{4Q \cdot 10\pi}{3.14v}}$
Діаметр магістралі	мм	120	Прийнятий діаметр промислових труб
Кількість гідрантів	шт.	4	—
Місце скидання відходів	—	Зовнішня мережа	З тимчасових санвузлів та душових, до господарської каналізації
Очищення виробничих відходів	—	Резервуари	Від буд. машин та технічних відходів у зливну каналізацію

Стічні води з санітарно-технічних приміщень виводимо до зовнішніх мереж господарської каналізації, а від будівельних машин та технологічних процесів – виробничі води зливаємо до спеціальних резервуарів, а потім в зливну каналізацію.

5.6 Розрахунок тимчасового електропостачання

Постачання електроенергії на будівельний майданчик іде через стаціонарну трансформаторну підстанцію, кабельними лініями.

Підбираємо потрібну потужність трансформатору, кВ·А:

$$P = n \cdot C_{\text{рік}} \cdot k_{\text{д}}, \quad (5,7)$$

$$k_{\text{д}} = 1; n = 210 \text{ кВ} \cdot \text{А}; C_{\text{рік}} = 1 \text{ млн.}$$

Потужність, яка нам потрібна - 210 кВт·А, тому обираємо трансформаторну підстанцію КТП 250/6, трансформатор ТМФ – 250/10, вага якого 1,43 т, розміром 2,6×4,3 м.

Розрахунок кількості необхідних прожекторів на майданчику:

$$n = \frac{F_{\text{потр}}}{F_{\text{пр}} k_1} = \frac{28895}{8100 \cdot 0,38} = 10 \text{ шт}, \quad (5,8)$$

$F_{\text{потр}}$ – потрібний потік для освітлення;

$F_{\text{пр}}$ – світловий потік 1 прожектору;

k_1 – коефіцієнт корисної дії.

Розрахунок потрібного світлового потоку:

$$F_{\text{потр}} = E \cdot S \cdot k_2 \cdot k_3 = 0,5 \cdot 31752 \cdot 1,3 \cdot 1,4 = 28895, \quad (5,9)$$

E – показник мінімального освітлення, прийнятий 0,5 лк;

S – площа яка освітлюється;

k_2 – коефіцієнт запасу, 1,3;

k_3 – коефіцієнт втрат потоку під час розсіювання, 1,4.

Прожектори загального освітлення кріпимо на стовпи ліній електропередач, висотою 7 м.

5.7 Техніко-економічні показники

Табл.5.7 Техніко-економічні показники

№ п/п	Показники	Одиниця виміру	Норм.	Прийн.
1	Обсяг робіт за технологічною картою	Т	126,82	126,82
2	Тривалість процесу	дні	7,65	6
3	Трудомісткість виконання обсягу робіт	люди/зм	62,74	75
4	Трудомісткість на виконання обсягу робіт	люди/зм	0,5	0,59
5	Виробіток одиниць обсягу	Т/зм	16,6	21,14
6	Зарплата за весь обсяг	грн	44,1 тис	44,1 тис

7	Витрати машинозмін	маш/зм	7,9	10
8	Середній виробіток на один кран у зміну	т	5,35	4,59

5.8 Небезпечні та шкідливі фактори

Табл.5.8 Аналіз потенційно небезпечних та шкідливих факторів

№ п/п	Небезпечні та шкідливі фактори	Джерела та види робіт	Кількісні оцінки	Норматив
А. Потенційно-небезпечні фактори				
1	Обвали ґрунту котловану	земляні	Суглинок, глибина котловану-1.61м РГВ 15м	ДБН В.1.1-46:2017 [14]
2	Будівельні, дорожні та інші транспортні засоби	земляні монтажні	V=10м/с	ДБН [14] ДБН [10]
3	Підйомне обладнання	Монтажний кран КС-55713-1Б, вантажозахватні пристрої, покрівельні роботи	Небезпечна зона крана 5м	ДБН [14]
4	Падіння конструкцій та ін. предметів	монтажні покрівельні оздоблювальні: внутрішні зовнішні	h = 8.0 м h = 8.1 м h = 7,0 м h = 7.0 м	ДБН [14]
5	Падіння людини з висоти	монтажні покрівельні оздоблювальні: внутрішні зовнішні	h = 8.0 м h = 8.1 м h = 7,0 м h = 7.0 м	ДБН [14]
6	Електричний струм	зварювальні роботи машин робоче освітлення інструменти	380/6000В 380В 220В 380/220В	ДБН [14]
7	Метеорологічні умови	монтажні покрівельні оздоблювальні	t 16-28°C; Vвітру>15м/с вологість 40-60%	ДБН [14]
8	Виробничий шум	ущільнення ґрунту ущільнення бетонної суміші автотранспорт	P= 80 дБ У= 63 Гц <85 дБ	ДБН [15]

		машини і механізми		
9	Вібрація	ущільнення ґрунту ущільнення бетонної суміші	$V = 1.67 \text{ м/с}$ $P = 80 \text{ дБ}$ $V = 10 \text{ м/с}$ $Y = 63 \text{ Гц}$	ДБН [15]
10	Токсична дія шкідливих речовин на організм людини	оздоблювальні: ацетилен хлор ацетон ізоляційні: окиси азоту окис вуглецю сірчаний ангідрид	ГДК: 0.1 мг/м^3 1.0 мг/м^3 50 мг/м^3 5.0 мг/м^3 20 мг/м^3 10 мг/м^3	ДБН [15]
11	Освітленість робочих місць	земляні монтажні покрівельні оздоблювальні	10 Лк 50 Лк 50 Лк 50 Лк	ДБН [16]
12	Атмосферна електрика	Захист від блискавки	категорія I	ДСТУ [18]
13	Пожежна небезпека	зварювальні покрівельні оздоблювальні	Категорія Д вогнестійкість II	ДБН [17]

5.9 Вказівки до техніки безпеки та охорони праці

1. При виконанні будівельно-монтажних робіт на будівельному майданчику строго дотримуватись вимог ДБН [15] «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», НПАОП 0.00-1.80-18 [19] «Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідйомних кранів, підймальних пристроїв і відповідного обладнання»

2. Під час сумісної роботи двох кранів, при монтажі конструкцій покриття, забороняється одночасна подача конструкцій під монтаж. Коли одним краном тримають монтовану конструкцію під час її закріплення, інший кран не працює в монтажній зоні.

3. До монтажних робіт допускаються особи, не молодші 18 років, що пройшли навчання з правил ведення монтажних робіт та атестовані.

4. Монтажники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту, відповідним спецодягом.

5. Монтажні пояси повинні бути випробувані і мати бірку з датою випробувань.

6. При роботі з шкідливими речовинами потрібно застосовувати засоби захисту – распіратори.

7. Для захисту від вібрації робітники мають одягнути віброзахисні рукавиці та взуття. Робітники які займаються вібраційними роботи, повинні робити перерви кожні 30-40 хв.

8. Робітники які працюють з шумними роботами, мають бути в протипушових навушниках або касках.

5.10 Пожежна безпека

Роботи пов'язані з використанням відкритого вогню (зварювальні та інші) лише при наявності дозволу з печаткою за ДБН [15].

За будгєнпланом враховано установка трьох пожежних гідрантів. Також встановлені пожежні щити з таким наповненням: сокира, вогнегасник, відро, багор, лом. Біля щитів стоять ящики з піском та бочки наповнені водою.

На місцях газо- та електрозварювальних робіт, повинні бути протипожежні засоби.

Посадова особа яка відповідає за пожежну безпеку, має вести нагляд робіт які можуть спричинити пожежу, та робити перевірки протягом 5 годин після завершення.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1–12–2014. – [Чинний з 2014–10–01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Державні будівельні норми України).
2. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.
3. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
4. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.
5. Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
6. Прокат товстолистовий з вуглецевої сталі звичайної якості. Технічні умови : ДСТУ 8803:2018. – [Чинний з 2019-01-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2018. – (Національний стандарт України).
7. Витратні матеріали для зварювання. Електроди з покриттям для ручного дугового зварювання нелегованої та дрібнозернистої сталі : ДСТУ EN ISO 2560:2022. – [Дата початку дії 2023-12-31]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2023. – (Державний стандарт України).
8. Зварювання. Зварні шви під час зварювання плавленням сталі, нікелю, титану та інших сплавів (крім променевого зварювання) : ДСТУ EN ISO 5817:2016. – [Дата початку дії 2016-08-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – (Державний стандарт України).

9. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014. – [Введений в дію 2015-01-01]. – К. : Мінрегіон України, 2014. – 198 с. – (Державні будівельні норми).
10. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).
11. Виконання сталевих та алюмінієвих конструкцій. Частина 2. Технічні вимоги до сталевих конструкцій : ДСТУ EN 1090:2019. – [Дата початку дії 2020-07-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2020. – (Державний стандарт України).
12. Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1–1–2014. – [Введені в дію з 2014–03–24]. – К. : Держбуд України, 2014. – 126 с. – (Державні будівельні норми України).
13. Настанови щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів : ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінрегіон України, 2013. – (Державний стандарт України).
14. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення : ДБН В.1.1-46:2017. – [Чинний з 2017–09–01]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми України).
15. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. - [Чинний з 2009-01-27]. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Державні будівельні норми України).
16. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
17. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

- 18.Захист від блискавки. Частина 1. Загальні принципи: ДСТУ EN 62305-1:2012. - [Введені в дію з 2023-12-31]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2022. – (Державний стандарт України).
- 19.Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідйомних кранів, підймальних пристроїв і відповідного обладнання: НПАОП 0.00-1.80-18. – [Дата початку дії 2018-04-10]. – К. : Міністерство соціальної політики України, 2018. – (Державні нормативні акти з охорони праці).
- 20.Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).
- 21.Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
- 22.Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Основи і фундаменти» підготовки фахівців ОС «Бакалавр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» /укл. : О.В. П'ятков, Є.А. Бакулін. – К. : НУБіП України, 2023. – 85 с.
- 23.Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.
- 24.Куліков П.М. Архітектура будівель і споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О Плоський, Г.В. Гетун. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2020. – 820 с.
- 25.Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. / А.М. Павліков, Д.В. Кочкарьов ; [за ред.

- д.т.н., проф. Павлікова А.М.] ; ПолтНТУ. – Полтава, ТОВ «АСМІ», 2019. – 238 с.
- 26.Бакулін Є.А. Результати аналізу причин руйнування сталевих ферм покриття конверторного цеху / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко, В.М. Бакуліна // Збірник тез доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада, 2021 р., м. Харків). – Харків, УкрДУЗТ, 2021. – С. 87–88.
 - 27.Дмитренко Є.А. Врахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська, І.А. Яковенко // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. – 2024. – Вип. № 28. – С. 128–139.
 - 28.Yakovenko I., Bakulin Y. & Bakulina V. (2020) Classification methods of civil buildings reconstruction // Theoretical and scientific foundations of engineering : collective monograph / Apostolova R., Shembel E., Aurbach D., Markovsky B., – etc. – International Science Group. – Boston : Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96.
 - 29.Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskyi A., Breskich V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering (LNME). Springer, Cham. – 2022. – P.107–120.