

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

факультет транспорту і будівництва

Кафедра будівництва, урбаністики та просторового планування

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломного проєкту (роботи)
освітньо-кваліфікаційного рівня бакалавр
(бакалавр, спеціаліст, магістр)


напряму підготовки Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва напряму підготовки)

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

на тему Будівництво торговельного центру зі змішаним каркасом у м. Біла Церква
Київської області


Виконав: студент групи МБГ-22д

Павленко В.А.
(прізвище, та ініціали)



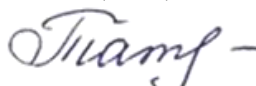
(підпис)

Керівник Соколенко В.М.
(прізвище, та ініціали)



(підпис)

Завідувач кафедри Татарченко Г.О.
(прізвище, та ініціали)



(підпис)

Рецензент _____
(прізвище та ініціали)

Київ 2026

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

Інститут, факультет факультет транспорту і будівництва

Кафедра «Будівництва, урбаністики і просторового планування»

Освітньо-кваліфікаційний рівень бакалавр

(бакалавр, магістр)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва)

Спеціалізація _____

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

“ _____ ” _____ 20__ року

**З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

Павленко Віталій Андрійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Будівництво торговельного центру зі змішаним каркасом у м. Біла Церква Київської області

Спец. завдання _____

Керівник роботи Соколенко Валерій Михайлович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом вищого навчального закладу

від “12” травня 2026 року № 105/16


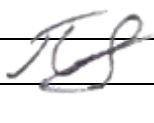
2. Строк подання студентом роботи 15.06.2026

3. Вихідні дані до роботи Зведення торговельного центру зі змішаним каркасом у конструктивній схемі будівлі. Основні проектні рішення розробити за діючими нормами з будівництва та містобудування.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Розробка та розрахунок конструктивно-архітектурних рішень та елементів будівлі. Розробка конструктивного рішення частини конструкцій будівлі. Визначення технологій будівельного виробництва. Умови та послідовність організації будівельного виробництва.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Проектні архітектурно-планувальні рішення: фасади, поверхові плани, вузли, перерізи, генеральний план; Конструктивні рішення: фундаменти будівлі, зв'язки каркасу. Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі. Календарний план. Будівельний генеральний план.

6. Консультанти розділів проєкту (роботи)

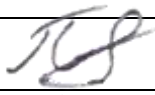
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1	Соколенко В.М., доц.	23.05.2026	23.05.2026
2	Соколенко В.М., доц.	23.05.2026	23.05.2026
3	Соколенко В.М., доц.	23.05.2026	23.05.2026
4	Соколенко В.М., доц.	23.05.2026	23.05.2026
			

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проєктування	Строк виконання етапів	Примітка
1	Архітектурно-будівельна частина	01.06	
2	Розрахунково-конструктивна частина	05.06	
3	Технологія будівельного виробництва	10.06	
4	Організація будівельного виробництва	15.06	

Студент


(підпис)

Павленко В.А.

(прізвище та ініціали)

Керівник проєкту (роботи)


(підпис)

Соколенко В.М.

(прізвище та ініціали)

Примітки:

1.Форму призначено для видачі завдання студенту на виконання дипломного проєкту (роботи) і контролю за ходом роботи з боку кафедри

2.Розробляється керівником дипломного проєкту (роботи). Видається кафедрою.

ЗМІСТ

1	АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	6
1.1	Вступ.....	6
1.2	Об’ємно - планувальне рішення будівлі.....	6
1.3	Архітектурно-конструктивна частина	7
1.3.1	Фундаменти.	7
1.3.2	Конструктивні елементи будівлі.	8
1.4	Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорож.	8
1.4.1	Теплотехнічний розрахунок тришарової стінної панелі.....	8
2	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	13
2.1	Розрахунок кроквяної ферми Ф-2.....	13
2.1.1	Збір навантажень.....	13
2.1.2	Визначення зусиль в стрижнях ферми.....	14
2.1.3	Розрахунок вузлових з’єднань ферми.	21
2.2	Розрахунок монолітної плити перекриття із сталевого профільованого настилу	22
2.2.1	2.2.1.Розрахунок плити на стадії зведення.	22
2.2.2	Розрахунок плити монолітного перекриття у стадії експлуатації. ...	25
2.2.3	Розрахунок міцності плити в перетинах, похилих до подовжньої осі.	26
2.2.4	Розрахунок міцності анкерівки настилу в бетоні плити.	27
2.2.5	Розрахунок монолітної плити перекриття по деформаціях.....	28
2.3	Розрахунок і конструювання колони.	29
2.4	Розрахунок балки.	33
3	ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	37
3.1	Технологічна карта на монтаж каркасу	37
3.1.1	Сфера застосування.	37
3.1.2	Організація і технологія будівельного процесу.....	37
3.1.3	Укрупнена збірка ферм.....	38
3.1.4	Вибір крана для монтажу конструкцій по технічних характеристиках.	39

3.1.5 Відомість об'ємів робіт.....	40
3.1.6 Калькуляція трудових і грошових витрат.	41
3.1.7 Контроль якості.....	42
3.1.8 Потреба в машинах, інвентарі, інструментах, пристосуваннях.....	43
3.1.9 Відхилення, що допускаються, при укрупнительной збірці ферм. ..	44
4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	45
4.1 Об'єм будівельно – монтажних робіт і їх трудомісткість.	45
4.2 Директивний термін будівництва об'єкту.	72
4.3 Календарний графік будівництва об'єкту.....	72
4.4 Потреба в матеріально – технічних ресурсах.....	72
4.5 Будівельний генеральний план	73
4.5.1 Розрахунок тимчасових будівель та споруд.....	73
4.5.2 Розрахунок складського господарства.....	75
4.5.3 Розрахунок тимчасового водопостачання.	77
4.5.4 Розрахунок тимчасового електропостачання.....	79
4.5.5 Розрахунок штучного освітлення будмайданчика.	80
4.5.6 Техніко економічні показники.....	81
СПИСОК ВИКОРИСТАННИХ ДЖЕРЕЛ	82

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Вступ

Будівля, що проектується є торговельним центром зі змішаним каркасом у м. Біла Церква Київської області. Тобто воно призначене для торгівлі, а також є декілька місць для культурного відпочинку людей і кафе.

Будівництво таких комплексів має велике значення для жителів міста. Воно частково допоможе вирішити проблему з працевлаштуванням, залучить людей до комфортного проведення дозвілля.

В Україні відмічається недостатньо таких споруд, бо у них можна відразу придбати майже усі необхідні речі у будь-яку пору року. У такому місці люди можуть економити багато часу, замість того, щоб шукати по всьому місту.

Будівля проектується для мікрорайону чисельністю 12000 мешканців.

Будівля запроєктована для умов з розрахунковою температурою взимку -25°C , вагою снігової 140 кг/м^3 , швидкісним напором вітру 38 кг/м^2 .

При проектуванні будівлі враховувались нормативні документи за станом на 1 січня 2026 року.

1.2 Об'ємно - планувальне рішення будівлі.

Будівля запроєктована в єдиному об'ємі. Будівля має 3 частини різної поверховості 1 поверхова у осях (1-6; Д-И) заввишки 6.4м, 2-о поверхова у осях (1-9; А-Д) заввишки 7.2м, 3 поверхова у осях (6-9; Д-И) заввишки 10.4м, у плані прямокутне, з розмірами $48 \times 42 \text{ м}$ у осях, заввишки 10.4 м. В середині будівля розділена перегородками з легкого бетону завтовшки 120 мм і монолітними стінами завтовшки 300мм.

Таблиця 1. Експлікація приміщень.

Номер за планом	Найменування	Площа м^2
1	2	3
1 поверх		
1	Тамбур	36
2	Вестибюль	36
3	Кухня	72
4	Їдальня	396
5	Більярдна	72
6	Вбиральня	36
7	Туалет	36
8	Презентаційний зал	540
9	Офіс	72
10	Офіс	108

2 поверх		
11	Вестибюль	36
12	Вестибюль	36
13	Майданчик для гри в боулінг	216
14	Торгівельний павільон	324
15	Вбиральня	72
16	Туалет	36
17	Офіс	108
18	Офіс	108
3 поверх		
18	Офіс	72
19	Офіс	72

При планування комплексу керуються вимогами створення комфортних умов для відпочиваючих і їх обслуговування.

1.3 Архітектурно-конструктивна частина

Проектована будівля є багато прольотною системою з повним металевим каркасом. Поперечна рама являє собою колони, на які шарнірно опираються балки покриття та перекриття.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується взаємною роботою статично невизначених поперечних рам в поперечному напрямі і жорсткого диска покриття, поперечних рам і вертикальних в'язів – у продольному напрямі.

1.3.1 Фундаменти.

Грунтові умови, від 0 до -0.2 м рослинний шар; від -0.2 до -4.5 м суглинок туго пластичний; від -4.5 м – пісок щільний вологий.

За умови сезонного промерзання ґрунтів, глибина закладання фундаментів визначається за формулою:

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

де $k_h = 0.7$ (табл. 5.9.[1]), $d_{fn} = 1$ м (стор. 70 піс. 5.15.[1]). $d_f = 1 * 0.7 = 0.7$ м. За умови наявності підземних вод, враховуючи, що рівень ґрунтових вод на глибині 5.5 м, по табл. 5.10 [1] глибина закладання повинна бути не менш ніж $d_f = 0.7$ м.

Остаточно глибина закладання фундаментів приймається по конструктивним вимогам:

фундаменти під колони та під монолітні стіни приймаємо $d_f = 1.8$ м

Розмір підшви фундаменту 1.5 м з однією сходинкою в 0.5 м. Гідроізоляція фундаменту передбачена у вигляді обмазки бітумом в 2 рази.

Оскільки фундаменти будуть знаходитись у суглинку, то його можна вжити як природню основу.

1.3.2 Конструктивні елементи будівлі.

Оскільки будівля будується з металевих конструкцій, що набагато економічніше чим конструкції із залізобетону, отже конструктивна схема - рамна. Забезпечення жорсткості в подовжньому і поперечному напрямі здійснюється устаткуванням зв'язків. Так металеві зв'язки встановлюються по верху і низу ферм, а також вертикальні зв'язки між колонами. Всі конструктивні елементи уніфіковані і прийняті модульні розміри, згідно модульної координації розмірів в будівництві.

Будівля складається з наступних конструктивних елементів:

- Фундаменти – монолітні, залізобетонні, склянкового типу під колони і стрічкові під монолітні стіни, ширина підошви фундаменту 1.5x1.5м, глибина закладання 1.8м;
- Стіни –самонесучі, тришарові панелі завтовшки 300 мм, утеплювач пінополіуритан.
- Колони – металеві, суцільні, колонний двутавр І№ 18
- Перекриття виконане з профільованого настилу по балках з І№14 Б1 довжиною 6м, укладених на опорний столик колони.
- Покриття в одноповерховій частині виконане з металевого настилу по прогонах укладеного на ферми з нерівнополкових куточків, довжиною 18м і висотою 3м.
- Підлога 1го поверху виконаний з:1) сосна уздовж волокон, 2)повітряний прошарок, 3)мати мінераловатні прошивні ,4)монолітна плита;
- горище переkritтя виконане з: 1)монолітна залізобетонна плита 2)пароізоляція (1 шар толі) 3)мінераловатна плита 4)цементно-шлаковий розчин 5) 2 шари акваізолу.
- Перегородки вспоиогательных приміщень виповнені з легкого бетону, завтовшки 120мм;
- Скління прийняте згідно ДСТУ EN 14351-1:2020
- Двері прийняті згідно ДСТУ EN 14351-1:2020
- Отмістка – асфальт по щебеневій підготовці.

1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорож.

1.4.1 Теплотехнічний розрахунок тришарової стінної панелі.

Початкові дані:

- 1 Район будівництва – м. Біла Церква
- 2 Температурна зона -1
- 3 Зона вологості - нормальна
- 4 Вологісний режим приміщення – нормальний (min + 18°C внутрішнього повітря)

5 Умови експлуатації для нормального режиму приміщення і нормальної зони вологості дані по теплопровідності по ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»

6 Коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні:

$$\alpha_{в}=8.7\text{Вт/м}^2\text{°С}$$

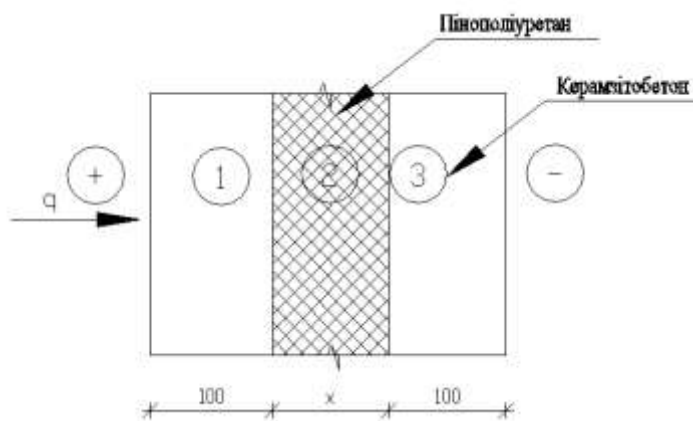
7 Коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні:

$$\alpha_{н}=23\text{Вт/ м}^2\text{°С}$$

8 Загальний необхідний опір теплопередачі:

$$R_{0}^{TP}=2.8 \text{ м}^2\text{°С/ Вт}$$

$$R_0 \geq R_{0}^{TP}$$



1) Складаємо таблицю матеріалів.

Таблиця 2. Таблиця матеріалів зовнішньої стіни.

№ шару	Найменування матеріалів	δ , м.	ρ , кг/м ³	λ , Вт/м*С°
1	Керамзитобетон	0.1	1600	0.67
2	Пінополіуретан	X	40	0.041
3	Керамзитобетон	0.1	1600	0.67

2) Визначаємо загальний опір теплопередачі.

$$R_0=1/\alpha_{в}+\delta_1/\lambda_1+ \delta_2/\lambda_2+ \delta_3/\lambda_3+ 1/\alpha_{н}$$

3) Прирівнюваний $R_0= R_{0стен}^{TP} =2.8\text{м}^2\text{*С}^\circ/\text{Вт}$

$$2.8=1/8.7+0.1/0.67+X/0.041+0.1/0.67+1/23$$

$$X=0.041(2.8-0.115-2*0.1/0.67-0.043)=0.084$$

4) Приймаємо $X=0.1\text{м}$

5) Визначаємо дійсний опір теплопередачі.

$$R_0 = 1/8.7 + 2 * 0.1/0.67 + 0.1/0.041 + 1/23 = 2.896 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт} > R_0^{\text{TP}} = 2.8 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт}$$

б) Визначуваний коефіцієнт теплопередачі.

$$k = 1/R_0 = 1/2.896 = 0.345 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{C}^\circ$$

Товщина тришарової стінної панелі для мого проєкту буде:

$$\delta = 100 + 100 + 100 = 300 \text{ мм}$$

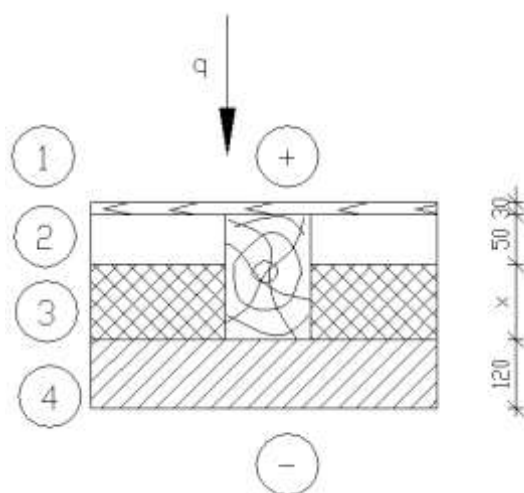
1.2 Теплотехнічний розрахунок підлоги 1-го поверху.

Коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні:

$$\alpha_{\text{в}} = 8.7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{C}^\circ$$

Коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні:

$$\alpha_{\text{н}} = 6 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{C}^\circ$$



1) Складемо таблицю матеріалів.

Таблиця 3. Таблиця матеріалів підлоги 1-го поверху

№ шару	Найменування матеріалів	δ , м.	ρ , кг/м ³	λ , Вт/м ² ·C ⁰
1	Сосна уздовж волокон	0.03	500	0.29
2	Повітряний прошарок	0.05	$R_{\text{в.н}} = 0.17$	
3	Мати мінераловатні прошивні	X	50	0.052
4	Монолітна плита	0.12	2500	1.92

2) Загальний опір теплопередачі.

$$R_0 = 1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + R_{\text{в.н}} + \delta_3/\lambda_3 + 1/\alpha_{\text{н}}$$

3) Прирівнюваний $R_0 = R_0^{\text{TP}} = 2.3 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт}$

$$2.3 = 1/8.7 + 0.03/0.29 + 0.117 + X/0.052 + 0.12/1.92 + 1/6$$

$$X = 0.052(2.3 - 0.115 - 0.117 - 0.1034 - 0.625 - 0.617) = 0.06 \text{ м}$$

4) Приймаємо $X=0.1\text{ м}$.

5) Визначаємо дійсний опір теплопередачі.

$$R_0 = 1/8.7 + 0.03/0.29 + 0.17 + 0.1/0.052 + 0.12/1.92 + 1/6 = 2.54 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт} > R_{0\text{TP}} = 2.3 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт}$$

6) Визначуваний коефіцієнт теплопередачі.

$$k = 1/R_0 = 1/2.54 = 0.394 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{C}^\circ$$

Товщина підлоги 1-го поверху для мого проєкту буде:

$$\delta = 30 + 50 + 120 + 100 = 300 \text{ мм}$$

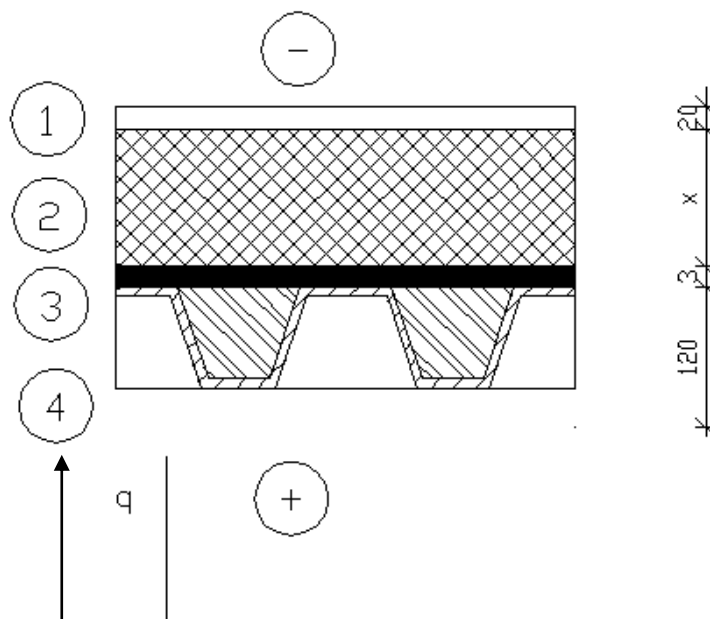
1.3 Теплотехнічний розрахунок горищного перекриття.

Коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні:

$$\alpha_{\text{в}} = 23 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{C}^\circ$$

Коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні:

$$\alpha_{\text{н}} = 12 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{C}^\circ$$



1) Складаємо таблицю матеріалів.

Таблиця 4. Таблиця матеріалів горищного перекриття.

№ шару	Найменування матеріалів	δ , м.	ρ , кг/м ³	λ , Вт/м ² ·C ^o
1	Монолітна	0.25	2500	1.92

	залізобетонна плита			
2	Пароізоляція (1 шар толі)	0.003	600	0.17
3	Мінераловатна плита	X	50	0.052
4	Цементно-шлаковий розчин	0.02	1400	0.52

2) Загальний опір теплопередачі.

$$R_0 = 1/\alpha_B + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_H$$

3) Прирівнюваний $R_0 = R_0^{TP} = 2.7 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт}$

$$2.7 = 1/23 + 0.25/1.92 + 0.003/0.17 + X/0.052 + 0.02/0.52 + 1/12$$

$$X = 0.052(2.7 - 0.115 - 0.063 - 0.0176 - 0.0385 - 0.083) = 0.124$$

4) Приймаємо $X = 0.15 \text{ м}$

5) Визначаємо дійсний опір теплопередачі.

Визначаємо дійсний опір теплопередачі.

$$R_0 = 0.115 + 0.063 + 0.0176 + 0.0385 + 0.083 + 2.885 = 3.2 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт} > R_0^{TP} = 2.7 \text{ м}^2 \cdot \text{C}^\circ / \text{Вт}$$

6) Визначується коефіцієнт теплопередачі.

$$k = 1/R_0 = 1/3.2 = 0.313 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{C}^\circ$$

Товщина горіщного перекриття для мого проекту буде:

$$\delta = 200 + 20 + 3 + 150 = 373 \text{ мм} \text{ приймаємо } 375 \text{ мм.}$$

Таблиця 5. Специфікація елементів заповнення отворів.

Марка	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
Віконні отвори				
ОК-1	ДСТУ EN 14351-1:2020	ОС 25-20Н	35	
Дверні отвори				
1	ДСТУ EN 14351-1:2020	ДН 12-20Л	4	
2	ДСТУ EN 14351-1:2020	ДН 12-23Л	2	
3	ДСТУ EN 14351-1:2020	ДГ 12-20Л	2	
4	ДСТУ EN 14351-1:2020	ДГ 12-10Л	23	
5	ДСТУ EN 14351-1:2020	ДГ 12-18Л	9	
6	ДСТУ EN 14351-1:2020	ДГ 12-30Л	1	
7	ДСТУ EN 14351-1:2020	ДГ 12-10Л	4	

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок кроквяної ферми Ф-2.

2.1.1 Збір навантажень.

Постійне навантаження.

Збір навантаження на 1 м^2 горизонтальній проекції зведемо до табличної форми (таблиця 2.1).

Розрахунок снігового навантаження також зведений до табличної форми (таблиця 2.1).

1 Снігове навантаження є змінним, для якого встановлено три розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення;
- квазіпостійне розрахункове значення.

2 Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою

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

де γ_{fm} — коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням, що визначається згідно з таблицею.

T , років / лет	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

S_0 — характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що визначається згідно з 5; C — коефіцієнт, що визначається за вказівками 6

3 Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою

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

де γ_{fe} — коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаженням, C — те саме, що і в формулі.

$$S_p = (0,4 S_0 - \bar{S}) C,$$

4 Квазіпостійне розрахункове значення обчислюється за формулою

де $S = 160$ Па;

– S_0, C — те саме, що і в формулі.

5 Характеристичне значення снігового навантаження S_0 (в Па) дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років. Характеристичне значення снігового навантаження S_0 визначається залежно від снігового району по карті (рис. 1) або за додатком Ж.

6 Коефіцієнт C визначається за формулою

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

де μ — коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за 7

C_e — коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі.

C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти, що визначається за формулою

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км).}$$

7 Коефіцієнт μ визначається за додатком Е залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією.

Таблиця 2.1. Постійне поверхнєве розподілене навантаження від покриття.

Склад покриття	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнт перевантаження	Розрахункове навантаження кПа
Захисний шар (бітумна мастика з втопленим гравієм) $\gamma=21 \text{ кН/м}^3$ $t=20\text{мм}$	0.42	1.3	0.55
Гідроізоляція (2 шари акваізола)	0.2	1.3	0.26
Утеплювач (пінопласт) $\gamma=0.5 \text{ кН/м}^3$ $t=50\text{мм}$	0.03	1.2	0.04
Пароізоляція (1 шар руберойду)	0.04	1.3	0.05
Сталева панель з профільованим настилом	0.35	1.05	0.37
	$\Sigma=1.04$		$\Sigma=1.27$
Снігова $S_m=1 \times 1.4 \times 1=1.4 \text{ кПа}$	1.4	1.14	1.60
	$q^H = \Sigma=2.44$		$q^P = \Sigma=2.87$

2.1.2 Визначення зусиль в стрижнях ферми.

Погонне розрахункове рівномірно розподілене навантаження.

$$q_0^P = 2.87 \times 6 = 17.22 \text{ (кН/м)}$$

Погонне нормативне рівномірно розподілене навантаження.

$$q_0^H = 2.44 * 6 = 35.72 \text{ (кН/м)}$$

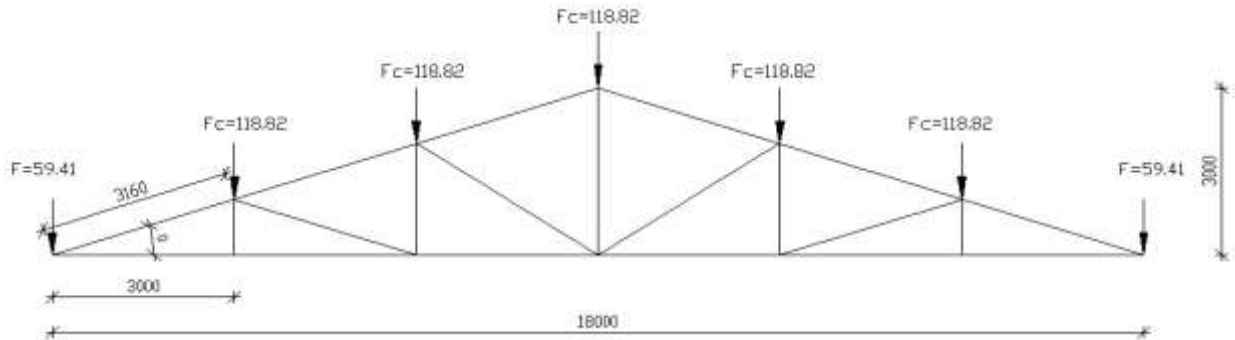
Зосереджене навантаження від покриття.

$$F = q_0^H * AB/2 * \cos \alpha$$

$$35.72 * 3.16/2 * 0.95 = 59.41 \text{ (кН)}$$

Реакція на опорі.

$$F_c = 2F = 59.41 * 2 = 118.82 \text{ (кН)}$$



Малюнок 2.1 – Геометрична схема ферми.

Розрахунок зусиль у стрижнях ферми виконується в ПК «ЛІРА-САПР» і приводиться у таблиці 2.2.

Одиниці вимірювання таблиці 2.2:

- Одиниці вимірювання зусиль: тс
- Одиниці вимірювання напруги: тс/м**2
- Одиниці вимірювання моментів: тс*м
- Одиниці вимірювання розподілених моментів: (тс*м)/м
- Одиниці вимірювання розподілених перерезиваючих сил: тс/м
- Одиниці вимірювання переміщень поверхонь в елементах: м

Таблиця 2.2. ФЕРМА основна схема

ЗУСИЛЛЯ / НАПРУГА / У ЕЛЕМЕНТАХ.									
10_	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1
	1	1	2	2	3	3	4	4	5
	2	2	3	3	4	4	5	5	6
1-									
N	90.872	90.872	90.872	90.872	72.697	72.697	72.697	72.697	90.872
10_	5-2	6-1	6-2	7-1	7-2	8-1	8-2	9-1	9-2
	5	6	6	2	2	3	3	4	4
	6	7	7	8	8	9	9	10	10
1-									
N	90.872	90.872	90.872			6.0581	6.0581	24.232	24.232
10_	10-1	10-2	11-1	11-2	12-1	12-2	13-1	13-2	14-1
	5	5	6	6	1	1	8	8	9
	11	11	12	12	8	8	9	9	10
1-									
N	6.0581	6.0581			-95.787	-95.787	-76.630	-76.630	-57.472
10_	14-2	15-1	15-2	16-1	16-2	17-1	17-2	18-1	18-2
	9	10	10	11	11	12	12	8	8
	10	11	11	12	12	7	7	3	3
1-									
N	-57.472	-57.472	-57.472	-76.630	-76.630	-95.787	-95.787	-19.157	-19.157
10_	19-1	19-2	20-1	20-2	21-1	21-2			
	9	9	4	4	5	5			
	4	4	11	11	12	12			
1-									
N	-21.842	-21.842	-21.842	-21.842	-19.157	-19.157			

2.1.3. Підбір перетинів стрижнів ферми.

Підбір всіх елементів виконуємо на ЕОТ за допомогою програми «Ліра 9.2». Результат підбору приведений в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3. Основна схема фЕРМИ

Елемент	нс	група	Планок	меч	ВІДСОТКИ ВИЧЕРПАННЯ ТІЄЇ, ЩО НЕСЕ													довжина
					ЗДАТНОСТІ ФЕРМИ ПО ПЕРЕТИНАХ %													
			м	ніе	ноp	уу1	уз1	гу1	гз1	ус	УП	1пс	2пс	м.у	м			
Перетин: 3. Два куточки 125 x 80 x 10;																		
Сортамент: Куточок не рівнополочний																		
1			3. Два куточки 125 x 80 x 10;															
			Профіль: 125 x 80 x 10; ГОСТ 8510 - 72															
			Сталь: Вст3кп2; ГОСТ 380-71*															
1	1		2.65	101	0	0	50	60	0	0	101	60	0	3.00				
1	2		2.65	101	0	0	50	60	0	0	101	60	0	3.00				
2			3. Два куточки 125 x 80 x 10;															
			Профіль: 125 x 80 x 10; ГОСТ 8510 - 72															
			Сталь: Вст3кп2; ГОСТ 380-71*															
2	1		2.65	101	0	0	50	60	0	0	101	60	0	3.00				
2	2		2.65	101	0	0	50	60	0	0	101	60	0	3.00				
3			3. Два куточки 125 x 80 x 10;															
			Профіль: 125 x 80 x 10; ГОСТ 8510 - 72															
			Сталь: Вст3кп2; ГОСТ 380-71*															
3	1		2.17	102	0	0	63	74	0	0	102	74	0	3.00				
3	2		2.17	102	0	0	63	74	0	0	102	74	0	3.00				

ВІДСОТКИ ВИЧЕРПАННЯ ТІЄЇ, ЩО НЕСЕ															
ЗДАТНОСТІ ФЕРМИ ПО ПЕРЕТИНАХ %															
КРОК	При	ДОВЖИНА													
Елемент	нс	група	Планок	меча	-----										елемент
			м	ніє	нор	уу1	уз1	гу1	гз1	ус	УП	1пс	2пс	м.у	м
-----	--	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Перетин: 3. Два куточки 65 x 50 x 5;															
Профіль: 65 x 50 x 5; ГОСТ 8510 - 72															
Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*															
Сортамент: Куточок неравнополочний															
10	1		1.84		24	0	0	97	87	0	0	24	97	0	2.00
10	2		1.84		24	0	0	97	87	0	0	24	97	0	2.00
11 3. Два куточки 30 x 20 x 4;															
Профіль: 30 x 20 x 4; ГОСТ 8510 - 72															
Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*															
11	1		0.94		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00
11	2		0.94		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00
12 3. Два куточки 200 x 125 x 16;															
Профіль: 200 x 125 x 16; ГОСТ 8510 - 72															
Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*															
12	1		1.98		42	70	97	47	61	0	46	97	61	46	3.16
12	2		1.98		42	70	97	47	61	0	46	97	61	46	3.16

13			3. Два куточки 200 x 125 x 16;		
			Профіль: 200 x 125 x 16; ГОСТ 8510 - 72		
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*		
13	1		1.95 44 72 104 47 61 0 64 104 61 64		3.16
13	2		1.95 44 72 104 47 61 0 64 104 61 64		3.16
14			3. Два куточки 200 x 125 x 16;		
			Профіль: 200 x 125 x 16; ГОСТ 8510 - 72		
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*		
14	1		1.94 36 59 85 47 62 0 65 85 62 65		3.16
14	2		1.94 36 59 85 47 62 0 65 85 62 65		3.16
15			3. Два куточки 200 x 125 x 16;		
			Профіль: 200 x 125 x 16; ГОСТ 8510 - 72		
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*		
15	1		1.94 36 59 85 47 62 0 65 85 62 65		3.16
15	2		1.94 36 59 85 47 62 0 65 85 62 65		3.16
16			3. Два куточки 200 x 125 x 16;		
			Профіль: 200 x 125 x 16; ГОСТ 8510 - 72		
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*		
16	1		1.95 44 72 104 47 61 0 64 104 61 64		3.16
16	2		1.95 44 72 104 47 61 0 64 104 61 64		3.16
17			3. Два куточки 200 x 125 x 16;		
			Профіль: 200 x 125 x 16; ГОСТ 8510 - 72		
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*		
17	1		1.98 42 70 97 47 61 0 46 97 61 46		3.16
17	2		1.98 42 70 97 47 61 0 46 97 61 46		3.16
19			3. Два куточки 140 x 90 x 10;		
			Профіль: 140 x 90 x 10; ГОСТ 8510 - 72		
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*		
19	1		1.46 21 59 86 67 82 0 48 86 82 48		3.61
19	2		1.46 21 59 86 67 82 0 48 86 82 48		3.61

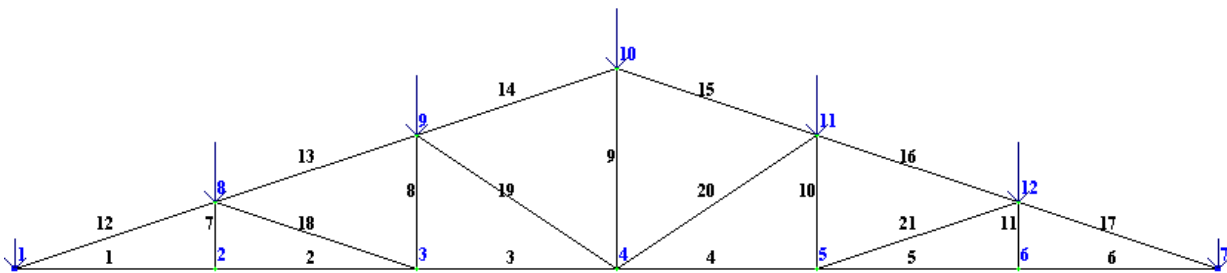
ВІДСОТКИ ВИЧЕРПАННЯ ТІЄЇ, ЩО НЕСЕ															
Елемент	нс	группа	Планок	меч	ЗДАТНОСТІ ФЕРМИ ПО ПЕРЕТИНАХ %										довжина
			м	ніє	нор	уу1	уз1	гу1	гз1	ус	УП	1пс	2пс	м.у	м
Перетин: 3. Два куточки 140 x 90 x 10;															
Сортамент: Куточок неравнополочний															
20			3. Два куточки 140 x 90 x 10;												
			Профіль: 140 x 90 x 10; ГОСТ 8510 - 72												
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*												
20	1		1.46		21	59	86	67	82	0	48	86	82	48	3.61
20	2		1.46		21	59	86	67	82	0	48	86	82	48	3.61
21			3. Два куточки 140 x 90 x 10;												
			Профіль: 140 x 90 x 10; ГОСТ 8510 - 72												
			Сталь: ВстЗкп2; ГОСТ 380-71*												
21	1		1.45		23	63	96	67	83	0	65	96	83	65	3.16
21	2		1.45		23	63	96	67	83	0	65	96	83	65	3.16

2.1.3 Розрахунок вузлових з'єднань ферми.

У вузлах, де до фасонки кріпляться пояси, спочатку розраховують довжини швів для кріплення розкосів і стійок, потім конструюють вузол і призначають довжину фасонки так, щоб на ній розміщувалися шви елементів грат. Розрахункову довжину швів для кріплення поясу приймають на 10—20 мм менше довжини фасонки і тоді товщину (катет) швів у поясів визначають по формулах (при розрахунку по металу шва):

$$k_{f,b} \geq kN / (2l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f) \quad k_{f,p} \geq (1 - k) N / (2l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f)$$

$R_{wf}=180$ Мпа, при електродах марок Е42; Е242А; або зварювального дроту Св08. $k:=0.75$ для нерівнополочних куточків $\gamma_{wc} :=1$ $\gamma_c :=1$ $\beta_f :=0.7$



Малюнок 2.2 – Геометрична схема ферми з номерами усіх елементів.

Розрахунок вузлових з'єднань ферми зведений в табличну форму дивитися (таблиця 2.4.)

Таблиця 2.4 – Розрахунок зварних углових швів у вузлах ферми (при

$$R_{wf}=180\text{Мпа}, \gamma_{wf}=1, \gamma_c=1)$$

Вузли ферми	Стрижень	Розрахункове зусилля, кН	Товщина шва, мм		Розрахункова довжина шва, см		Конструктивна довга шва, см	
			у обушка, k_{fb}	у пера, k_{fp}	у обушка	у пера	у обушка, l_{wb}	у пера, l_{wp}
1	1-2	90.872	10	8	2.705	1.127	6	6
	1-8	-95.787	16	14	1.782	0.679	6	6
2	1-2	90.872	10	8	2.705	1.127	6	6
	2-8		4	4	4	4	6	6
3	2-3	90.872	10	8	2.705	1.127	6	6
	3-4	72.697	10	8	2.164	0.902	6	6
	3-8	-19.157	10	8	0.57	0.238	6	6
	3-9	6.0581	5	4	0.451	0.15	6	6
4	3-4	72.697	10	8	2.164	0.902	6	6
	4-9	-21.842	10	8	0.65	0.271	6	6
	4-10	24.232	5	4	1.442	0.601	6	6
8	1-8	-95.787	16	14	1.782	1.127	6	6
	2-8		4	4	4	4	6	6
	3-8	-19.157	10	8	0.57	0.238	6	6
	8-9	-76.630	16	14	1.425	0.543	6	6
9	3-9	6.0581	5	4	0.451	0.15	6	6
	4-9	-21.842	10	8	0.65	0.271	6	6
	8-9	-76.630	16	14	1.425	0.543	6	6
	9-10	-57.472	16	14	1.069	0.407	6	6
10	4-10	24.232	5	4	1.442	0.601	6	6
	9-10	-57.472	16	14	1.069	0.407	6	6

2.2 Розрахунок монолітної плити перекриття із сталевого профільованого настилу

2.2.1 2.2.1. Розрахунок плити на стадії зведення.

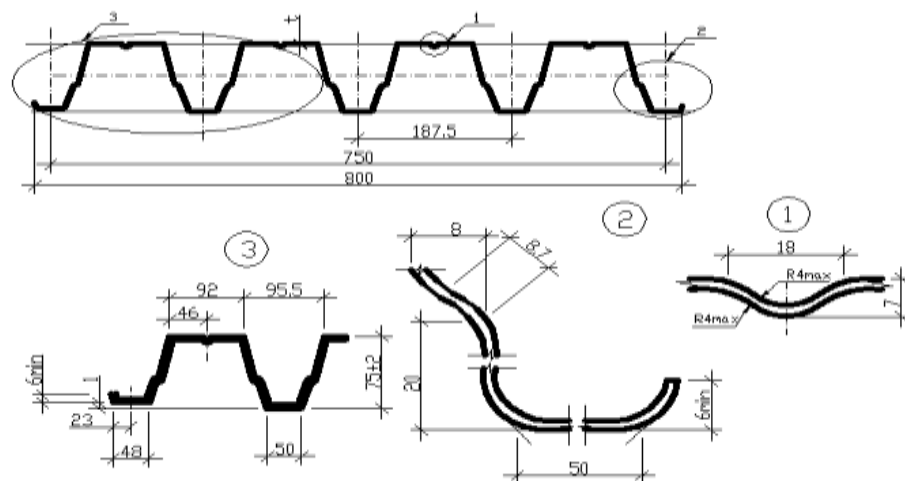
Конструкцією, що несе, є сталевий профільований настил :Н75-750-0.9; бетон класу В20($R_b=9.78\text{МПа}$); анкери з арматури класу А-III $\varnothing 14$ ($R_{an.v}= 375\text{МПа}$. $A_{s.an.v}=9.13$). При розрахунку визначають його міцність і жорсткість як для сталевого тонкостінного елемента, що згинається, працює на навантаження від власної маси

наздогнала, маси свіжо укладеного бетону і монтажного навантаження, що включає масу устаткування і людей в процесі зведення перекриття.

Таблиця 2.2.1- Збір навантажень на перекриття.

Характеристика	Нормативне навантаження	Коефіцієнт перевантаження	Розрахункове навантаження
Навантаження від власної маси настилу	125	1.05	131.3
Навантаження від свіжо укладеної бетонної суміші $\gamma(h_b+h_f)$ 2500(0.04+0.05)	2250	1.2	2700
Монтажне навантаження при подачі бетонної суміші бетононасосом	500	1.3	650
Разом	$q^H=2875$		$q^P=3481.3$

Геометричні показники настилу.

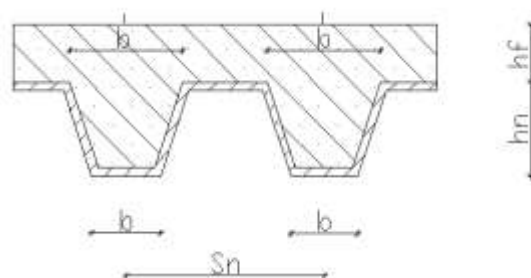


Де e - щільність бетонної суміші; h_b - приведена товщина бетону в межах висоти перетину; h_f - висота полиці таврового перетину плити.

Приведена товщина бетону h_b визначається за формулі:

$$h_b = \frac{(b + b) \cdot h_h}{2 S_n}$$

Де s_n - відстань між осями гофров настилу.



Момент, що вигинає, в крайньому прольоті

$$M_1 = \frac{ql^2}{11} = \frac{3307.242^2}{11} = 1.203 \times 10^3 \text{ (Нм)}$$

де $q = q_{рен} \cdot \gamma_n = 0.95$ коефіцієнт умови роботи

$$q = q^p \cdot \gamma_n = 3481.3 \cdot 0.95 = 3.307 \times 10^3 \text{ (Н)}$$

l_1 і $l_2 = 2\text{м}$ – расстояние між підпорами.

Момент, що вигинає, в середньому прольоті.

$$M_2 = \frac{q \cdot l^2}{16} = \frac{3307.242^2}{16} = 826.81 \text{ (Нм)}$$

Момент, що вигинає, над другими від краю опорами.

$$M_3 = \frac{ql^2}{11} = \frac{3307.242^2}{11} = 1.203 \times 10^3 \text{ (Нм)}$$

Обчислюємо по формулах $\sigma_n = \frac{M_{span}}{W_{x1}}$ $\sigma_n = \frac{M_{span}}{W_{x2}}$

міцність сталевого профільованого настилу в прольоті і на опори.

У прольоті по стислій (вузькою) полиці.

$$\sigma_n = \frac{M_{span}}{W_{x1}} = \frac{1203}{30.2} = 39.834 \text{ (см}^3\text{)}$$

По розтягнутій (широкою) полиці.

$$\sigma_n = \frac{M_{span}}{W_{x2}} = \frac{1203}{37.6} = 31.995 \text{ (см}^3\text{)}$$

Перед розрахунком міцності сталевого профільованого настилу на опори перевіряємо умову стійкості стислої широкої полиці.

$$\sigma_n = \frac{M_{sup}}{W_{x2}} \leq 34.3 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{t}{b_t}\right)^2 \quad b_t = b - 2t \quad 9.2 - 2 \cdot 0.5 = 8.2 \text{ (см)}$$

$$\text{Таким чином. } \frac{827}{37.6} = 21.995 \text{ (МПа)} \quad 34.3 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{0.09}{8.2}\right)^2 = 41.319 \text{ (МПа)}$$

$$22 < 41.32$$

Умова виконана.

Визначаємо міцність настилу по поперечній силі по умові.

$$Q = \frac{ql}{2} \gamma_b = \frac{3307.242}{2} \cdot 0.95 = 3.142 \times 10^3 \text{ (Н)}$$

На ширині 1м поперечна сила сприймається 10-у стінками СПН

$$\frac{Q}{\Sigma t \cdot h_n} < R_{ns} \quad \Sigma t = 10 \cdot 0.9 = 9 \text{ (мм)}$$

$$\frac{3142}{9.75} = 4.655 \text{ (МПа)} \quad 4.655 < 140$$

Отже перетин у стадії зведення володіє достатньою несучою здатністю.

Визначуваний найбільший прогин профільованого настилу у стадії зведення.

$$f_n = \kappa \cdot \left(\frac{q^p \cdot l^4}{E_n \cdot I_x} \right) + a$$

Для крайнього прольоту трьохпролітної плити

$$\kappa = 0.008 \xi a = 0.2(\text{см}) \quad I_x = 129.6(\text{см}^4) \quad l=2(\text{м})$$

Тоді прогин настилу у стадії зведення складатиме.

$$0.0088 \cdot \left[\frac{(34.8 \cdot 200^4)}{(21 \cdot 10^6 \cdot 129.6)} \right] + 0.2 = 0.38 \text{ (см)}$$

$$\frac{1}{200 \cdot 1} = \frac{1}{200 \cdot 0.002} = 2.5 \text{ (см)}$$

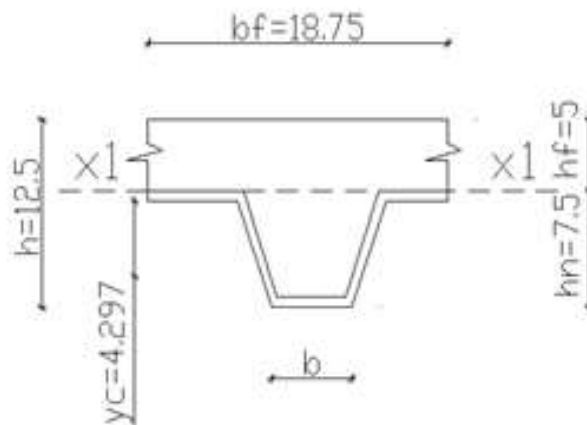
$$0.38 < 2.5(\text{см})$$

Отже жорсткість СПН на стадії зведення забезпечена.

2.2.2 Розрахунок плити монолітного перекриття у стадії експлуатації.

Розрахунок міцності перетинів нормальних до подовжньої осі елемента, що згинається. Потрібно, перевірити міцність перетину плити в прольоті.

$$y_c = \frac{I_x}{W_{x1}} = \frac{129.6}{30.2} = 4.291 \text{ (см)}$$



Розрахункова характеристика стислої зони бетону.

$$\omega = \alpha - 0.008 R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 9.78 = 0.772$$

Визначаємо граничне значення відносної висоти стислої зони бетону в перетині.

$$\zeta_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{R_n \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)}{\sigma_{SP}} \right]}$$

$$0.772 \times \left(1 + \frac{220 \times \frac{1 - 0.772}{1.1}}{500} \right) = 0.842$$

Граничне значення висоти стислої зони бетону вираховуємо по формулі.

$$X_R = \zeta_R \cdot h_0 = 0.842 \times 9.297 = 7.828 \text{ (см)} \quad \text{де } h_0 = y_c + h_f = 4.297 + 5 = 9.297 \text{ (см)}$$

Знаходимо висоту стислої зони бетону.

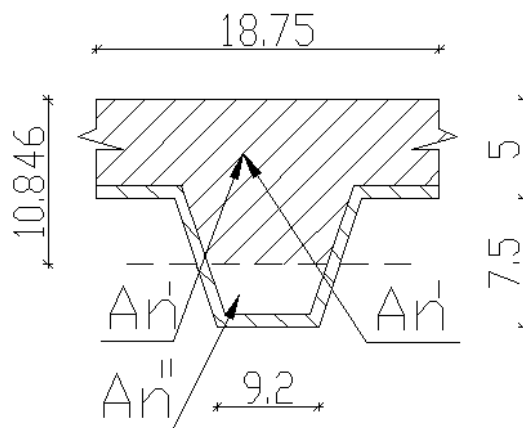
$$X = \frac{(\gamma_n \cdot R_n \cdot A_n)}{(R_b \cdot b_f)} = \frac{(0.8 \cdot 220 \cdot 11.3)}{(9.78 \cdot 18.75)} = 10.846 \text{ (см)}$$

$$X = 10.846 \text{ (см)} > X_R = 7.828 \text{ (см)}$$

Нейтральна вісь знаходиться в межах висоти ребер плити і перетинає стінки профільованого настилу. Висоту стислої зони плити визначаємо з рівняння.

$$R_b = [b_x + (b_f - b) \cdot h_f] \cdot \gamma_n \cdot R_n \cdot [A_n + 2t \cdot (x - h_f)] = \gamma_n \cdot R_n \cdot [A_n + 2t \cdot (h_n + h_f - x)]$$

$$A_n = (b_f - 9.2) \cdot t + 2 \cdot [h_n - (12.5 - 10.846) \cdot t] = (18.75 - 9.2) \cdot 0.9 + 2 \cdot [7.5 - (12.5 - 10.846) \cdot 0.9] = 20.618 \text{ (см}^2\text{)}$$



$$A_n = 9.2 \cdot t + (h - 10.846) \cdot t = 9.2 \cdot 0.9 + (12.5 - 10.846) \cdot 0.9 = 9.769 \text{ (см}^2\text{)}$$

Звідси $x = 5.03 \text{ см} < x_R = 9.98$ нейтральна вісь проходить на рівні верхньої полиці СПН, має місце інший випадок і здатність перетину, що несе, перевіряємо по умові.

$$M_{\text{span}} \leq 0.5 \cdot R_b \cdot b_f \cdot (h_f)^2 + \gamma_n \cdot R_n \cdot [A_n \cdot h_n + t \cdot (h_n)^2] =$$

$$0.5 \cdot 9.78 \cdot 18.75 \cdot 5^2 + 0.8 \cdot 220 \cdot (9.769 \cdot 7.5 + 0.09 \cdot 7.5^2) = 1.608 \times 10^4 \text{ (Нм)}$$

$$M_{\text{span}} = 1203 < 16078 \text{ (Нм)}$$

Умова виконана.

2.2.3 Розрахунок міцності плити в перетинах, похилих до подовжньої осі.

Міцність в перетинах, похилих до подовжньої осі, розраховуємо при дії поперечної сили. Кут нахилу тріщини до горизонтальної осі приймається рівним 45° .

$$Q_{ext,d} = \frac{((\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{b,t}(b_{1,r} + b_r)/2)h_0^2)/h}{2} \cdot 9.297^2$$

$$\frac{1.5 \cdot 0.76 [9.2 + (18.75 - 5)]}{12.5} = 90.455 \text{ (кН)}$$

$$Q_{u,d} = 0.17 \cdot 220 \cdot 1.2 \cdot 7.9 + 90.455 = 445.007 \text{ (кН)} > 29.6 \text{ (кН)}$$

Перевіряємо другу умову міцності похилого перерізу:

$$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 R_b$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 \cdot 9.78 = 0.902$$

За відсутності анкеровки в похилому перетині $\varphi_{w1} = 1$.

$$Q_{u,d} = \frac{0.3 \cdot 0.9 \cdot 9.78 [9.2 + (18.75 - 5)]}{2} \cdot 9.297 = 281.707 \text{ (кН)} > 29.6 \text{ (кН)}$$

Отже, міцність похилого перетину при дії поперечної сили достатня.

2.2.4 Розрахунок міцності анкерівки настилу в бетоні плити.

Анкерні штирі $\varnothing 14$ А-III по 2 у кожному гофрі $R_{sa} = 375$ МПа, $A_{an} = 1,54 \text{ см}^2$.

Визначаємо опір анкерівки настилу зусиллям зрушення на його кінці, приймаючи менше із значень T_{an} .

$$T_{an1} = k_1 k_n A_{an,v} R_{an,v}$$

$$k_1 = 0.8 \quad k = 4.75^3 \sqrt{R_b} / ((1 + 0.15 A_{an}) \sqrt{R_{an,v}})$$

$$\frac{(4.75 \times \sqrt[3]{9.78})}{(1 + 0.15 \times 1.54) \times \sqrt{375}} = 0.426$$

$$0.8 \times 0.426 \times 1 \times 2 \times 1.54 \times 375 = 393.624 \text{ (кН)}$$

$$T_{an2} = R_n (2 l_{an,ed} + 3 d_{an}) t$$

$$220 \times (2 \times 5 + 3 \times 1.4) \times 0.09 = 312.4 \text{ (кН)}$$

Где $l_{an,ed}$ – відстань від анкера на крайній опорі до кромки плити.

$$T_{an3} = R_n (b_{1,r} + h_n) t$$

$$220 (9.2 + 7.5) 0.09 = 330.66 \text{ (кН)}$$

Для подальшого розрахунку приймаємо менше з T_{an} т.е. $T_{an2} = 312.4 \text{ (кН)}$

Визначаємо відстань z_n від рівнодіючої зусилля стискування в бетоні до рівнодіючої зусилля розтягування в профільованому настилі.

Для цього обчислюємо висоту стислої зони:

$$x = \frac{(0.8 \times R_n \times A_n)}{(R_b \times b_f)}$$

$$\frac{(0.8 \times 220 \times 11.3)}{(9.8 \times 18.75)} = 10.823 \text{ (см)}$$

$$z_n = (y_c + h_c - \frac{x}{2})$$

$$4.291 + 5 - \frac{10.823}{2} = 3.88(\text{см})$$

Перевіряємо міцність анкеровки по найбільшому моменту в середині прольоту:

$$M_{span} \leq T_{an1} \times z_n$$

$$312.4 \times 3.88 = 1212.112(\text{Нм})$$

$$1212.112 > M_{span} = 826.21(\text{Нм})$$

Умова виконана.

2.2.5 Розрахунок монолітної плити перекриття по деформаціях.

Потрібно визначити прогин плити при дії експлуатаційних навантажень.

$$f = f_{rc} + f_{add} \leq 1/250 \quad n = \frac{2.1 \cdot 10^5}{27 \cdot 10^3} = 7.778$$

Приведена площа сталевого профілюваного настилу:

$$A_{red} = A \cdot n$$

$$A_{red} = 11.3 \cdot 7.78 = 87.914 \text{ (см}^2\text{)}$$

Статичний момент приведенного перетину настилу щодо крайньої стислої грані плити:

$$S_{red} = A_{red}(4.297 + 9.1)$$

$$S_{red} = 87.914(4.297 + 9.1) = 1178(\text{см}^3)$$

Положення нейтральної лінії приведенного перетину плити від крайньої стислої грані бетону визначаємо по формулі:

$$X = -\frac{\sum A_{red}/b_s + \sqrt{(\sum A_{red}/b_s)^2 + 2S_{red}/b_s}}{2}$$

$$X = -\frac{87.914}{100} + \sqrt{\left(\frac{87.914}{100}\right)^2 + 2 \cdot \frac{11.78}{100}} = 1.883 \text{ (см)}$$

$$1.883 \text{ см} < 9.1 \text{ см}$$

Отже, положення нейтральної осі визначене вірно.

$$I_{red} = 100 \cdot \frac{1.883^3}{3} + 7.78 \left[129.6 + 87.914(7.5 - 1.883)^2 \right] = 2.281 \times 10^4 \text{ (см}^4\text{)}$$

Кривизну ρ визначуємо від дії тривалих навантажень без урахування власної маси плити по формулі:

$$\rho = \frac{M_{ext, n, span} \cdot b^2}{I_{red} E_b \phi b_1}$$

$$\rho = \frac{1203 \cdot 2}{22810 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 0.85} = 4.596 \times 10^{-6} \text{ (см}^{-1}\text{)}$$

Загальний прогин:

$$f_{rc} = \rho s l^2 \quad f_{rc} = 4.596 \times 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 600^2 = 0.172 \text{ (см)}$$

Визначаємо додаткову кривизну сдп, обумовлену податливістю анкерних зв'язків.

$$\varepsilon_{an} = 0.15 n_{av,r} d_{an} E_b$$

$$\varepsilon_{an} = 0.15 \cdot 6 \cdot 1.4 \cdot 27 \cdot 10^3 = 3402 \text{ (кН/см)}$$

Дефоормація зрушення наздогнала щодо бетону.

$$\Delta \rho = M_{ext,n,span} A_a / (\varepsilon_{an} (h_0 - 0.5x) (A_a + A_{a,t}))$$

$$\Delta \rho = \frac{1203}{3402 \cdot \left(7.5 - \frac{3.34}{2} \right)} = 0.061 \text{ (см)}$$

$$\rho_{an} = k_p \Delta \rho / (0.75 l_0 h_0)$$

$$\rho_{an} = 2 \cdot \frac{0.061}{(0.75 \cdot 600 \cdot 7.5)} = 3.615 \times 10^{-5} \text{ (см}^{-1}\text{)}$$

$$f_{fdd} = 3.615 \times 10^{-5} \cdot \frac{1}{8} \cdot 600^2 = 1.627 \text{ (см)}$$

Таким чином, повний прогин плити без урахування прогину на стадії зведення:

$$f = 0.172 + 1.627 = 1.799 \text{ см} < 4 \text{ см}$$

Отже, жорсткість плити забезпечена.

2.3 Розрахунок і конструювання колони.

Зусилля N в колоні змінне по висоті.

Площа збору навантажень:

$$A = l_{mb} * l_{sb} = 6 * 6 = 36 \text{ (см)}$$

Таблиця 2.3.1 - Збір навантаження на 1м² покриття.

Вид навантаження		Характер. значення навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню	Розрахункове граничне значення навантаження, кН/м ²
Покриття	Захисній куля (бітумна мастика з втопленим гравієм) $\gamma=21 \text{ кН/м}^3 \text{ } t=20\text{мм}$	0.42	1.3	0.55
	Гідроізоляційний рулонний килим (2 шари акваізола)	0.2	1.3	0.26
	Цементно- піщане стягування ($\rho * \delta = 22 * 0.025$)	0.55	1.3	0.195

Утеплювач (пінопласт) $\gamma=0.5 \text{ кН/м}^3 \text{ } t=50\text{мм}$	0.03	1.2	0.04
Пароізоляція (1 куля руберойду)	0.04	1.3	0.05
Монолітне покриття	2.5	1.1	2.75
Разом постійне навантаження	$g_x=3.74$		$g_m=3.845$

$$N_{\text{покp}} = g_m * A + 4Q_{\text{покp}}$$

$$Q_{\text{покp}} = ql/2$$

$$q = q_{\text{б}} + q_{\text{пер}} + q_{\text{кор}}$$

$$q_{\text{кор}} = 1(\text{кН}); q_{\text{пер}} = 2.5(\text{кН}); q_{\text{б}} = 0.15(\text{кН});$$

$$Q_{\text{покp}} = 3.65 * 6/2 = 10.95(\text{кН});$$

$$N_{\text{покp}} = 3.845 * 36 + 4 * 10.95 = 182.22(\text{кН})$$

$$N_{\text{перекр}} = 4Q$$

$$Q = ql/2$$

$$q = q_{\text{б}} + q_{\text{пер}} + q_{\text{кор}}$$

$$q_{\text{кор}} = 4(\text{кН}); q_{\text{пер}} = 2.5(\text{кН}); q_{\text{б}} = 0.15(\text{кН});$$

$$Q = (4 + 2.5 + 0.15) * 6/2 = 19.95(\text{кН});$$

$$N_{\text{перекр}} = 4 * 19.95 = 79.8(\text{кН});$$

$$G_{\text{с.в}} = 1(\text{кН});$$

$$N_{\text{снєг}} = S_m * A$$

$$S_m = S_0 * \gamma_{\text{fm}} * C$$

$$\gamma_{\text{fm}} = 1; C = 1$$

$$S_0 = 1.4 * 1 * 1 = 1.4(\text{кН/м}^2)$$

$$N_{\text{снєг}} = 1.4 * 36 = 50.4(\text{кН})$$

$$N = N_{\text{покp}} + N_{\text{снєг}} + N_{\text{перекр}} + G_{\text{с.в}}$$

$$N = 182.22 + 50.4 + 79.8 + 1 * 6.4 = 318.82(\text{кН});$$

Визначаємо необхідну площу стрижня колони.

$$R_y = 240(\text{МПа}); \gamma_c = 1$$

З рівняння: $\sigma = N/A\varphi \leq R_y\gamma_c$

Задаємося гнучкістю стрижня $\lambda = 80$ звідси $\varphi = 0.686$;

$$A_{\text{тр}} = N/\varphi R_y\gamma_c$$

$$A_{\text{тр}} = 318820/0.686 * 24000 = 19.365(\text{см}^2)$$

По сортаменту сталевих прокатних профілів (ДСТУ 8768:2018) приймаємо двутавр № 18 $A = 19.58\text{см}^2$; $i_x = 6.8\text{см}$ $i_y = 2.03\text{см}$

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{efx}}}{i_x} \quad \lambda_y = \frac{l_{\text{efy}}}{i_y}$$

$$\frac{320}{6.8} = 47.059 ; \frac{320}{2.03} = 157.635$$

157 > [120], тому. Тому підбираємо перетин колони задаючись гнучкістю $\lambda=90$.

$$i_{\text{хтр}} = \frac{l_{\text{efx}}}{\lambda_x} = \frac{320}{90} = 3.556 \text{ (см)}$$

Тому перетин колони лишаємо без змін.

При примиканні балки до колони збоку опорна реакція балки передається на стрижень колони через опорний столик. Торець опорного столика й опорного ребра балки пристругуються. Столик виконується з листів сталі на 20 ÷ 40 мм товстіше за опорне ребро балки.

Розміри столика визначає довжина шва, яким він приварюється до поясів колони. Столик доцільно приварювати з трьох боків. З огляду на можливість нерівномірного завантаження швів і високий ступінь відповідальності вузла, передану силу рекомендується збільшити на 30%.

Таким чином, шов розраховується за формулою:

$$\frac{1.3 Q}{\beta_f k_f \sum l_w} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

Катет шва k_f приймається максимальним, тобто $k_f = 10$.



Малюнок 2.3.- Вузол кріплення балки до колони.

$$l_{\text{ш}} = \frac{1.3 \cdot 19950}{0.8 \cdot 0.9 \cdot 2400 \cdot 1 \cdot 1} = 15.01 \text{ (см)}$$

Приймаємо $l_{\text{ш}}=16$ (см)

Ширину столика приймаємо, виходячи з можливості покласти поздовжні шви.

$$l_{\text{штр}} = l_{\text{шрас}} + 30 \text{ мм} = 160 + 30 = 190 \text{ (мм)}$$

Приймаємо ширину столика 75мм.

$$l_{\text{штр(бок)}} = 190 - 75 - 10 = 105 \approx 120 \text{ (мм)}$$

$$h_{\text{ст}} = \frac{l_{\text{втр(бок)}}}{2} = \frac{120}{2} = 60(\text{мм})$$

Приймаємо розміри опорного столика 35x60x75 (мм)

Площу опорної плити визначаємо по $N \leq \psi_{loc} R_{b,loc} A_{loc,1}$, причому $\psi_{loc} = 1$, $R_{b,loc}$ визначаємо за формулою $R_{b,loc} = \alpha \phi_{loc,b} R_b$, причому $\alpha = 1$, $\phi_{loc,b} = 1.8$ (попередньо задаємося), а $R_{b,loc}$ для бетону B10 дорівнює 6 МПа.

З урахування $\gamma_{b2} = 0.9$ і $\gamma_{b9} = 0.9$:

$$R_{b,loc} = 1 \times 1.8 \times 6 \times 0.9 \times 0.9 = 8.75 \text{ МПа}$$

$$A_{loc,1} = \frac{318.82}{8.75} \times 10 = 365 \text{ см}^2$$

При квадратній опорній плиті її сторона дорівнює:

$$L = \sqrt{365} = 19.105 \text{ см. приймаємо } L = 200 \text{ мм з сортаменту, тоді}$$

$$B = \frac{365}{20} = 18.25 \text{ см.}$$

Приймаємо опорну плиту розміром 200x200 мм. Її площа

$$A_{loc,1} = 20 \times 20 = 400 \text{ см}^2.$$

Приймаємо розмір підколонника на 450 мм більше опорної плити в кожен бік, тобто 650x650 мм, одержуємо:

$$A_{loc,2} = 65 \times 65 = 4225 \text{ см}^2. \text{ і за формулою}$$

$$\phi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \leq 2.5$$

$$\phi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{4225}{400}} = 3.25 .$$

$$\text{Уточнюємо } R_{b,loc} : R_{b,loc} = 1 \times 3.25 \times 6 \times 0.9 \times 0.9 = 15.795 .$$

Тиск під подошвою опорної плити:

$$p = \frac{318.82}{400} \times 10 = 7.971 < R_{b,loc} = 8.72 \text{ МПа.}$$

Розміри плити залишаємо без зміни.

Для визначення товщини опорної плити визначаємо згинальні моменти на окремих ділянках за формулами $M = \alpha q a^2$, $M = \beta q a_1^2$, $M = 0.5 q c^2$. Товщину траверси приймаємо 16 мм.

Ділянка 1. Відношення більшої сторони до меншої:

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{164}{43.35} = 3.784, \text{ тоді } \alpha = 0.125$$

$$M_1 = 0.125 \times 0.789 \times 3.405^2 = 1.2 \text{ кН} \times \text{см},$$

де $q = p = 0.789 \text{ кН/см}$.

Ділянка 2. Відношення закріпленої сторони до вільного:

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{30}{73} = 0.41 < 0.5, \text{ отже, ділянку потрібно розглядати як консоль:}$$

$$M_2 = 0.5 \times 0.789 \times 3^2 = 3.551 \text{ кН} \times \text{см}$$

Ділянка 3. Ділянка консольна, тому що тільки одна сторона закріплена, отже:

$$M_3 = 0.5 \times 0.789 \times 3.75^2 = 5.547 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Найбільший момент на ділянці 3. Товщину плити визначаємо по цьому

моментові відповідно до формули $t \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{R_y}}$,

$$\text{Товщина плити: } t = \sqrt{\frac{6 \times 5.547}{220}} \times 10 = 1.23 \text{ см. Можна взяти } t = 14 \text{ мм.}$$

Товщина опорної плити остаточно прийнята $t = 14 \text{ мм}$.

У запас міцності всі зусилля передаємо на колону через 4 кутових шва. Зварка напівавтоматична дротом марки Св-08А, $d=1.4 \dots 2 \text{ мм}$; $k_{\text{ш}}=8 \text{ мм}$.

Потрібна довга шва визначається по формулі:

$$l_{\text{ш.тр}} = \frac{N_{B\text{ш}}}{4k_{\text{ш}}(\beta R_y^{CB} \gamma_y^{CB})_{\min}}$$

$$l_{\text{ш.тр}} = \frac{318820}{4 \times 0.8 \times 1620} = 59.5 (\text{см})$$

$$l_{\text{ш}} < 85 \gamma_{\text{ш}} k_{\text{ш}} = 85 \times 0.9 \times 0.8 = 61 (\text{см})$$

Приймаємо висоту траверси 60 см.

2.4 Розрахунок балки.

Розрахунок балки завдовжки $l=6 \text{ м}$.

1) Збір навантаження на 1 м^2 монолітної плити зведемо до табличної форми (2.4.1 таблиця)

Таблиця 2.4.1.- Збір навантаження на 1 м^2 монолітної плити.

Вид навантаження	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнт перевантаження	Розрахункове навантаження кПа
Постійна. Власна вага плити $h \cdot 2500 \text{ кг/м}^3 = 0.22 \cdot 25 = 0.55$	5.5	1.2	6.6
Корисне навантаження 4 кПа	4	1.2	4.8
	$\Sigma = 9.5$		$\Sigma = 11.4$
Квазіпостійна 1.4 кПа	1.4	1.2	1.68
	$q^H = \Sigma = 10.9$		$q^P = \Sigma = 13.8$

Погонне розрахункове рівномірно розподілене навантаження.

$$q_0^p = 13.8 * 6 = 82.8 \text{ (кН/м)}$$

Погонне нормативне рівномірно розподілене навантаження.

$$q_0^H = 10.9 * 6 = 65.4 \text{ (кН/м)}$$

2) Визначуваний момент, що вигинає, що діє на балку.

$$M_m = q * l^2 / 8 = 82.8 * 6^2 / 8 = 372.6 \text{ (кНм)}$$

3) Визначуваний необхідний момент опору $W_{тр} = M_m / R_y \gamma_c$

Сталь балки приймаємо С235 $R_y = 24 \text{ (кН/м}^2\text{)}$ $\gamma_c = 0.9$

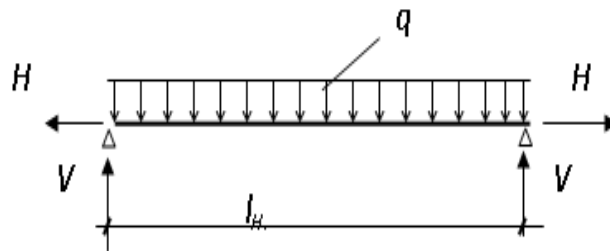
$$W_{тр} = 372.6 / 24 * 0.9 = 17.25 \text{ (см}^3\text{)}$$

Приймаємо по ДСТУ на прокатні двутаври І №14Б1 з моментом опору $W = 36.4 \text{ (см}^3\text{)}$; $m = 10.5 \text{ кг/м}$; $\gamma_{св} = 1.05$

Пересчитуємо нагрузку з урахуванням власної ваги балки.

$$q_p = 13.8 * 6 + 10.5 * 6 = 145.8 \text{ (кН/м)}$$

Визначуваний момент, що вигинає, що діє на балку.



q – розрахункове навантаження в кН / пог.м

Малюнок 2.4.1 – Розрахункова схема настилу

$$M_m = q * l^2 / 8 = 145.8 * 6^2 / 8 = 656.1 \text{ (кНм)}$$

4) Перевірка по нормальній напрузі.

Перевіряємо условие. $\sigma = M_m / W \leq R_y \gamma_c$

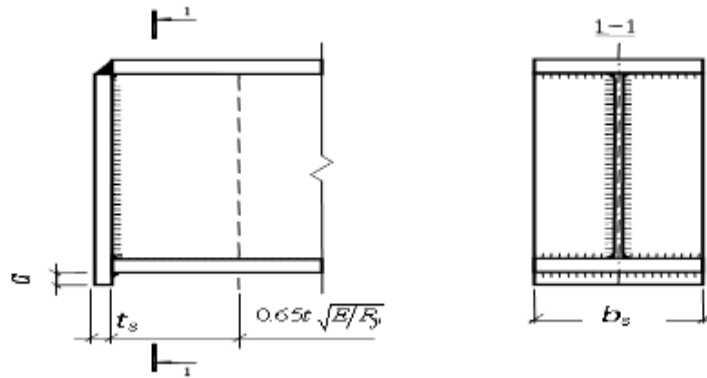
$$656.1 / 36.4 = 18.02 \leq 24 * 0.9 = 21.6$$

5) Перевірка по деформатимости.

$$f / l = 5 / 384 * q l^3 / E I \quad [f / l] = 1 / 250$$

$$5 / 384 * 13.8 + 10.5 * 6^3 / 2.06 * 10^4 * 435 = 7.627 * 10^{-6} \text{ (см)} < 1 / 250 = 4 * 10^{-3} \text{ (см)}$$

В кінці розрахунку приймаємо І №14Б1.



Малюнок 2.4.2 – Опорний вузол балки.

Опорна реакція $V = 318.82$ кН.

Для сталі С235 товщиною до 20 мм $R_p = R_u = 360$ МПа.

Необхідна площа ребра визначається за формулою:

$$\frac{V}{A_s} \leq R_p \gamma_c \quad A_s = \frac{318.82}{360} \times 10 = 8.856 \text{ см}^2.$$

Ширину ребра приймаємо рівною ширині пояса $b_{f1} = 73$ мм, тоді необхідна

товщина буде: $t_s = \frac{8.856}{7.3} = 1.213$ см.

Приймаємо ребро з універсальної ширококуткової сталі
– 16 × 73 мм.

Площа опорної стійки:

$$A_{on.cm} = A_s + 0.65 \times t_w^2 \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

$$A_{on.cm} = 1.6 \times 7.3 + 0.65 \times 1.4^2 \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{240}} = 49.005 \text{ см}^2;$$

Момент інерції:

$$I_{on.cm} = \frac{t_s b_s^3}{12}$$

$$I_{on.cm} = \frac{1.6 \times 7.3^3}{12} = 51.869 \text{ см}^4;$$

Радіус інерції:

$$i = \sqrt{I_{on.cm} / A_{on.cm}},$$

$$i = \sqrt{\frac{51.869}{49.005}} = 1.029 \text{ см};$$

Гнучкість:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad \lambda = \frac{13.74}{1.029} = 13.353$$

коефіцієнт $\phi = 0.976$.

За формулою перевіряємо стійкість опорної стійки:

$$\frac{V}{\phi \times A_{on.cm}} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{318.82}{0.976 \times 49.005} \times 10 = 66.657 < 240 \text{ МПа.}$$

Стійкість стійки забезпечена.

Розмір "a" для опорного ребра повинен бути $a = 1.5 \times 1.6 = 2.4$ см. Приймаємо $a = 25$ мм.

3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Технологічна карта на монтаж каркасу

3.1.1 Сфера застосування.

Технологічна карта розробляється на монтаж каркаса будівлі, що складається з колон, ферм, балок, зв'язків, профільованого настилу. Всі конструкції виконані із сталі. Роботи ведуться в 2 стадії.

3.1.2 Організація і технологія будівельного процесу.

До початку монтажу конструкцій на будівельному майданчику повинні бути виконані наступні підготовчі роботи;

- пристрій фундаментів, зворотна засипка, установка, вивіряння і підливка сталевих фундаментних плит в межах захватки;
- нанесення на фундаментні плити разбивочних осей спорудах і їх прийманням монтажною організацією;
- оформлення акту приймання виконаних робіт на основі виконавчої схеми геодезичної зйомки фактичного положення конструкцій;
- завезення і вивантаження конструкцій на майданчиках складування;
- доставка монтажного крана в зону монтажу;

Колони встановлюються тільки після підготовки їх до підйому, яка полягає в наступному:

- 1) Подану до місця монтажу колону занурюють за допомогою монтажного крана і укладають на дерев'яні підкладки;
- 2) На нижній опорний черевик колони наносять настановні осі, якщо осі необхідні, наносяться на складі.
- 3) Після цього закріплюють стропа і колона готова до підйому.

Строповка колон здійснюється за допомогою траверси з пристроєм для расстроповки із землі.

Установка колони в проєктне положення складається з 3-х операцій:

- а) Підйом колони у вертикальне положення;
- б) Наведення на анкерні болти і опускання на фундамент, для запобігання пошкодженню різблення анкерних болтів, на них перед установкою колони надягають спеціальні запобіжні ковпаки, виготовлених з обрізків газових труб.
- в) Закріплення колони анкерними болтами і розчалюваннями – змонтовану колону до її расстроповки закріплюють анкерними болтами і расчаливають уздовж ряду, розчалювання прикріплюють до фундаментів сусідніх колон і знімають тільки після надійного закріплення колони до фундаменту.

Монтаж колон починають з тієї панелі, в якій розташовані подовжні зв'язки між колонами (зі связевої панелі), після установки першої пари колон і закріплення анкерними болтами, встановлюють подовжні зв'язки колон.

Монтаж каркаса ведеться краном краном – ДЕК-50. Монтажна ланка полягає з 6 чоловік:

Машиніст крана бр. і 5 монтажників 6 розряду, 5 і 4 розряду по 1 людині і 3-го розряду -2 людини.

До початку монтажу зв'язків по колонах і по фермам повинні бути виконане укрупнення зв'язків в связеві блоки і розкладка їх у місці монтажу. Строповка укрупнених блоків зв'язків по колонах і фермах проводиться 4-х ветвевим стропом .

Монтаж зв'язків колон виконується краном ДЕК-50 в наступній послідовності:

1) монтажник М6 перед установкою зв'язків по колонам проводить очищення поверхонь від бруду і іржі;

2) монтажники М5 и М6 проводять дрібну правку погнутих елементів і готують елементи до підйому.

3) потім вони проводять строповку елементу зв'язків і по команді машиніста М1 за допомогою крана піднімають конструкцію до місця установки, поправляючи її відтяжкою.

4) монтажники М1, М2, М3, М4 знаходячись на підвісних тальках приймають поданий до місця установки елемент і встановлюють його в проєктне положення, за допомогою складальних болтів проводять фіксацію елементу щодо колони або нижніх або верхніх поясів ферм.

5) проводять електро прихватку у вузлах кріплення.

6) потім М2, М3, М4 звільняють конструкцію від стропа. Після цього проводимо електрозварювання в місцях кріплення.

3.1.3 Укрупнена збірка ферм.

До початку робіт по укрупненій збірці ферм повинні бути виконані наступні роботи:

- планування і ущільнення майданчика укрупнительної збірки;
- доставка на майданчик необхідного інструменту, інвентарю, пристосувань;
- монтаж і вивіряння стендів для укрупнительної збірки ,металевих кроквяних ферм.

Строповка відправних марок будівельних ферм здійснюється за допомогою 2-х ветвевого стропа вантажопідйомністю 5 т.

Для строповки укрупненої кроквяної ферми застосовується траверси вантажопідйомністю 15т. Укрупнена збірка і монтаж ферм виконується краном ДЕК-50.

Збірка ведеться послідовністю на стенді для укрупнительної збірки.

При укрупнительній збірці ферми необхідно точно витримувати проліт ферми, або зібрати ферму прольотом менше проектного на 5мм. Це спрощує заклад ферми в проліт при монтажі. Збірка ферми з плюсовим допуском не бажана, оскільки це викликає необхідність відхилення колон назовні з допомогою розчалюваннями або підклинювання черевика.

До скручування ферми дозволяється приступати тільки після остаточної перевірки і здачі укрупнительної ферми майстрові або виконробові.

При монтажі кровляних ферм слід звертати особливу увагу на їх стійкість. Для цього першу ферму до расстроповки кріплять розчалюваннями, після чого другу ферму кріплять до першої розпірками.

Монтаж ферм проводиться краном Ферму піднімають з допомогою траверси . Ферми вмонтовують в одному потоці із зв'язками, прогонами і настилом.

Після монтажу перших 2-х ферм вмонтовують зв'язки по верхніх поясах ферм, вмонтовують прогони, які строплять 2-х ветвевими стропами. По прогону укладають настил, і розкладають по прогонам у ручну.

Стики конструкцій закріплюють за допомогою болтових з'єднань і електрозварювання.

3.1.4 Вибір крана для монтажу конструкцій по технічних характеристиках.

1. Необхідну вантажопідйомність визначимо з умови монтажу найбільш важкого елемента.

$$G \geq G_e + q$$

Де G_e – маса елемента.

q - маса монтажного пристосування.

$$G_{\text{кол}} = 0.183 + 0.122 = 0.305(\text{т})$$

$$G_{\text{ф}} = 2.860 + 0.62 = 3.48(\text{т})$$

$$G_{\text{б}} = 0.063 + 0.025 = 0.088(\text{т})$$

$$G_{\text{п.н}} = 1 + 0.045 = 1.045(\text{т})$$

2. Необхідна висота.

$$H \geq h_0 + h_3 + h_5 + h_c$$

Де h_0 - відмітка найвищого руху вмонтовуваного елемента перешкоди, що зустрічається на шляху, м.

h_3 - висота запасу по висоті від низу вмонтовуваного елемента до верху перешкоди, що зустрічається, м.

h_5 - висота елемента в монтажному положенні, м.

h_c - висота строповки, м.

$$H_{\text{к}} = 0 + 0.5 + 10.6 + 0.8 = 12.5(\text{м})$$

$$H_{\text{ф}} = 4.7 + 0.5 + 3 + 3.6 = 11.8(\text{м})$$

$$H_6=10.6+0.5+0.07+4.5=16.17(\text{м})$$

$$H_{п.н}=10.6+0.5+0.7+4.5=16.8(\text{м})$$

0.7 – висота пакету з профнастилом.

3. Необхідний виліт стріли.

$$L \geq ((b_1 + b_2 + d)(H + h_n - h_{ш}) / (h_n + h_c)) + l_{ш}$$

Де b_1 - половина товщини конструкції стріли на рівні вірогідного торкання з елементом, що піднімається, або раніше змонтованими конструкціями (0.2 - 0.4м);

b_2 - максимальна величина зазору між конструкцією стріли і найближчим краєм вмонтованого елемента ($b_2=0.5\text{м}$) або між конструкцією стріли і раніше змонтованим елементом ($b_2=0.5 - 1.5$ м залежно від довжини стріли).

d - розмір частини конструкції, виступаючої від центру строповки у бік крана, м.

H - необхідна висота підйому крюка, м.

h_n - висота поліспасту, тобто відстань від крюка до верху стріли ($h_n=1.5\text{м}$)

h_c - висота строповки, м.

$h_{ш}$ - висота шарніра п'яти стріли від рівня стоянки крана ($h_{ш}=1.5\text{м}$)

$l_{ш}$ - відстань від осі обертання крана до осі шарніра п'яти стріли ($l_{ш}=1.5\text{м}$)

$$L_k = ((0.2 + 0.5 + 0.7)(12.5 - 1.5) / (1.5 + 0.8)) + 1.5 = 8.196(\text{м})$$

$$L_\phi = ((0.2 + 0.5 + 0.2)(11.8 - 1.5) / (1.5 + 3.6)) + 1.5 = 3.318(\text{м})$$

$$L_6 = ((0.2 + 0.5 + 3)(16.17 - 1.5) / (1.5 + 4.5)) + 1.5 = 10.547(\text{м})$$

$$L_{п.н} = ((0.2 + 0.5 + 3)(16.8 - 1.5) / (1.5 + 4.5)) + 1.5 = 10.935(\text{м})$$

По отриманих технічних характеристиках вибираємо кран гусеничний ДЭК-50.

3.1.5 Відомість об'ємів робіт.

Таблиця 1. Відомості об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Ед. вимірювання	К-ть	Обґрунтування
1	Установка колон: 1-о поверхової частини 2-х поверхової частини 3-х поверхової частини фахверковые	т	1.128	12x0.094
			5.106	37x0.138
			3.294	18x0.183
			0.112	2x0.056
2	Монтаж зв'язків колон	эл т	28	
			20	
3	збірка ферм з відправних елементів.	отпр.эл т	12	6x2
			17.155	12x1.429
4	Монтаж ферм	т	17.155	12
5	Монтаж зв'язків ферм	эл	18	5% від маси конструкцій

		т	11	будівлі
6	Електрозварювання стиків ферм і зв'язків при монтажі	кол. м шва	50	на 1 елемент 1 м шва
7	Монтаж балок перекриття і покриття 1- ярус 2- ярус 3- ярус	шт т	86 7.568 86 7.568 24 2.112	86x0.088 86x0.088 24x0.088
8	Встановлення профнастилу	м ² т	2718 33.975	1м ² =12.5кг

3.1.6 Калькуляція трудових і грошових витрат.

Таблиця 2. Калькуляції трудових і грошових витрат.

Обґрунтування по РЕКН	Найменування робіт	од. вимірювання	Кіл.- ть	Витрати праці чол.год		Розцінка грн	
				на од.	на весь об'єм	на од.	на весь об'єм
§E5-1-9 (1,2а)	Монтаж колон	1 ел. 1т	59 29.64	3.5 0.7 5	206.5 22.23	2- 83 0- 60, 6	166.9 7 5.842
§E5-1-6 (1,2г)	Монтаж зв'язків колон	1 ел. 1т	28 2.0	0.6 4 1.5	17.92 3.0	0- 51, 2 2- 40	14.33 6 48
§E5-1-3 (10)	Укрупнена збірка ферм з 2 відправних елементів.	1 ел. 1т	12 17.15 5	49 0.8 7	588 14.92	2- 47 0- 74	29.64 12.69 5
§E5-1-6 (1,2г)	Монтаж ферм	1 ел. 1т	12 17.15 5	2.9 0.5 3	34.8 9.09	2- 40 0- 43, 8	28.8 7.514
§E22-1-1 (1,2г)	Монтаж зв'язків ферм	1 ел. 1т	18 1.1	0.6 4 1.5	11.52 1.65	0- 51, 2	9.216 26.4

						2-40	
§E5-1-6 (16,2Г)	Електрозварювання стиків ферм і зв'язків при монтажі	пог. м шва	50	0.4	20	0-26	13
§E5-1-6 (1,2Г)	Монтаж балок перекриття і покриття	1 ел. 1т	192 16.89 6	0.3 1	57.6 16.89 6	0-24 0-80	22.08 13.51 7
§E5-1-20 (1Г)	Встановлення профнастила окремими листами	100м ²	27.18	11. 5	312.5 7	8-61	234.0 2

Σ=1390.046 Σ=632-03

3.1.7 Контроль якості.

Допустимі відхилення осі проектного положення сталевих конструкцій.

Таблиця 3. Контроль якості.

Показники якості	Допустимі відхилення
Колони Відхилення опорної поверхні по висоті Зсув осей колон відносний разбивочных Відхилення осей колон від вертикалі у верхньому перетині при висоті колони до 15м Стріла прогину (кривизни) колони	±5мм ±5мм 1/750H але не більш 15мм не більш 5мм
Зв'язки Зсув осей відносний разбивочных Витріщення з площини зв'язку Відхилення осі проектних розмірів	3мм 5мм 5мм
Ферми, прогони, балки Відхилення осі міток опорних вузлів ферм, ригелів, прогонів, балок Відхилення відстаней між осями ферми по верхньому поясу	±20мм ±15мм
Профнастил Відхилення довгі ті, що спираються наздогнала на прогон, в місцях поперечних стиків Відхилення в положенні центрів отворів: Для болтів, що самонарезний Для заклепок уподовж наздогнала То ж упоперек волокон	0.1-5мм ±5мм ±20мм ±5мм

3.1.8 Потреба в машинах, інвентарі, інструментах, пристосуваннях.

Таблиця 4. Потреби в машинах, інвентарі, інструментах, пристосуваннях.

Найменування	Тип	Марка	Кількість	Технічні характеристики
Монтажний кран	гусеничний	ДЕК-50	1	Q=30т H=16.8м L=26м
Строп 4-х ветвевой	-	-	1	Q=15-20т m=25кг h=4.5м
Строп 2-х ветвевой	-	-	1	Q=5т m=46кг h=5м
Траверси з пристроєм для расстроповки із землі	-	-	1	Q=6т m=122кг h=0.8м
Траверси	-	«Промстальконструкція»	1	Q=15т m=620кг h=3.6м
Схил	О -200	ДСТУ 7948-71	2	-
Розчалування	-	-	12	тросс Ø17.5мм
Навісні сходи	-	ПИ	10	L=4м
Метр складаний металевий	-	ДСТУ 7253-54	2	
Молоток	А-5	ДСТУ 2370-77	2	
Ключі гайкові	-	2839-71	6	
Рулетка сталева	РС-20	-	2	
Апарат електрозварювання	ручний	ТС-500	2	
Рулетка металевий вимірник	РЖ-2	ДСТУ 7520-80	2	
Навісна талька	ТП-7А	-	10	Масса 6.5кг
Каски будівельні	-	ДСТУ 12.4.087	6	
Стенд для укрупнительной збірки	-	Інститут « Укрмонтажстрой »	1	Розмір 8.4x0.6x22

3.1.9 Відхилення, що допускаються, при укрупнительній збірці ферм.

Стріла прогину будівельної ферми $1/750L$, але не більш 15мм, де L - проліт ферми.

Зсув осей в ґратах розкосу будівельної ферми -3мм.

Витріщення з площини ферми -5мм.

Перекіс полиць елементів таврового перетину відправних марок будівельної ферми $0.005b$,

де b - ширина полиці.

Грибовидність полиць елементів таврового перетину відправних марок ферми в сітках – $0.005 b$, де b - ширина полиці.

Відхилення осі проєктного розміру прольоту по осях $L\pm 15$ мм, де L – проліт ферми.

4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Проектуєма будівля знаходиться на видаленні від баз будівельної промисловості. Проектом обумовлено наявність постійних транспортних мереж, мереж зв'язку, електропостачання, водопостачання.

Теплопостачання проводиться від котельної розташованою на території мікрорайону. Каналізація підключена до центральної міської каналізаційної магістралі.

Будівельні конструкції на буд майданчик доставляються автотранспортом, рівно як і будівельні матеріали.

Робочі підрядних і субпідрядних організацій на об'єкт будівництва доставляються на автобусах ген підрядної організації.

Відповідно до ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» виконуються наступні роботи підготовчого періоду:

Попереднє планування ґрунту;

Установка туалету;

Встановлення огорож;

Навісів закритих і відкритих складів;

Прокладка тимчасових доріг;

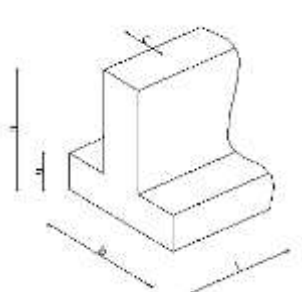
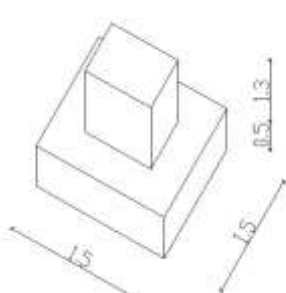
Прокладка електромережі;

Установка прожекторів і трансформаторної підстанції.

4.1 Об'єм будівельно – монтажних робіт і їх трудомісткість.

Таблиця 4.1. Відомість об'ємів робіт.

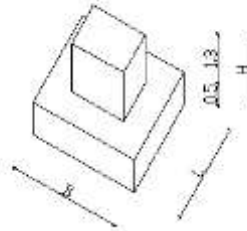
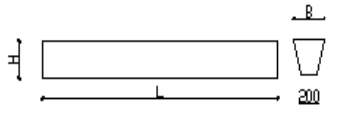
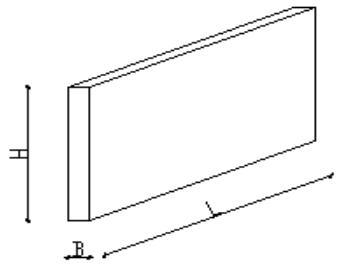
Найменування робіт	Од.вим.	Об'єм робіт	Формули підрахунку
1	2	3	4
I Надземна частина Земляні роботи			
1) Планування майданчика	м ²	3016	$(42+10)(48+10)$
2) Зрізання рослинного шару	м ²	3016	
3) Розробка ґрунту ексковатором з завантаженням на автосамоскид	м ³	907.2	$V_k = Shl$ $S = (S_n S_b) / 2$ $V_k = V_{мех} V_{р.д}$
4) Ручна доробка ґрунту	м ³	26.3	$V_{р.д} = 3\% V_k$
II Основа та Фундаменти			
5) Влаштування піщаної основи під фундаменти	м ³	73.408	$V_k = Shl$
6) Влаштування опалубки			$F_k = (1.5 + 0.3 + 0.5 + 1.5) \times 1.5 \times$

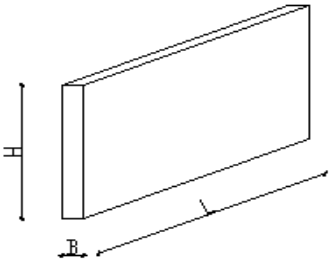
	m^2	454.8	$n=330.6$ $F_m=(1.5+0.3+0.5) \times 54=124.2$
7) Влаштування монолітних фундаментів	m^3	173.826	 $V=(ab+c(h-a))l=$ $(0.5 \times 1.5 + 0.6(1.3 - 0.5)) \times 54 = 66.42$ $V_s = 2.997 \times 58 = 173.826$ 
8) Розбирання опалубки	m^2	454.8	
9) Зворотна засипка	m^3	850.3	
10) Монтаж фундаментних балок	шт	56	
11) Гідроізоляція фундаментних балок	m^2	26.88	$6 \times 56 \times 0.4 \times 0.2$
12) Засипка під фундаментні балки	m^3	39.4	
III Каркас будівлі			
13) Монтаж колон 1-о поверхових 2-х поверхових 3-х поверхових 4- фахверкових	шт/т	12/1.128 37/5.106 18/3.294 2/0.112	
14) Монтаж кроквяних ферм	шт/т	12/17.155	
15) Монтаж балок перекриття і покриття: 1-о ярусу 2-о ярусу 3-о ярусу	шт/т	86/7.568 86/7.568 24/2.112	

16) Устройство пенобетонных перегородок: 1-о яруса 2- о яруса 3-о яруса	м ²	691.2 672 115.2	F=h*1
17) Монтаж сантехкабін: 1-о ярусу 2-о ярусу 3-о ярусу	шт	10 10 4	
18) Монтаж вентблоків: 1-о ярусу 2-о ярусу 3-о ярусу	шт	2 2 2	
19) Монтаж сходових кліток: 1-о ярусу 2-о ярусу 3-о ярусу	шт	4 6 2	
20) Монтаж листів профнастилу: 1-о ярусу 2-о ярусу 3-о ярусу	м ²	10.52 10.52 3.2	
21) Монтаж стінних панелей: 1-о ярусу 2-о ярусу 3-о ярусу	шт	35 27 6	
22) Монтаж пожежних сходів	т	1	
23) Заповнення віконних отворів	м ²	174.63	Площа рами на кількість
IV Крівля			
24) Влаштування пароізоляції	м ²	2143.96	(42+1.4)(48+1.4)
25) Влаштування утеплювача	м ²	2143.96	(42+1.4)(48+1.4)
26) Влаштування утеплювача цементного стягування	м ²	2143.96	(42+1.4)(48+1.4)
27) Влаштування 2х шарового килима акваізола	м ²	2143.96	(42+1.4)(48+1.4)
V Отделка			
28) Влаштування дверей	м ²	122.1	S _{дв}
29) Облицювання підлоги в санвузлах керамічною плиткою	м ²	180	S _{під}

30) Влаштування підлоги	м ²	24.24	S _{під}
31) Скління	м ²	436	S _{вік}
32) Облицювання стін в санвузлах керамічною плиткою	м ²	64	S _{стін}
33) Підготовка поверхні стін під забарвлення	м ²	4300.8	S _{стін}
34) Штукатурка стін і перегородок	м ²	4300.8	S _{стін}
35) Фарбування стіні і перегородок	м ²	4300.8	S _{стін}
36) Фарбування підлоги	м ²	24.24	S _{під}
37) Масляне забарвлення вікон	м ²	174.63	S _{вік}
38) Масляне забарвлення дверей	м ²	122.1	S _{дв}
39) Влаштування щебневої підготовки під підлогу 1-го поверху	м ³	201.6	V=S*0.1
40) Влаштування бетонної підлоги	м ²	2016	S _{під} ^{1пов}
41) Влаштування основи під відмостку	м ³	27	V=S*0.15
42) Покриття відмостки асфальто - бетонною сумішшю	м ²	184	(42+48+2)*2

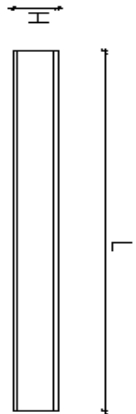
Специфікація залізобетонних конструкцій.
Таблиця 4.2 - Специфікація залізобетонних конструкцій.

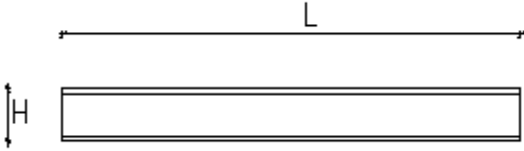
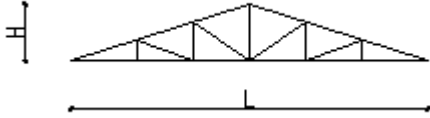
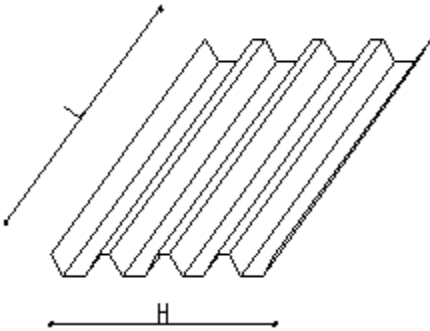
Найменування елемента	Марка	Серія	Ескіз	Розміри , мм			Об'єм бетону ,м ³	Маса ел-ту,т	К-во е-тів, шт
				Н	L	B			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Монолітні фундаменти Ж/Б	Ф-1	1.412		1800	1500	1500	2.178	5.48	63
Фундаментні балки	ФБ- 6-51	КЭ-01-23		400	5100	300	0.61	1.53	46
Легкобетонні стінові панелі	ПСЯ 30	1.435		3180	5980	300	3.8	5.244	68

Легкобетонні перегородки	ПСЯ 12	1.435		3180	5980	120	2.3	2.99	50
--------------------------	--------	-------	--	------	------	-----	-----	------	----

Специфікація на металеві конструкції.

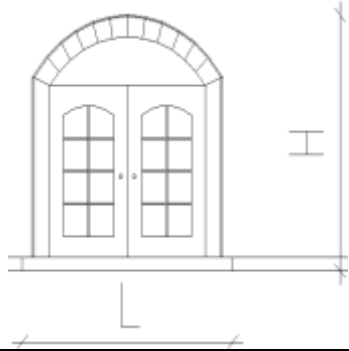
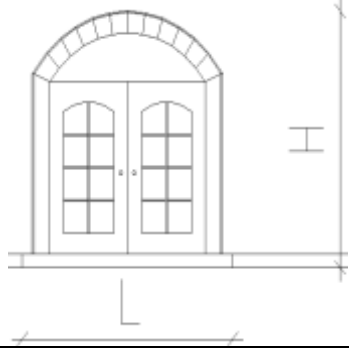
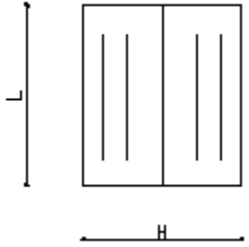
Таблиця 4.3 - Специфікація на металеві конструкції.

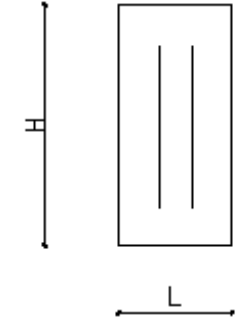
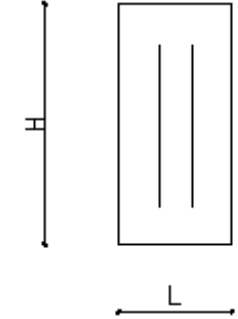
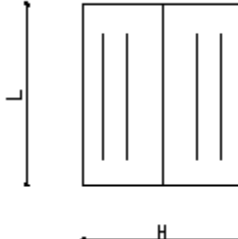
Найменування елемента	Марка	Серія	Ескіз	Розміри, мм		Маса ел-ту, т	К-во е-тів, шт
				Н	L		
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони на 1 поверх	К1	1.420		177	3200	0.061	12
Колони на 2 поверхи	К2	1.420		177	6500	0.112	16
Колони на 3 поверхи	К3	1.420		177	9700	0.83	38

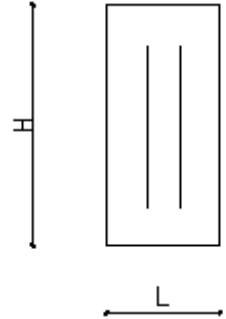
Балка перекрыття	Б1	1.420		137.4	5890	0.088	196
Кроквяна ферма	Ф-1	1.460-4		3000	5890	17.155	6
Сталевий профільований настил				6000	800	0.11	912

Специфікація на столярні вироби.

Таблиця 4.4- Специфікації на столярні вироби.

№ п/п	Найменування елемента	Марка	ДСТУ	Ескіз	Розміри мм		Кількість на будівлю
					Н	L	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ДН 15-20Л	1	ДСТУ EN 14351-1:2020		1500	2000	4
2	ДН 15-23Л	2	ДСТУ EN 14351-1:2020		1500	2000	2
3	ДГ 12-20Л	3	ДСТУ EN 14351-1:2020		1200	2000	2

4	ДГ 12-10Л	4	ДСТУ EN 14351-1:2020		1200	1000	23
5	ДГ 12-18Л	5	ДСТУ EN 14351-1:2020		1200	1800	9
6	ДГ 12-30Л	6	ДСТУ EN 14351-1:2020		1200	3000	1

7	ДГ 12-10Л	7	ДСТУ EN 14351-1:2020		1200	1000	4
---	-----------	---	-------------------------	---	------	------	---

Картка визначник робіт.

Таблиця 4.5- Картка визначник робіт.

Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм	Трудовитрати		Обґрунтування	Машиноємкість		Склад ланки	Змінність	Тривалість	Прийняті машини і механізми
			На од. люд.год	Всього люд.дн		На од. маш.час	Всього маш.дн				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I Земляні роботи											
1.Планування майданчика	1000м ²	3.016			Е2-1-35	0.14	0.422	Машина бр	2	1	Бульдозер ДЗ-18
2. Зрізання рослинного шару	1000м ²	3.016			Е2-1-5	1.5	0.452	Машина бр	2	1	ЕО-3121Б
3. Розробка ґрунту екскаватором з завантаженням	100м ³	9.072	1.3	11.794	Е2-1-9	4.3	39.01	Машина бр	2	25	Бульдозер ДЗ-18

автосамоск ид											
4. Ручна доробка грунту	м ³	26.3	1.3	34.19	Е2-1-47			Земле коп 2р/2зв	1	8	
5Влаштува ння піщаної основи під фундамент и	м ³	73.408	3	220.22 4	11-3*			Земле коп 2р 3р/5зв	1	22	
II Основа. Фундаменти.											
6. Влаштуван ня опалубки	м ²	354.8	4.5	1047				Тесля 4р 3р 2р/5зв	2	48	
7. Влаштуван ня монолітних фундаменті в	м ³	173.826	6.66	1158	6-5			Бетон яр 4р 2р/5зв	2	58	КС3561
8. Розбирання опалубки	м ²	454.8	2	909.6				Тесля 4р 3р 2р/5зв	2	30	
9. Зворотна засипка	100м ³	8.503				0.72	6.122	Маши нист бр	2	3	
10. Монтаж фундамент	шт	56	1.8	84	7-16	0.57	31.92	Монта жник			ДЭК-50

них балок								4р 3р 2р, Маши ніст бр	2	6	
11. Гідроізоляц ія фундамент них балок	100м ²	0.2688	33.6	9.032	8-27			Ізоляц 3р/3зв	1	3	
12. Засипка під фундамент ні балки	м ³	39.4	1.64	64.616	6-171			Земле коп 3р2р/3 зв	1	11	
III Надземна частина. Каркас будівлі.											
13. Монтаж каркасу будівлі	т			712	Тех. карта			Монта жник бр 5р 4р 3р 2р, Маши ніст бр	2	60	ДЭК-50
14. Влаштуван ня пенобетонн их перегородо к:	м ³	12.3	0.72	8.856	Е4-1-8	0.18	0.414	Монта жник 3р 2р Маши ніст бр	1	3	ДЭК-50

15. Монтаж сантехкабін:	шт	24	1.25	30	Е4-1-10	0.13	3.12	Монтажник 3р 2р Машиніст бр	2	5	ДЭК-50
16. Монтаж вентблоків:	шт	6	1.5	9	Е4-1-11	0.09	0.54	Монтажник 3р 2р Машиніст бр	1	3	ДЭК-50
17. Монтаж сходових кліток:	шт	12	2.28	27.36	Е4-1-9	0.157	1.884	Монтажник 3р 2р Машиніст бр	2	5	ДЭК-50
IV Стены											
18. Монтаж стінних панелей:	10м ²	615	0.56	344.4	9-340	0.28	135.6	Монтажник 6р 5р 4р 3р 2р, Машиніст бр	2	40	ДЭК-50
19. Монтаж пожежних сходів	т	1	22.6	22.6	9-49			Монтажник 4р 3р	1	5	

								2р, Маши нист бр			
20. Заповнення віконних отворів	м ²	174.63	0.78	136.21 1				Тесля 4р 3р 2р/3зв	2	8	
V Кровля.											
21. Влаштуван ня пароізоляці ї	100м ²	21.4396	18.9	405.20 8	12- 289			Изол 3р 2р/8зв	2	13	
22. Влаштуван ня утеплителя	100м ²	21.4396	45.1	966.92 6	12- 284			Изол 3р 2р/8зв	2	19	
23. Влаштуван ня цементной стяжки	100м ²	21.4396	14.3	306.58 6	12- 299			Бет 4р 3р/8зв	1	19	
24. Влаштуван ня 2х шарового килима акваізола	100м ²	21.4396	56.4	1209	12-63			Кров 4р 3р/8зв	2	38	
VI Отделка											

25. Встановлен ня дверей	м ²	122.1	0.91	111.11 1	10- 105			Тесля р 4р 3р/5зв	1	11	
26. Облицюван ня підлоги в санвузлах керамічною плиткою	100м ²	1.8	108	194.4	11- 185			Пліто чник- обліцо вщик 4р 3р/5зв	1	19	
27. Влаштуван ня підлоги	100м ²	2.424	166	402.38	11- 71*			Плотн ик 4р 3р/5зв	2	10	
28. Скління	100м ²	4.36	45.3	197.50 8	15- 754			Скляр 4р 3р/3зв	2	16	
29. Облицюван ня стін в санвузлах керамічною плиткою	100м ²	0.64	170	108.8	15-84			Пліто чник- обліц юваль ник 4р 3р/5зв	1	10	
30. Підготовка поверхні стін під забарвленн я	100м ²	43.008	9.7	417.17 8	15- 294			Штук атур 4р 5р/8зв	1	26	
31.								Штук			

Штукатурка стін і перегородок	100м ²	43.008	56	2408	15-242*			атур 4р 5р/8зв	2	75	
32. Фарбування стін і перегородок	100м ²	43.008	6.9	296.75 5	15-508			Маляр 4р 3р/8зв	1	18	
33. Фарбування підлоги	100м ²	2.424	11.7	28.36	15-612			Маляр 4р 3р	1	14	
34. Масляне фарбування вікон	100м ²	1.7463	68	118.74 8	18-547			Маляр 4р 3р/5зв	1	11	
35. Масляне фарбування дверей	100м ²	1.221	34.2	41.758	15-547			Маляр 4р 3р/2зв	1	10	
VII Підлоги											
36. Влаштування щебневої підготовки під підлогу 1-го поверху	100м ²	2.016	7.19	14.495	11-2*			Бетон яр 4р 3р	2	3	
37.		20.16						Бетон			

Влаштування бетонної підлоги	100м ²		40.2	810.43 2	11- 67*			яр 4р 3р/8зв	2	25	
VIII Зовнішня обробка											
38. Установка основания под отмостку	100м ³	0.27	3.3	0.891	27-42			Бетон яр 2р 1р	1	1	
39. Покриття отмостки асфальто - бетонною сумішшю	100м ²	1.84	3.75	6.9	27- 164-2			Бетон яр 2р 1р	1	3	
РАЗОМ				14440			445.958				
40. Сан- технічні роботи	%	10		1440			44.5958	Слюса р – ремон тник 5р4р/5 зв	2	70	
41. Електромон тажні роботи	%	5		288.8			22.3	Елект ромон тер 5р 4р/5зв	1	57	
42. Радіо, телефон	%	1		144			4.46	Елект ромон тер 5р 4р/5зв	1	14	

43. Інші роботи	%	5		288.8			22.3	12	1	25	
44. Впорядкування	%	5		288.8			22.3	7	1	43	
45. Здача об'єкту	%	1		144			4.46	10	1	14	
Разом спецроботи				2594.4			120.416				
Загальні трудовитрати				17034.4			556.374				

9.Монтаж балок перекриття та покриття	шт	196		17.248									
10. Монтаж настилу	100м ²	27.18		100.32									
11.Влаштування пенобетонних перегородок:	м ³	12.3				0.9	11.07						
12. Монтаж сантехкабін:	шт	24											
13.Монтаж вентблоків	шт	6											
14. Монтаж сходових кліток:	шт	12											
15.Монтаж стінних панелей	м ²	1200.12	360.036										
16. Монтаж пожежних сходів	т	1.5		1.5									
17.Заповнення віконних отворів	м ²	174.63			174.63								
18.Влаштування покрівлі	100 м ²	21.4396										487	10441
19.Встановлення дверей	м ²	122.1			122.1								

20.Облицюван ня підлоги в санвузлах керамічною плиткою	100м ²	1.8											
21.Влаштуван ня підлоги	100м ²	2.424			24.24								
22. Скління	100м ²	4.36											
23.Штукатурк а стін і перегородок	100м ²	43.008											
24.Фарбуванн я стін і перегородок	100м ²	43.008											
25.Фарбуванн я підлоги	100м ²	2.424											
26. Масляне фарбування вікон	100м ²	1.7463											
27. Масляне фарбування дверей	100м ²	1.221											
28.Влаштуван ня бетонної підлоги	100м ²	20.16				3.0 6	61.7						
29.Влаштуван ня відмостки	100м ²	2.6											
			394.3 08	712	320.96		123 0.77		6.95 3		204 7		104 71.1 06

Матеріали																			
Пінополістеро л м ²		Мастика бітум т		Ґрунтовк а бітумна т		Електрод и кг		Болти кг		Будівельні конструкці ї т		Пісок м ³		Щебінь м ³		Розчин м ³		Сталевий настил м ²	
норма	усь го	нор ма	усь го	нор ма	усь ого	нор ма	усь го	нор ма	усь ого	норм а	усь ого	нор ма	усь ого	нор ма	усь ого	нор ма	усь ого	нор ма	усь ого
												3	220 .22 4						
		0.53	0.14 24	0.0 76	0.02 04														
												1.1	43. 34						
						2	39	0.1 5	2.9 2	0.6	11.6 9								
						2.5	257. 325	3.5	36 0.3	0.1	10.2 93								
						2.5	25.5	3.5	35. 7	0.1	1.02								
								2	62	5	155							9.1	247 .34

																1.2	52		
														4.08	9.8				
														2.9	75.				
														4	4				
	2208		30.2		1.74		356.		81		194.		263		85.		88.		247
			424		04		325		3.7		314		.56		29		01		.34
									25				4						

					86.1	101	440	229	998								
24.4	1.049	8.7	374.2	2													
21.2	51.33 8	5.6	13.57	1.5	37												
25.1	43.95 5	8.7	15.22 5	2	3.5												
23.7	28.91 4	1.5	1.83	1.4	1.72												
																6.1	15.86
	125.2 56		404.7 25		128. 32		440. 36		998. 44		3.5		183. 6		22.3		15.86

4.2 Директивний термін будівництва об'єкту.

Нормативний термін будівництва об'єкту визначається ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів». Директивний термін будівництва приймається з скороченням проти встановленого нормами на 5%.

Нормативний термін будівництва об'єкту складає 17 місяця, зокрема підготовчий період 2 місяці.

Директивний термін будівництва основного періоду складає 16.15 місяців, підготовчий період – 1.9 місяця.

Дата початку будівництва 12.05.26.

4.3 Календарний графік будівництва об'єкту.

Календарний графік будівництва об'єкту будується на основі потокового ведення робіт і максимального поєднання процесів в часі.

По графіку руху робочих визначуваний коефіцієнт рівномірності руху робочих.

$$\alpha = \frac{R_{max} \times T}{Q_{пр}} \leq 2$$

Де - найбільша кількість робочих, чіл;

T- тривалість зведення об'єкту, дні;

$Q_{пр}$ - прийняті трудовитрати, люд.дн

$$\alpha = \frac{72 \times 364}{17034} = 1.53 \leq 2$$

Тривалість будівництва по графіку складає 364 дня, що є 17місяців максимальне число робочих 72 чоловік $Q_{пр}=17034$

4.4 Потреба в матеріально – технічних ресурсах.

Таблиця 4.6. Відомість потреби в будівельних машинах, механізмах і засобах малої механізації.

Найменування машинного парку	Тип, марка	Кількість	Потужність кВт
1 Бульдозер	ДЗ-18	1	79
2 Екскватор	ЕО- 31216	1	59
3 Автокран	КС-3561	1	
4 Зварювальний апарат	СТШ-500	1	32
5 Гусеничний кран	ДЕК-50	1	110
6 Підйомник	ТП-1	1	2.8
7 Бетононасос	СБ-296	1	0.8
8 Вібратор	І-18	1	0.6
9 Віброрейка	СО-47	3	0.27

Найменування	Чисельність	Норма	Площа за	Прийняті будівлі	Прийнята	Кількість	Вартість
10 Електрокраскопульт				СО-61		1	60
11 Машина для подачі мастики на крівлю				СО-100А		3	4.9
12 Машина для нанесення мастики і наклейки акваізола				СО-122А		1	2.2
13 Мозаїчно-шліфувальна машина				СО-17		1	79

4.5 Будівельний генеральний план

Будівельний генеральний план розроблюється на стадії монтажу каркасу

4.5.1 Розрахунок тимчасових будівель та споруд

Підставою для розрахунку складу персоналу є графік руху робочих на основний період будівництва.

За графіком визначається максимальне число робочих в найбільш численну зміну.

Загальна чисельність персоналу, зайнятого на будівництві:

$$N = (N_{max} + N_{ітр} + N_{служ} + N_{мол}) \times 1.06$$

де $N_{ітр}$ - чисельність інженерно-технічних працівників, чол.;

$N_{служ}$ - чисельність службовців, люд;

$N_{мол}$ - чисельність молодшого обслуговуючого персоналу і охорони, люд.;

1.06- коефіцієнт, що враховує відпустки, хвороби, виконання суспільних обов'язків.

I зміна:

$$N_{ітр} = \frac{63 \times 11}{84} = 8 \text{ (люд.)} \quad N_{служ} = \frac{63 \times 3,5}{84} = 3 \text{ (люд.)}$$

$$N_{мол} = \frac{63 \times 1,5}{84} = 1 \text{ (люд.)}$$

$$N = (63 + 8 + 3 + 1) \times 1,06 = 80 \text{ (люд.)}$$

II зміна:

$$N_{ітр} = \frac{8 \times 20}{80} = 2 \text{ (люд.)} \quad N_{служ} = \frac{3 \times 20}{80} = 1 \text{ (люд.)}$$

$$N_{мол} = \frac{1 \times 20}{80} = 0 \text{ (люд.)} \quad N = 32 \text{ (люд.)}$$

Кількість чоловіків: I зміна: 56 люд; II зміна: 22 люд;

Кількість жінок: I зміна: 24 люд; II зміна: 10 люд;

I зміна: 56 люд; II зміна: 22 люд;

Таблиця 4.8. Відомості розрахунку тимчасових будівель і споруд

				Тип	Розміри				
								Одиниці	Загальна
1. Контора виробника робіт	8	4	32	Ізк Т- к60	9x3x2. 5	25	1	89	89
2. Червоній куточок	80	0.75	60	494 -4- 08	8x7x3. 1	51	1	71.3	71.3
3. Вбиральні: чоловіча жіноча	78	0.6	46.8	481 0- 23	9x2.8x 2.5	24	2	89	178
	34	0.6	20.4	481 0- 23	9x2.8x 2.5	24	1	89	89
4. Будівлі для відпочинку і обігріву робочих	32	0.25	8	ЛВ -56	3.8x2.2 x2.5	7.5	1	71.3	71.3
5. Душові: чоловіча жіноча	56	8 люд. на 1 сет= 3м ²	21	ВД -4	9x3.1x 2.3	25	1	89	89
	24		9	ВД -4	9x3.1x 2.3	25	1	89	89
6. Вмивальник	32	0.05	1.6	П	2.7x2	4.3	1	80.5	80.5
7. Сушарка для одягу і взуття	32	0.2	6.4	УТ С- 420	9x2.7	22	1	80.5	80.5
8. Туалети: чоловічий жіночий	56	0.07	3.9	Т-6	9x3x3	24	1	82.6	82.6
	24	0.07	1.7	Т-6	9x3x3	24	1	82.6	82.6
9. Приміщення для особистої гігієни жінок	17	0.18	3.06	До	6x2.7x 3	14.5	1	82.6	82.6
10. Буфет	40	0.6	24	Б-8	9x3x3	24	1	89	89.0
11. Спец. майстерні				506 5-5	7.5x3.1	21	1	82.6	

12.Комори				До	9x3.1	25	1	82.6	89.6
13. Щит із засобів пожежогасіння						1			
14. Фонтан для пиття						2			
15.Сміттєзбірник						2			чоловіча жіноча
$\Sigma=368.3\text{м}^2$								$\Sigma=1339.6\text{м}^2$	

4.5.2 Розрахунок складського господарства.

Приоб'єктні склади організують для тимчасового зберігання матеріалів, виробів безпосередньо на будмайданчику.

Розрахунковий запас матеріалів, що підлягають складуванню на будмайданчику:

$$P_{\text{скл}} = \frac{P}{T} \times k_1 \times k_2 \times h$$

P - кількість матеріалів, необхідних для виконання заданого об'єму робіт;

T - тривалість виконання робіт;

k_1 - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склад, $k_1 = 1.1$;

k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів, що приймається $k_2 = 1.3$;

h - норма запасів матеріалів, днів;

Корисна площа складів визначається за формулою:

$$F = \frac{P_{\text{скл}}}{q}$$

де q - кількість матеріалів, що укладається на 1м^2 площі складу.

Загальну площу складу визначаємо по формулі:

$$S = \frac{F}{\beta}$$

де β - коефіцієнт використання площі складу.

Розрахунок складського господарства зводимо в таблицю 4.9

Таблиця 4.9 - Відомість розрахунку складських приміщень.

Конструкції вироби, матеріали	Од. вим	Загаль на потреба, Р	Триваліс ть укладан ня Т,дн	Найбільш і добові витрати Р/Т	Число днів запасу, п	Коефіціє нт нерівно мірності надходж ення k ₁	Коефіціє нт нерівно мірності потреби k ₁	Запас на складі Р _{скл}	Норма зберіга ння на 1м ² площі q	Кори сна площ а F	Коефі циєнт викор истан ня площі β	Повна площа складу S,м ²	Характе ристика складу
Металеві конструкції	м ³	712	60	12	1	1.1	1.3	548	0.5	1096	0.5	2192	відкр.
Залізобетон ні конструкції	м ³	394.30 8	6	68	1	1.0	1.0	254.7	2	127.3 5	0.7	181.92 9	відкр.
Дерев'яні конструкції	м ²	320.96	21	16	1	1.1	1.3	245	45	5.444	0.5	10.889	навіс
Скло віконне	м ²	1013	16	67.5	1	1.1	1.3	860	170	5.059	0.6	8.431	зачин.
Утеплювач плитний	м ³	173	18	12	4	1.1	1.3	123.7	1.6	77.31 3	0.6	128.85 4	навіс
Рубероїд	м ²	4126	25	200	6	1.1	1.3	2620	360	7.278	0.6	12.13	зачин.
Болти, електроди	кг	275	57	5.3	6	1.1	1.3	140.14	370	0.379	0.6	1.5	зачин.
Щебінь, гравій	м ³	18	7	3.6	2	1.1	1.3	10.3	3	3.433	0.7	4.905	відкр.
Замазка	кг	408	8	60	2	1.1	1.3	408	800	0.51	0.5	1.02	зачин.
Фарба олійна і водоім, колір	кг	32764	18	4096	10	1.1	1.3	29286.4	800	36.60 8	0.5	73.216	зачин.
Керамічна плитка	м ²	51.6	29	2.18	6	1.1	1.3	42.1	80	0.526	0.6	1.5	навіс.

4.5.3 Розрахунок тимчасового водопостачання.

Вода на будівельному майданчику витрачається на виробничих, господарсько-побутові потреби, на душові установки, на будівельні машини для охолодження двигуна і протипожежні потреби:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{п-т}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{душ}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{пож}}$$

Витрата води на виробничо-технологічні потреби визначається за формулою:

$$Q_{\text{п-т}} = \frac{\Sigma V q_1 \times K_1}{3600 \times t}$$

де V - об'єм СМР в добу або кількість працюючих установок;

q_1 - норма питомої витрати води;

K_1 - коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води $K_1 = 1.5$;

t - кількість годинної роботи в зміну.

Витрата води на будівельні машини для охолодження двигуна визначається за формулою :

$$Q_{\text{маш}} = \frac{W \times q_2 \times K_2}{3600 \times t}$$

W - кількість машин або потужність двигуна;

q_2 - норма питомої витрати води;

K_2 - коефіцієнт часової нерівномірності споживання води $K_2 = 1.2$

Витрату води на господарсько-побутові потреби обчислюють за формулою:

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{N_{\text{max}} \times q_3 \times K_3}{3600 \times t}$$

де N_{max} - максимальне число робочих в зміну;

q_3 - норма питомої витрати води на того, що одного працює в зміну, $q_3 = 20$ л

K_3 - коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання, $K_3 = 2$

Витрата води на душові установки визначається за формулою:

$$Q_{\text{душ}} = \frac{N_1 \times q_4}{60 \times t_1}$$

N_1 - кількість робочих, що приймають душ;

q_4 - норма питомої витрати води на одного робочого, що приймає душ $q_4 =$

25 л

t_1 - тривалість роботи душової установки, $t_1 = 45$ хв.

Витрата води:

$$Q_{\text{рас}}^1 = Q_{\text{пож}} + 0.5(Q_{\text{п-т}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{душ}})$$

або

$$Q_{\text{рас}}^2 = Q_{\text{п-т}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{душ}}$$

Для розрахунку приймаємо більше з цих значень.

Діаметр труб водопровідної мережі визначається за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{расч}} \times 1000}{\pi \times v}}$$

де v - швидкість руху води по трубах, $v = 1.2$ м/с.

Тимчасова водопровідна мережа виконується з азбесто- цементних труб укладених нижче за глибину промерзання ґрунту.

Розрахунок потреби у воді зводимо в таблицю 4.10

Таблиця 4.10. - Відомість потреби у воді.

Споживачі води	Од.вим.	Кількість у змін	Питома витрата, л	Витрата води, л/з
1 Виробничі потреби				
Екскватор	шт	1	15	15
Крани	шт	1	15	15
Трактори	шт	1	300	300
Поливання бетону	м ³	454.7	200	90940
Приготування розчину	м ³	4.4433	200	888.67
Малярні роботи	м ²	4.04	1	4.04
Штукатурні роботи	м ²	2.22	7	15.54
РАЗОМ				92193.25
2 Робота машин	шт	14	300	4200
3 Господарчо- побутові потреби				
Душові	люд.	80	25	2000
Господарчо- питні потреби	люд.	80	40	3200
РАЗОМ				5200
4 Протипожежні потреби	га			10

$$Q_{\text{п-т}} = \frac{92193,25 \times 1,5}{3600 \times 8} = 4,8 \text{ л/з} \quad Q_{\text{хоз}} = \frac{3200}{3600 \times 8} = 0,34 \text{ л/з}$$

$$Q_{\text{маш}} = \frac{4200 \times 1,2}{3600 \times 8} = 0,175 \text{ л/з} \quad Q_{\text{душ}} = \frac{2000}{60 \times 45} = 0,74 \text{ л/з}$$

$$Q_{\text{рас}}^1 = 10 + 0,5(4,8 + 0,175 + 0,34 + 0,74) = 13,1 \text{ л/з}$$

$$Q_{\text{рас}}^2 = 4,8 + 0,175 + 0,34 + 0,74 = 6,1 \text{ л/з}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 13,1 \times 1000}{3,14 \times 1,2}} = 118 \text{ мм}$$

Приймаємо діаметр труб 120 мм.

4.5.4 Розрахунок тимчасового електропостачання.

Тимчасові мережі електропостачання призначені для енергетичного забезпечення силових і технічних споживачів, для зовнішнього і внутрішнього освітлення об'єктів будівництва, підсобно- допоміжних будівель, місць виробництва робіт і будівельного майданчика .

Розрахункова трансформаторна потужність визначається за формулою:

$$P_{\text{тр}} = \alpha \left(\frac{K_1 \times \Sigma P_M}{\cos \varphi_1} + \frac{K_2 \times \Sigma P_T}{\cos \varphi_2} + K_3 \times \Sigma P_{\text{ов}} + K_4 \times \Sigma P_{\text{он}} \right)$$

де α - коефіцієнт, що враховує втрати потужності в низьковольтній мережі ($\alpha = 1.05$)

$\cos \varphi$ - коефіцієнт потужності, залежить від характеру завантаження і кількості споживачів;

P_M - силова потужність машин або установки, кВт;

P_T - потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

$P_{\text{ов}}$ - потрібна потужність, необхідна для внутрішнього освітлення, кВт;

$P_{\text{он}}$ - потрібна потужність, необхідна для зовнішнього освітлення кВт;

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту, залежні від числа споживачів.

Розрахунок потреби будівельної площі в електроенергії зводимо в таблицю 4.11.

Таблиця 4.11. Відомість розрахунку споживання електроенергії.

Споживачі	Од.в им	Кількість у зміну	Питома потужність на од.в.ім. кВт	Коефіцієнт попиту К	Коефіцієнт потужності $\cos \varphi$	Сумарна потужність, кВт
Силові споживачі						
1 Екскватор	шт	1	80	0.5	0.6	66.7
2 Кран гусеничний	шт	1	75	0.5	0.7	53.57
3 Вібратори	шт	2	0.6	0.1	0.4	0.3
4 Електро-	шт	1	20	0.5	0.4	25

зварювальний апарат						
5Бетонна насос	шт	2	20	0.5	0.6	33.4
Внутрішнє освітлення						$\Sigma=178.97$
1Контора	м ²	24	0.015	0.8	1	0.29
2Побутові приміщення	м ²	125	0.015	0.8	1	1.50
3Душові	м ²	50	0.003	0.8	1	0.12
4Склади закриті	м ²	97.797	0.015	0.35	1	0.513
5Навіси	м ²	141.243	0.030	0.35	1	1.48
6Майстерні	м ²	21	0.018	0.8	1	0.3
7Буфет	м ²	24	0.015	0.8	1	0.288
Зовнішнє освітлення						$\Sigma=4.491$
1Територія будмайданчика	100 м ²	340.2	0.015	1	1	7.59
2Основні дороги	1000 м	0.28	5.0	1	1	1.14
3Другорядні дороги	1000 м	0.388	2.5	1	1	0.97
4Відкриті склади	100 м ²	23.789	0.05	1	1	1.19
						$\Sigma=10.89$

$$P = 1,1(178.97 + 4.491 + 10.89) = 223,786 \text{ кВт}$$

При потребі 223,786Вт приймаємо транспортну підстанцію КТПМ- 58-320 потужністю 320 кВт

4.5.5 Розрахунок штучного освітлення будмайданчика.

Кількість прожекторів визначаємо по формулі:

$$P = \frac{PES}{P_{\text{л}}}$$

де P- питома потужність, $P = 0.25 \text{ Вт/м}^2 \text{ лк}$;

E- нормована освітленість $E=2 \text{ лк}$;

S- площа освітлюваної території;

$P_{\text{л}}$ - потужність лампи, Вт;

$$П = \frac{0.25 \times 2 \times 34020}{1500} = 16$$

Приймаємо 16 прожекторів ПЗС-45 потужністю 1000 кВт.

Встановлюємо 4 мачти по 4 прожектори на кожну.

4.5.6 Техніко економічні показники

Площа будгенплану, м ²	34020
Площа забудови, м ²	2016
Площа складів, м ²	2617
Площа тимчасових будівель, м ²	1339.6
Площа автодоріг і майданчиків, м ²	6308

Показник компактності будгенплану:

$$K_1 = \frac{F_3}{F_{\text{ст}}} = \frac{2016}{50578} = 0.04$$

Показник використання території:

$$K_2 = \frac{F_3 + F_{\text{ск}} + F_{\text{вр}} + F_{\text{д}}}{F_{\text{ст}}} = \frac{2016 + 2617 + 1339.6 + 6308}{34020} = 0.25$$

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»
2. ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві»
3. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів»
4. ДБН Б.2.2-5:2011 «Благоустрій територій»
5. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій»
6. ДБН В.1.1-31:2013 «Захист територій, будинків і споруд від шуму»
7. ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»
8. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд»
9. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»
10. ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд»
11. ДБН В.2.2-11:2002 «Підприємства побутового обслуговування»
12. ДБН В.2.2-17:2006 «Доступність будинків для мало мобільних груп населення»
13. ДБН В.2.2-23:2009 «Підприємства торгівлі»
14. ДБН В.2.2-25:2009 «Підприємства харчування (Заклади ресторанного господарства)»
15. ДБН В.2.2-9:2009 «Громадські будинки та споруди»
16. ДБН В.2.2-16-2019 «Культурно-видовищні та дозвіллеві заклади»
17. ДБН В.2.5-64:2012 «Внутрішній водопровід та каналізація»
18. ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування»
19. ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування»
20. ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд»
21. ДБН В.2.5-56:2014 «Системи протипожежного захисту»
22. ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення»
23. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель»
24. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»
25. ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції»
26. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»
27. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій»
28. ДСТУ-Н Б В.2.5-68:2012 «Настанова з будівництва, монтажу та контролю якості трубопроводів зовнішніх мереж водопостачання та каналізації»
29. ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії»
30. ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013 «Настанова щодо захисту будівельних конструкцій будівель та споруд від корозії»
31. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення»

32. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону»
33. ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель»
34. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 «Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель будівель і споруд»
35. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів»
36. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014 «Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд»
37. ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013 «Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем»
38. ДСТУ Б А.3.2-13:2011 «Система стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги»
39. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
40. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів»
41. ДСТУ Б А.3.2-15: 2011 «Норми освітлення будівельних майданчиків»