

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА
на тему:
«ВИРОБНИЧИЙ КОРПУС РЕМОНТУ
ДОРОЖНЬО-БУДІВЕЛЬНОЇ ТЕХНІКИ»**

Марінін Богдан Вікторович

Одеса 2020 р.

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ**

Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

ЗАТВЕРДЖУЮ
завідувач кафедри
доц. Гілодо О.Ю.

„ ____ ” _____ 2020 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

на тему:

**«ВИРОБНИЧИЙ КОРПУС РЕМОНТУ
ДОРОЖНЬО-БУДІВЕЛЬНОЇ ТЕХНІКИ»**

Виконав студент групи ПЦБ – 616

Будівництво та цивільна інженерія

(спеціальність)

Промислове та цивільне будівництво

(освітня програма)

Марінін Богдан Вікторович

Керівник Купченко Ю.В.

к.т.н., доцент

Одеса 2020 р.

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Інститут: Інженерно-будівельний
Кафедра: Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій
Освітній рівень: «магістр»
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітня програма: Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

Декан факультету

„___” ___ 20__ року

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА

Марінін Богдан Вікторович

(прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи Виробничий корпус ремонту
дорожньо-будівельної техніки

затверджена наказом ректора ОДАБА № 562/ас від «30» вересня 2019 року

2. Керівник роботи

Купченко Юрій Вікторович, к.т.н., доц.

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

3. Строк подання студентом роботи до захисту 21.01.2020.

4. Зміст пояснювальної записки за розділами:

- P.1. Вступ. Архітектурна частина.
P.2. Розрахунково-конструктивна частина. Інженерно-роз'яснювальна частина.
P.3. Основи і фундаменти.
P.4. Технологія будівельного виробництва.
P.5. Організація будівельного виробництва.
P.6. Економічна частина.
P.7. Охорона праці

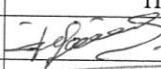
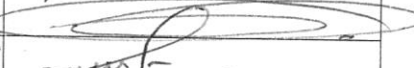
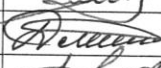


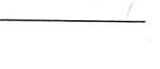

5. Графічний матеріал за розділами

- P.1. Архітектурна частина - 3 листи.
розрахунково - конструктивна частина - 4 листи.
P.2. Інженерно-дослідницька частина - 1 лист.
P.3. Основи і фундаменти - 1 лист.
P.4. Технології будівельного виробництва - 1 лист.
P.5. Організація будівельного виробництва - 2 листи.

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1. <u>Вступ. Архітектурна частина.</u>	29.10.2019.
Розділ 2. <u>розрахунково - конструктивна частина.</u> <u>Інженерно-дослідницька частина.</u>	28.11.2019.
Розділ 3. <u>Основи і фундаменти.</u>	17.12.2019.
Розділ 4. <u>Технології будівельного виробництва.</u>	25.12.2019.
Розділ 5,6. <u>Організація будівельного виробництва.</u> <u>Економічна частина.</u>	10.01.2020. 14.01.2020.
Остаточне оформлення роботи	16.01.2020.
Направлення роботи на рецензування, перевірку на плагіат	17.01.2020.
Попередній захист роботи на кафедрі	21.01.2020.

8. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1.	<u>доц. Тілякостій І. П.</u>	28.10.2019	
Розділ 2.	<u>Купценко Ю. В.</u>		
Розділ 3.	<u>Митинський В. М.</u>	20.12.19	
Розділ 4.	<u>Кемеріве Н. В.</u>	26.12.19	
Розділ 5.	<u>Файзуліна О. А.</u>		
Розділ 6.	<u>Файзуліна О. А.</u>		
Розділ 7.	<u>Жуєв О. М.</u>		

9. Дата видачі завдання 17.09.2019.

Зав. кафедри

(підпис)

Гілого О. Ю.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Купценко Ю. В.

(прізвище та ініціали)

Студент

(підпис)

Марінін Б. В.

(прізвище та ініціали)

Анотація

Одеська державна академія будівництва та архітектури.

Марінін Богдан Вікторович.

Інженерно-будівельний інститут, група ПЦБ – 616.

Атестаційна випускна робота на здобуття освітнього ступеня магістра «Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки».

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія. Освітня програма – промислове та цивільне будівництво.

Керівник – Купченко Ю.В., кандидат технічних наук, доцент.

Обсяг роботи: 8 розділів («Архитектурно-будівельний», розрахунково-конструктивний, іноваційно-дослідницький, «Основи і фундаменти», «Технологія будівельного виробництва», «Організація будівельного виробництва», «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві», «Економіка будівництва», література; сторінок – 163, таблиць – 34, рисунків – 33, креслень – 11.

Будівля проектується в сталевому каркасі, розміри в плані 60×72 м, має три прольоти, шириною 18 м – 24 м – 18 м і кроком колон в осях 6 м. На поперечні рами спираються поздовжні елементи каркасу: сталеві балки шляхів підвісних кранів вантажопідйомністю 2 т, прогони покриття і елементи світлоаераційного ліхтаря. Покриття будівлі здійснюється за допомогою сталевих кроквяних ферм: середня ферма прольотом 24 м, дві крайні прольотами по 18 м. Конструкції ферм крайніх прольотів – з паралельними поясами, решітка – трикутна з додатковими стійками. Конструкція ферм середнього прольоту – трапецеподібна, решітка – трикутна з додатковими стійками. Перерізи стержнів поясів прийняти з таврів, перерізи стержнів решітки – з парних рівнополічних кутиків. Система покриття будівлі – прогінна, на кроквяні ферми покриття встановлюють сталеві прогони з прокатних швелерів, по яких укладається сталевий профільований настил. Статичний розрахунок рами і ферми покриття виконано за допомогою спеціалізованого програмного комплексу для розрахунку будівельних конструкцій SCAD.

Запроектвані основні елементи сталевого каркасу – колонна, кроквяна ферма, прогонове покриття, зв'язки, а також основні вузли каркасу.

Іноваційно-дослідницький розділ виконаний за темою «Забезпечення ресурсозбереження будівлі за допомогою конструктивних особливостей сендвіч-панелей». Підвищення вартості енергоресурсів, а також тренд на енергозбереження, що сформувався в Україні останніми роками, привели до зростання пропозицій будівельних матеріалів, покликаних підвищити енергоефективність об'єктів нерухомості. Одним з найбільш енергоефективних рішень для зведення стін і кровлі будівель є сендвіч-панелі, від правильного вибору яких багато в чому залежить не лише економія на опалюванні і кондиціонуванні будівлі (до 20% і більше), а і довговічність експлуатації огорожувальних конструкцій.

У розділі «Основи і фундаменти» запроектвані два варіанти фундаментів під несучі колони каркасу – фундамент стовпчастий неглибокого закладання та пальовий фундамент. При розгляді техніко-економічних показників проєктованих варіантів фундаментів було визначено, що найбільш вигідним за вартістю і матеріаломісткістю є варіант пальового фундаменту.

У розділі «Технологія будівельного виробництва» розроблена технологічна карта на монтаж сталевих колон каркасу будівлі складу, визначено монтажний кран, проходки крану і місця його стоянки.

У розділі «Організація будівельного виробництва» розроблений календарний план у вигляді лінійного графіка і ресурсні графіки. Також для зведення конструкцій будівлі корпусу запроектований об'єктний будівельний генеральний план, визначена тривалість зведення виробничого корпусу – 9.5 місяців.

Розроблені основні питання охорони праці і техніки безпеки під час будівництва проєктуємого виробничого комплексу.

У розділі «Економіка будівництва» складені локальний кошторис на будівельні роботи, об'єктний кошторис і зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкту будівництва виробничого корпусу. Визначено зведений кошторисний розрахунок у сумі 50929.682 тис. грн.

Висновок. Враховуючи велике народногосподарське значення, що додається відновленню якості автомобільних шляхів, введенню в дію нових доріг з відповідно надійно працюючою дорожньо-будівельною технікою, в представленій атестаційній роботі магістра розроблено актуальне завдання – запроєктована будівля виробничого корпусу ремонту дорожньо-будівельної техніки

Одним з найважливіших завдань в галузі будівництва України є забезпечення ресурсозбереження при експлуатації будівель. З врахуванням цього напрямку в іноваційно-дослідницькому розділі розроблено питання забезпечення ресурсозбереження каркасних будівель за допомогою конструктивних особливостей сендвіч-панелей.

Ключові слова: сталевий каркас, колона, кроквяна ферма, стержень, панель, утеплювач, проліт.

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture.

Marinin Bogdan Victorovich.

Institute of Civil Engineering, group PGS-616.

Certification graduation work to obtain an educational master's degree "Production corps of repair of road-building technique".

Specialty 192 – Construction and civil engineering. The educational program is industrial and civil construction.

Adviser – Kupchenko Y.V., PhD., Assistant Professor.

Key words: steel frame, column, steel trusses, rod , panel, insulation, span.

Зміст

1. Вступ	9
2. Архітектурно-будівельний розділ	10
3. Розрахунково-конструктивний розділ	19
4. Іноваційно-дослідницький розділ	54
5. Розділ «Основи і фундаменти»	79
6. Розділ «Технологія будівельного виробництва»	100
7. Розділ «Організація будівельного виробництва»	116
8. Розділ «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві»	135
9. Розділ «Економіка будівництва»	146
10. Література	161

Вступ

На сьогодні в Україні дуже значна проблема в якості існуючих автомобільних шляхів, а також у будівництві нових доріг. При значній інтенсивності експлуатації дорожньо-будівельної техніки вона потребує періодичного технічного обслуговування або відповідного ремонту. Тому тема дипломного проекту, «Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки», яка і направлена на вирішення цього завдання, є актуальною.

Мета роботи – запроектувати будівлю виробничого корпусу для ремонту або технічного обслуговування дорожньо-будівельної техніки. Завдання роботи – забезпечити раціональне використання несучих сталевих конструкцій при проектуванні каркасної будівлі, забезпечити ресурсозбереження при експлуатації споруди будівлі за допомогою відповідного вибору стінових сендвіч-панелей.

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

Дипломник: Марінін Б.В.

Консультант: доц. Плахотний Г.Н.

1.1 Характеристика району будівництва

Проектуєма будівля «Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки» розташовується в місті Миколаїв.

Згідно ДБН В. 1.2-2:2006 [2] м. Миколаїв відноситься до другого району по сніговому навантаженню і до третього району по вітровому навантаженню.

У відповідності з цим:

- характеристичне снігове навантаження приймається рівним $S_0=0,87 \text{ кПа} = 87 \text{ кгс/м}^2$;

- швидкісний тиск вітру $\omega_0=0,47 \text{ кПа} = 47 \text{ кгс/м}^2$;

- нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів складає 0,8 м.

У відповідності з ДБН В.2.6-31:2006 [1] в табл. 1.1 наведені данні переважного напрямку вітрів для побудови рози вітрів.

Таблиця 1.1. Напрямок і швидкість вітру

Місяць	Повторюваність вітрів по напрямку, %								Повторюваність штилей, %
	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Січень	15	21	12	11	10	10	8	13	6
Липень	23	18	4	3	6	14	9	23	10
	Средня швидкість вітру по напрямках, м/с								Максим. із середніх швидкостей, м/с
Січень	5,2	5,4	4,6	4,7	4,5	4,5	4	4,5	5,4
Липень	4,1	3,2	2,7	2,6	4,6	4	3,2	4	3,2

Температура зовнішнього повітря:

- абсолютно мінімальна: -30 °С;
- середня найбільш холодної п'ятиднівки: -22 °С;
- середньомісячна в липні: + 29,3 °С.

Средня відносна вологість повітря:

- найбільш холодного місяця – січня дорівнює 81%;
- найбільш теплого місяця – липня дорівнює 55%.

Грунтові умови: ґрунти характеризуються відносно однорідними і горизонтальними по товщині нашаруваннями. Геологічна будова ділянки характеризується наступним нашаруванням ґрунтів, зверху вниз:

ПґЕ №1,2 – насипний і ґрунтовий, потужністю $0.7 + 0.6 = 1.3$ метра.

ПґЕ №3 – суглинок льосовидний буро-жовтий, потужністю 2.7 метрів.

ПґЕ №4 – льос (I горизонт), потужністю 3.7 метрів.

ПґЕ №5 – суглинок льосовидний буро-коричневий, потужністю 4.3 метрів.

ПґЕ №6 – льос (II горизонт), потужністю 2.2 метра.

ПґЕ №7 – суглинок льосовидний буро-коричневий, потужністю 8.3 метрів.

ПґЕ №8 – глина червоно-бура, потужністю 2.5 м.

ПґЕ №9 – вапняк-черепашник.

На глибині 4.95 м від поверхні землі були виявлені підземні води.

1.2 Генеральний план ділянки.

Проектується споруда «Виробничого корпусу ремонту дорожньо-будівельної техніки» знаходиться на ділянці, що розташовується в житловому районі міста, значно віддаленого від адміністративного центра. У житловій забудові переважають одно- і двоповерхові будівлі котеджного типу з присадибними ділянками.

Головний вхід на ділянку орієнтований на південний захід. Вулиці, по яких здійснюється рух автомобільного транспорту, розташовуються по південно-західній і північно-західній сторонах ділянки. З південного сходу і північного сходу до ділянки примикають сквери. З східного боку розташовується неширока вулиця і пішохідна доріжка, а також житлова забудова. До південно-заходу від ділянки розташована обширна територія, відведена під промтоварні і автомобільні ринки. Далі на південь від ділянки знаходиться гідропарк з штучним озером.

Ділянка, відведена під будівництво, має в плані прямокутну форму із зрізаними кутами в східній частині і розмірами 133×176 м.

Будівля виробничого корпусу розташовується в центрі ділянки із зсувом до північно-західної сторони. Торцеві фасади будівлі орієнтовані на південний захід (головний вхід на ділянку) і північний схід. Поздовжні – на південь, південний схід і північ, північний захід.

У південно-західній стороні ділянки знаходиться головна площа, де розташовуються: адміністративний корпус (їдальня, побутові приміщення), прохідна, будівля охорони, а також два в'їзди на ділянку. На південний схід від будівлі виробничого корпусу передбачений майданчик складування матеріалів і запчастин, критий навісом. У північній частині ділянки розміщується ще один в'їзд на ділянку, а також крита навісом автостоянка для машин, чекаючих ремонту. Довкола будівлі передбачений кільцевий проїзд.

ТЕП по генплану складають:

1. Площа відведення ділянки – 22395,5 м²
2. Площа забудови – 6303,25 м²
3. Площа озеленення – 5681,0 м²
4. Площа покриття доріг і майданчиків – 10411 м²
5. К1 – коефіцієнт забудови – 0,28
6. К2 – коефіцієнт озеленення – 0,46.

Значна площа ділянки, відведена під озеленення, обумовлена наявністю в південній частині ділянки зарезервованої під другу чергу будівництва, що знаходиться біля будівлі охорони.

1.3 Об'ємно-планувальні вирішення будівлі.

Проектуєма будівля трьохпролітна, в плані має прямокутну форму з розмірами в осях 60×72 м.

Торцеві фасади будівлі орієнтовані на південний захід (головний) і північний схід. Поздовжні фасади – на південний схід і північний захід.

Входи в будівлю розташовані з трьох сторін – з південно-західного фасаду (Г-А), з півночі – заходу (фасад 13-1) і з південного сходу (фасад 1-13). В'їзди до

будівлі розташовані по фасадах 13-1 (північний захід) і 1-13 (південний схід) через спеціально передбачені ворота, що обумовлено вимогами технологічного процесу виробництва.

Основне виробниче приміщення розташоване в середньому прольоті будівлі в осях Б-В і 1-13 і обладнано кран- балкою.

У двох крайніх прольотах розташовані також обладнані кран-балками виробничі приміщення, а також деякі необхідні побутові приміщення (санвузли, роздягальні) і адміністративні (кімната майстра). Основні адміністративні і побутові приміщення, а також медпункт винесені в будівлі, що окремо розташовані на території ділянки.

Планувальне вирішення будівлі задане вимогами технологічного процесу.

В основному приміщення розташовані в одному рівні, проте в деяких частинах будівлі є перекриття на відмітці 3,600 м.

Освітлення приміщень і їх аерація здійснюється через віконні отвори по фасадах будівлі, а також через світлоаераційний ліхтар, встановлений в середньому прольоті будівлі в осях Б-В і 2-12.

Експлікація приміщень.

1. Пост	108 м ²
2. Склад запчастин і матеріалів	324 м ²
3. Вентиляційна камера.....	36 м ²
4. Приміщення для повітряної завіси	51,2 м ²
5. Щитова.	39,22 м ²
6. Чоловічий санвузол	9,73 м ²
7. Жіночий санвузол	3,6 м ²
8. Ділянка поглибленої діагностики	160,11 м ²
9. Зварювально-бляшана ділянка	320,22 м ²
10. Ковальсько-ресорна ділянка.....	106.7 м ²
11. Участок комп'ютерної діагностики і ТО.....	1957.3 м ²
12. Участок технічного ремонту.....	144 м ²
13. Місце для повітряної завіси.....	72 м ²

14. Агрегатно-механічна ділянка.....	522 м ²
15. Кімната майстра.....	54 м ²
16. Щитова	54 м ²
17. Ділянка ремонту електроустаткування.....	108 м ²
18. Деревообробна ділянка.....	108 м ²
19. Відділення технічного контролю.....	31.9 м ²
20. Склад агрегатів.....	30.4 м ²
21. Склад металу.....	68.4 м ²

1.4 Конструктивне вирішення будівлі.

Будівлю має три прольоти, шириною 18 м – 24 м – 18 м і кроком колон в осях 6 м, розміри в плані 60×72 м.

В якості основної конструктивної схеми прийнятий сталевий каркас, основними елементами якого є плоскі поперечні рами, утворені колонами і кроквяними фермами. На поперечні рами, розставлені згідно з прийнятим кроком колон (6 м), спираються поздовжні елементи каркасу: сталеві балки шляхів підвісних кранів, прогони покриття і елементи світлоаераційного ліхтаря.

Під колони каркаса влаштовуються окремо розташовані стовпчасті залізобетонні фундаменти, заглиблені в ґрунт. Нижня частина колони має базу, який служить для передачі і розподілу тиску від стержня сталеві колони на площу залізобетонного фундаменту, а також забезпечує закріплення нижнього кінця колони у фундаменті згідно прийнятої розрахункової схеми.

Колони сталеві – приймаються постійного двотаврового перерізу, прийнятого згідно з розрахунком.

Сталеві балки шляхів підвісних кранів – суцільного двотаврового перерізу, прийнятого також відповідно до розрахунку. Балки підвішуються до кроквяних ферм і розраховані на крани вантажопідйомністю в 2 тонни.

Покриття будівлі здійснюється за допомогою сталевих кроквяних ферм:

- середня ферма прольотом 24 м
- дві крайні прольотами по 18 м.

Конструкції ферм крайніх прольотів – з паралельними поясами, решітка – трикутна з додатковими стійками. Конструкція ферм середнього прольоту – трапецеподібна, решітка – трикутна з додатковими стійками. Перерізи стержнів поясів прийняти з таврів, перерізи стержнів решітки – з парних рівнополічкових кутиків.

Система покриття будівлі – прогінна, на кроквяні ферми покриття встановлюють сталеві прогони з прокатних швелерів, по яких укладається сталевий профільований настил.

В якості огорожувальних конструкцій стін рийняті сендвіч-панелі з товщиною утеплювача 80 мм, заввишки 1200 і 1800 мм, які кріпляться до колон каркаса. По торцях будівлі для кріплення стінових панелей додатково встановлюються фахверкові колони.

Для освітлення приміщень приймається одинарне стрічкове скління, з прийнятими розмірами 6000×1200 (h) мм. Відкриття вікон передбачається механізованим засібом.

Перегородки цегельні, завтовшки 120 мм.

Зовнішні і внутрішні вікна і двері, а також ворота приймаються згідно з державними стандартами. Специфікацію заповнення отворів дивитися на кресленні.

1.5 Зовнішня і внутрішня обробка будівлі.

Стенові панелі будівлі поступають з пофарбованими поверхнями сталевого профільованого листа атмосферостійкими фарбами. Колір приймається згідно з паспортом забарвлення. Металеві елементи – ворота, деталі обгороджування сходів – фарбуються вологостійкою емаллю.

Стіни і перегородки усередині будівлі шпатлюються і фарбуються залежно від призначення приміщень – вапняним розчином або водоемульсійними фарбниками. Покриття підлоги приймається бетонне. У побутових приміщеннях – укладається керамічна плитка. У кабінеті майстра – лінолеум. Стелі фарбуються вапняною побілкою.

1.6 Інженерне устаткування будівлі.

Протипожежні заходи виконані відповідно до вимог ДБН 2.01.2005 [4].

Мінімальна ширина коридорів і дверних отворів на шляхах евакуації складає відповідно 2,0 і 0,9 м.

Вентиляційні канали і огорожуючі конструкції венткамер виконуються з матеріалів, що не згорають.

Проектом передбачений пристрій внутрішнього протипожежного водопроводу. Протипожежні насоси встановлені у вузлі вводу. Пуск насосів здійснюється від кнопок розташованих у протипожежних кранів.

Зовнішнє протипожежне водопостачання забезпечується гідрантами, встановленими на мережі в колодязях ПГ на відстані 30 м.

Пожежні крани встановлюються на 1,35 м від підлоги, забезпечуються пожежними рукавами завдовжки 15 м, брандспойтами зі сприском 16 мм і передбачені місця для установки ручних вогнегасників.

У місцях пожежних гідрантів встановлюються світлові покажчики.

Водопостачання – передбачено від міського водопроводу. У будівлі мережі водопостачання підводяться до санітарних вузлів, побутових приміщень, пожежних кранів, а також виробничих приміщень.

Каналізація – скидання каналізаційних відходів здійснюється в міську мережу. Каналізація запроектована згідно з санітарно-технічними нормами і вимогами.

Електропостачання – здійснюється від міських мереж енергопостачання. Будівництво трансформаторної підстанції на території підприємства даним проектом не передбачено.

Вентиляція – передбачена природним чином через елементи віконних блоків і світлового ліхтаря, що відкриваються. Примусова вентиляція передбачена в деяких виробничих приміщеннях згідно з технологічними вимогами і здійснюється за допомогою вентиляторів, що встановлюються в спеціально передбачених отворах в покрівлі.

Опалювання – передбачено в побутових і адміністративних приміщеннях від міської мережі центрального опалювання.

Скидання зливових вод здійснюється в міську систему зливової каналізації.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

Дипломник: Марінін Б.В.

Консультант: доц. Купченко Ю.В.

2.1. Загальні данні

Будівля проектується в сталевому каркасі, має три прольоти, шириною 18 м – 24 м – 18 м і кроком колон в осях 6 м, розміри в плані 60×72 м (рис. 1).

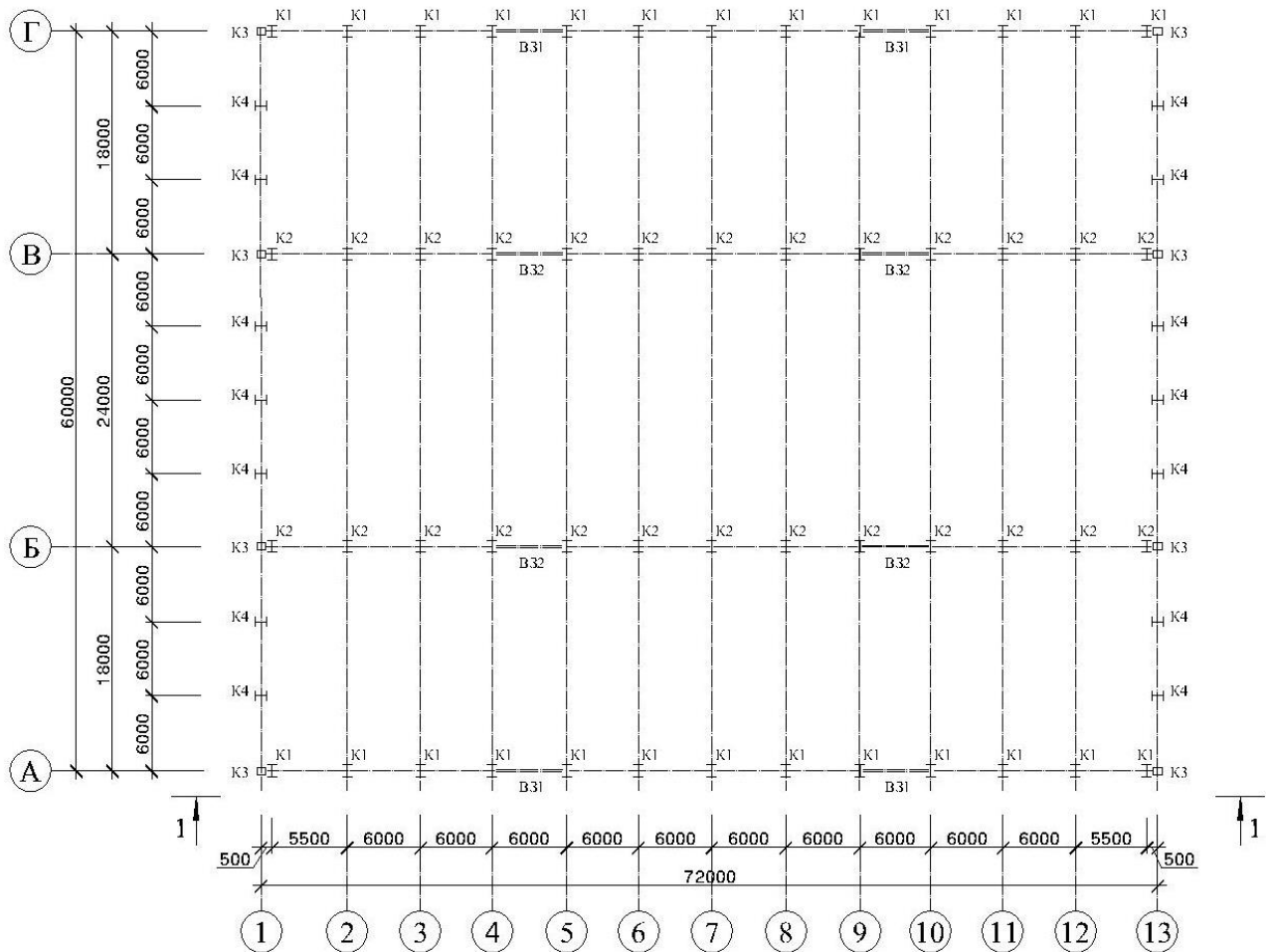


Рис. 1. Маркувальний план колон

Основні елементи сталевого каркасу є плоскі поперечні рами, утворені колонами і кроквяними фермами. На поперечні рами, розставлені згідно з прийнятим кроком колон (6 м), спираються поздовжні елементи каркасу: сталеві балки шляхів підвісних кранів, прогони покриття і елементи світлоаераційного ліхтаря.

Під колони каркаса влаштовуються окремо розташовані стовпчасті залізобетонні фундаменти, заглиблені в ґрунт. Нижня частина колони має базу, який служить для передачі і розподілу тиску від стержня сталеві колони на площу

залізобетонного фундаменту, а також забезпечує закріплення нижнього кінця колони у фундаменті згідно прийнятої розрахункової схеми.

Колони сталеві – приймаються постійного двотаврового перерізу. Сталеві балки шляхів підвісних кранів – суцільного двотаврового перерізу. Балки підвішуються до кроквяних ферм і розраховані на крани вантажопідйомністю в 2 тонни.

Покриття будівлі здійснюється за допомогою сталевих кроквяних ферм:

- середня ферма прольотом 24 м
- дві крайні прольотами по 18 м.

Конструкції ферм крайніх прольотів – з паралельними поясами, решітка – трикутна з додатковими стійками. Конструкція ферм середнього прольоту – трапецеподібна, решітка – трикутна з додатковими стійками. Перерізи стержнів поясів прийняти з таврів, перерізи стержнів решітки – з парних рівнополічкових кутиків.

Система покриття будівлі – прогінна, на кроквяні ферми покриття встановлюють сталеві прогони з прокатних швелерів, по яких укладається сталевий профільований настил і м'яка тепла кровля.

В якості огорожувальних конструкцій стін рийняті сендвіч-панелі з товщиною утеплювача 180 мм, заввишки 1200 і 1800 мм, які кріпляться до колон каркаса. По торцях будівлі для кріплення стінових панелей додатково встановлюються фахверкові колони.

Зміст розрахунково-конструктивного розділу:

1. Визначення діючих навантажень на раму каркасу споруди.
2. Статичний розрахунок і знаходження зусиль.
3. Проектування колон рами.
4. Проектування кроквяних ферм.

2.1. Визначення навантажень, що діють на раму

2.1.1. Постійні навантаження

Визначаємо значення постійного навантаження на 1 м^2 покриття в табличній формі (табл. 1).

Таблиця 1. Постійне навантаження

Вид навантаження	Характеристичне навантаження кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Гідроізоляція, єврорубероїд 4 шара	0,24	1,3	0,312
Утеплювач, мінвата ($h = 150 \text{ мм}$, $\rho = 5 \text{ кН/м}^3$)	0,75	1,2	0,9
Пароізоляція	0,05	1,2	0,06
Сталевий профільований настил	0,16	1,05	0,17
Сталеві прогони покриття	0,12	1,05	0,13
Власна вага кроквяної ферми і зв'язків покриття	0,62	1,05	0,65
Итого:	$q_{кр}^H = 1,87$		$q_{кр} = 2,23$

Розрахункове навантаження на одиницю довжини кроквяної ферми:

$$q_n = q_{кр} \times B = 2,23 \times 6 = 13,38 \text{ кН/м},$$

де $B = 6 \text{ м}$ - крок поперечних рам.

2.1.2. Снігове навантаження

Розрахункове значення снігового навантаження визначаємо за нормами [2] для району будівництва виробничого корпусу – м. Миколаїв:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1.14 \cdot 0.87 \cdot 1 = 0.99, \quad (\text{кН} / \text{м}^2)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням ($\gamma_{fm} = 1.04$);

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження, для м. Миколаїв

$$S_0 = 87 \text{ кг/м}^2 = 0.87 \text{ кН/м}^2;$$

C – коефіцієнт, визначаємо по формулі:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю;

C_e – коефіцієнт, який враховує режим експлуатації покрівлі на накопичення снігу (очищення, танення) і встановлюється завданням на проектування (приймаємо рівним одиниці);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H розміщення будівлі над рівнем моря і приймаємо:

$$C_{alt} = 1 \quad (\text{при } H < 0.5 \text{ км}).$$

Розрахункове значення снігового граничного навантаження на 1 метр погонний довжини кроквяної:

$$S_p = S_m \cdot B = 0.99 \cdot 6 = 5.95 \quad (\text{кН / м}).$$

2.1.3. Вітрове навантаження

Вітрове навантаження на колони рами передається панелями стінового обгороджування у вигляді розподіленого навантаження:

$$w_1 = q_{e10} = w_0 C_{h=10} C_{\gamma_f} B = 0,47 \times 0,65 \times 1,4 \times 0,96 \times 6 = 2,07 \text{ кН/м}$$

де $w_0 = 0,47 \text{ кН/м}^2$ - характеристичне значення вітрового навантаження

$C_{h=10} = 0,65$; $C_{h=20} = 0,9$ - коефіцієнт, що враховує зміну швидкісного натиску вітру по висоті

$$q_{e20} = 0,47 \times 0,9 \times 1,4 \times 0,96 \times 6 = 2,87 \text{ кН/м}$$

$$w_2 = 2,07 + (0,8 \times 6,75) / 10 = 2,61 \text{ кН/м}$$

$$w_{акт} = 0,8 \times w_1 = 0,8 \times 2,07 = 1,66 \text{ кН/м}; \quad w_{від} = 0,6 \times w_1 = 0,6 \times 2,07 = 1,24 \text{ кН/м}.$$

Вітрове навантаження на шатер каркаса

$$W = 0,5 (w_1 + w_2) H_{ш} (C_{aer} + C_{aer}^{від}) = 0,5 \times (2,07 + 2,61) 9,55 \times (0,8 + 0,6) = 31,3 \text{ кН},$$

C – коефіцієнт, визначуваний по формулі:

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

де C_{aer} – аеродинамічні коефіцієнти, $C_{aer} = 0,8$, $C_{aer}^{омс} = 0,6$;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти конструкції над поверхнею землі і типу навколишньої місцевості;

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

$C_{rel} = 1$ – коефіцієнт рельєфу;

$C_{dir} = 1$ – коефіцієнт нерівномірності вітрового навантаження;

$C_d = 1$ – коефіцієнт динамічності.

2.1.4. Кранові навантаження

До нижнього поясу кроквяної ферми підвішуються кран-балки вантажопідйомністю 2 тонни. Характеристики кран-балки наведені в табл. 2.

Таблиця 2. Характеристики кран-балки

Вантажопідйомність, Q, t	Пролітна довжина крану, L, m	Проліт крану, L_k, m	База крану, B, mm	Ширина крану, B_k, mm	Тиск візку на підкрановий шлях, F_1, kG	Загальна вага крану, G_k, kG
2	15	12	2100	2450	1710	1890

Визначаємо вертикальне навантаження від крану за допомогою ліній впливу опорних реакцій підкранових підвісних балок при дії двох кранів зближених впритул з максимальною вантажопідйомністю. Ординати епюри:

$$y_1 = a_1 / B = 3500/6000 = 0,592$$

$$y_2 = 5650/ 6000 = 0,942$$

$$y_3 = 1$$

$$y_4 = 3900/6000 = 0,65$$

$$\Sigma y_i = 3,184$$

Розрахунковий максимальний тиск крану:

$$D_{max} = F_{max} \gamma_f n_c \Sigma y_i = 17,1 \times 1,2 \times 0,85 \times 3,184 = 55,5 \text{ кН.}$$

Розрахунковий мінімальний тиск крану:

$$F_{min} = (9,8 Q + G_k) / n_0 - F_1 = (9,8 \times 2 + 18,9) / 2 - 17,1 = 2,15 \text{ кН.}$$

$$D_{min} = F_{min} \gamma_f n_c \Sigma y_i = 2,15 \times 1,2 \times 0,85 \times 3,184 = 6,98 \text{ кН.}$$

2.3. Статичний розрахунок і знаходження зусиль

Статичний розрахунок рами виконуємо за допомогою спеціалізованого програмного комплексу для розрахунку будівельних конструкцій SCAD. Розрахункова схема і епюри основних зусиль наведені нижче.

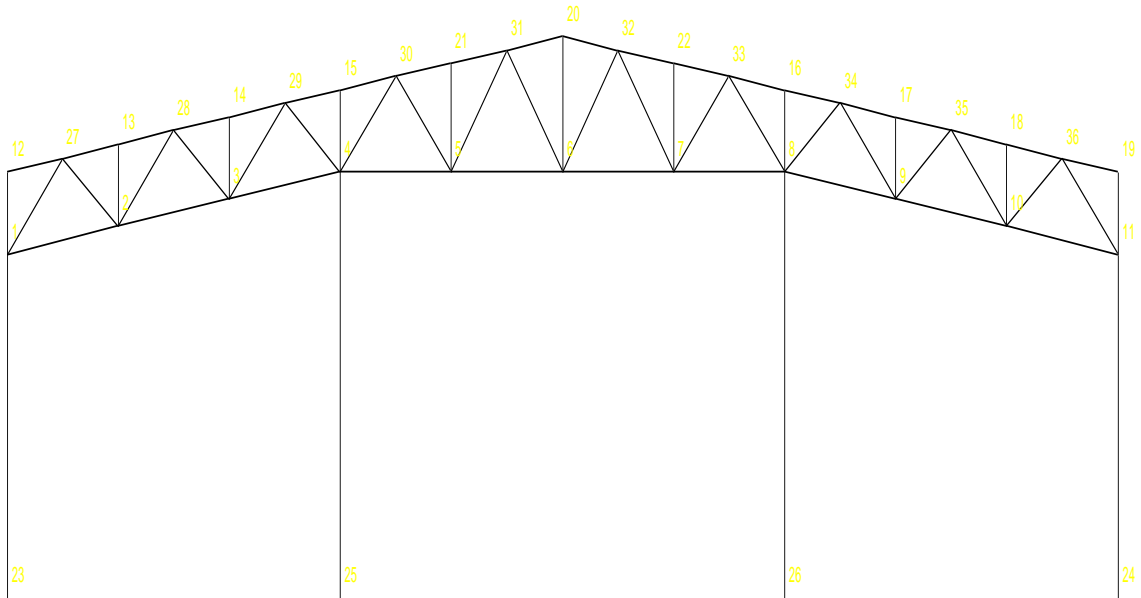


Рис. 2. Номера вузлів

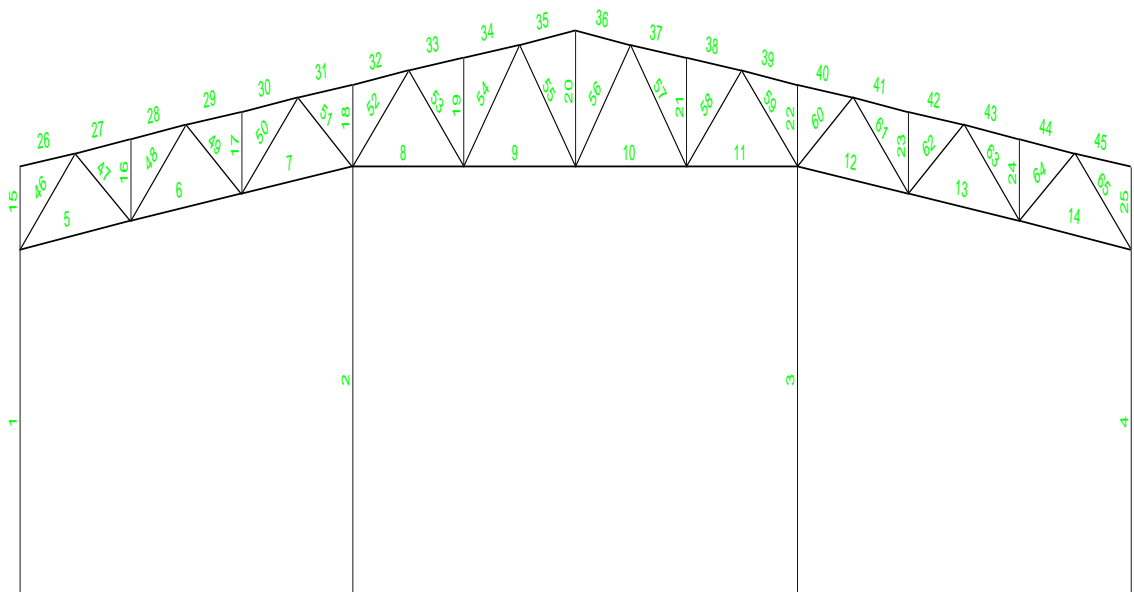


Рис. 3. Номера елементів

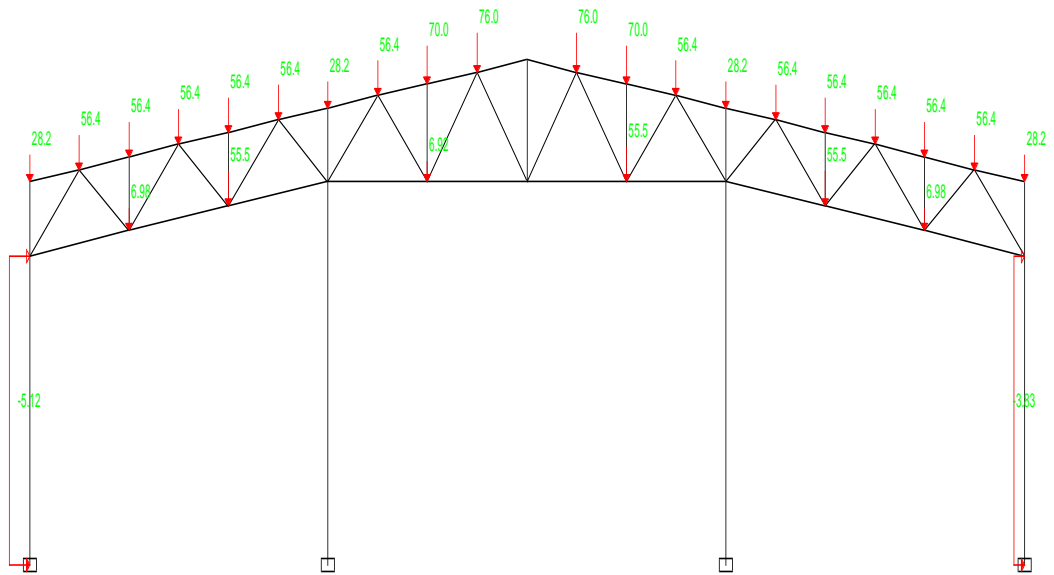


Рис. 4. Навантаження на поперечну раму

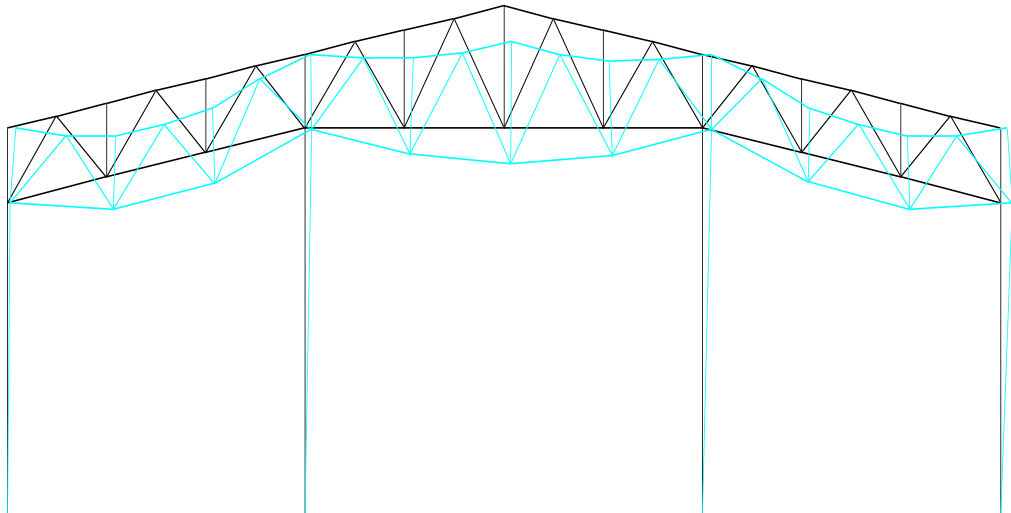


Рис. 5. Загальний вигляд деформацій

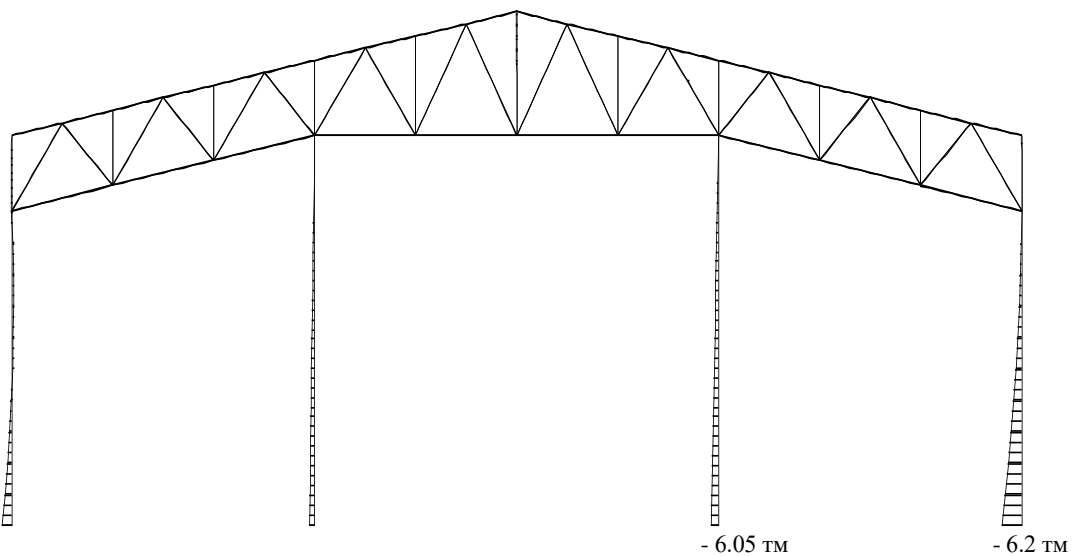


Рис. 6. Епюра згинальних моментів M згідно розрахункового поєднання зусиль

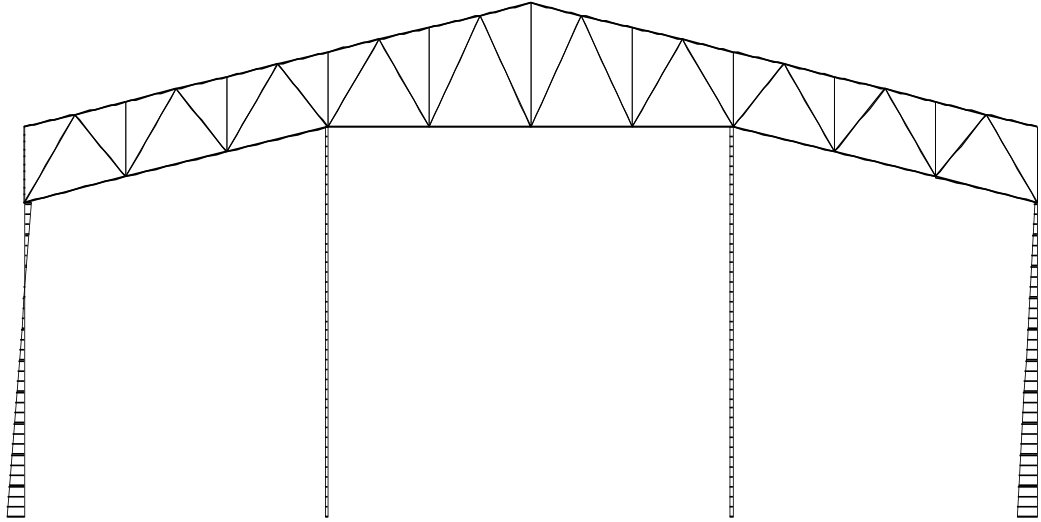


Рис. 7. Епюра поперечних сил Q

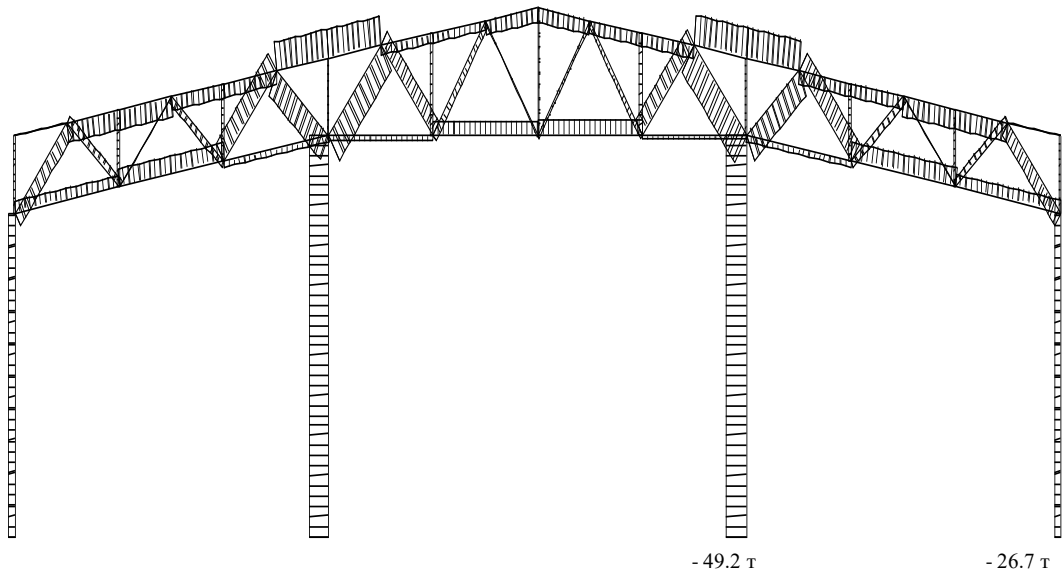


Рис. 8. Епюра поздовжніх сил N

2.4. Проектування колон рами

Розрахункові зусилля для підбору перетинів крайньої і середньої колони рами:

колони крайнього ряду $M = 60,5$ кНм; $N = 267,2$ кН;

колони середнього ряду $M = 62$ кНм; $N = 492$ кН.

Приймаємо сталь С 255 (ГОСТ 27772-88), $R_y = 24$ кН/см² - розрахунковий опір сталі розтягу, стиску і згину.

Визначення розрахункових довжин колон.

Коефіцієнти розрахункових довжин:

$$\mu = \sqrt{\frac{(n+0,56)}{(n+0,14)}}$$

- для крайньої колони $n_1 = \frac{l_k EI_p}{EI_k l_p} = \frac{7,2 \cdot 10}{1 \cdot 18} = 4$

- для середньої колони $n_2 = \frac{l_k}{EI_x} \left(\frac{EI_{p1}}{l_{p1}} + \frac{EI_{p2}}{l_{p2}} \right) = \frac{9,42}{2} \left(\frac{10}{18} + \frac{15}{24} \right) = 5,58,$

де EI_p, EI_x – жорсткості ригелів і стійок рами.

Коефіцієнт розрахункової довжини для крайньої колони:

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{(4+0,56)}{(4+0,14)}} = 1,05$$

для середньої колони : $\mu_2 = \sqrt{\frac{(5,58+0,56)}{(5,58+0,14)}} = 1,04.$

Розрахункові довжини колон в площині рами:

$$l_{x1} = \mu_1 l_1 = 1,05 \cdot 7,2 = 7,56 \text{ м}$$

$$l_{x2} = \mu_2 l_2 = 1,04 \cdot 9,45 = 9,92 \text{ м.}$$

Розрахункові довжини колон із площині рами:

$$l_{y1} = \mu_1 l_1 = 1 \cdot 7,2 = 7,2 \text{ м}$$

$$l_{y2} = \mu_2 l_2 = 1 \cdot 9,45 = 9,45 \text{ м.}$$

2.4.1. Підбір перетину крайньої колони

Визначаємо необхідну площу перетину колони:

$$\text{необх.} A = \frac{N \gamma_n}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,25 \frac{e_x}{h_e} \right) = \frac{267,2 \cdot 0,95}{24 \cdot 1} \left(1,25 + 2,25 \frac{0,23}{0,45} \right) = 25,4 \text{ см}^2$$

$$e_x = \frac{M}{N} = \frac{60,5}{267,2} = 0,23 - \text{ексцентрисит}$$

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n = 0,95$ - коефіцієнт надійності за призначенням.

Компоновка поперечного перерізу колони

Знаходимо мінімальні радіуси інерції:

$$\min i_x = \frac{l_{x1}}{\lambda_u} = \frac{756}{120} = 6,3 \text{ см}; \quad \min i_y = \frac{l_{y1}}{\lambda_u} = \frac{720}{120} = 6 \text{ см},$$

приймаємо складений двотавр з номінальною висотою $h_e = 450$ мм,
для якого:

$$A = 90,4 \text{ см}^2; \quad i_x = 18,8 \text{ см}; \quad i_y = 6,4 \text{ см}; \quad \text{вага 1 м.п.} = 71 \text{ кг/м};$$

$$I_x = 32409 \text{ см}^4; \quad I_y = 3661 \text{ см}^4; \quad W_x = 1440 \text{ см}^3.$$

Перевірка стійкості крайньої колони в плоскості рами

Виконуємо по формулі []:

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

де φ_e - коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску

$$\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{756}{18,8} = 40$$

$$\lambda_{ef} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 40 \sqrt{\frac{24}{206 \cdot 10^2}} = 1,37$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{280 \cdot 10}{430 \cdot 8} = 0,81 \Rightarrow \eta = 1,32$$

$$m = \frac{e_x A}{W_x} = \frac{23 \cdot 90,4}{1440} = 1,44$$

$$m_{ef} = \eta m = 1,32 \cdot 1,44 = 1,91$$

$$\lambda_{ef} = 1,37.$$

У відповідності з нормами [5] знаходимо: $\varphi_e = 0,126$.

Виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{267,2 \cdot 0,95}{0,126 \cdot 90,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,93 < 1,$$

Стійкість колони в плоскості рами забезпечена.

Перевірка стійкості крайньої колони із плоскості рами

Виконуємо по формулі:

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

де φ_y - коефіцієнт стійкості;

c - коефіцієнт, що враховує можливість згинно-крутильної форми втрати стійкості.

$$\lambda_y = \frac{l_{y1}}{i_y} = \frac{7,2 \cdot 100}{6,4} = 112,5 < \lambda_u = 132, \text{ знаходимо за [5]: } \varphi_y = 0,463.$$

Для визначення коефіцієнта c обчислюємо:

$$m_x = \frac{M_x A}{N W_x} = \frac{6580 \cdot 90,4}{267,2 \cdot 1440} = 1,55$$

$$\text{де } M_x = \frac{2}{3}(M_2 + M_1) - M_1 = \frac{2}{3}(144 + 90,5) - 90,5 = 65,8 \text{ кНм}$$

при значенні відносного ексцентриситету $m_x = 1,55 < 5$ знаходимо значення c :

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1,14}{1 + 0,73 \cdot 1,55} = 0,319$$

$$\text{при } 1 < m_x \leq 5 \quad \alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,55 = 0,73$$

$$\lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 92 < \lambda_y = 112,5$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,598}{0,463}} = 1,14$$

$$\lambda_c = 92 \Rightarrow \varphi_c = 0,598.$$

Виконуємо перевірку стійкості з плоскості рами:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{267,2 \cdot 0,95}{0,319 \cdot 0,463 \cdot 90,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,8 \leq 1,$$

Стійкість забезпечена.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 180 - 60 \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,8 = 132.$$

Перевірка місцевої стійкості елементів складеного перетину колони:

- для поясних листів

$$\frac{e_f}{t_f} = \frac{136}{10} = 13,6 < (0,36 + 0,1 \lambda_{ef}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,37) \sqrt{\frac{20600}{24}} = 14,6$$

- для стінки

при $m_{ef} = 1,91 > 1$ и $\lambda_{ef} = 1,37 > 0,8$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{430}{10} = 43 < (0,9 + 0,5\lambda_{ef}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,9 + 0,5 \cdot 1,37) \sqrt{\frac{20600}{24}} = 46,4.$$

Умови виконуються, місцева стійкість стінки і полиць забезпечена.

Розрахунок і конструювання бази колони

Розрахункові зусилля: $M = 60,5$ кНм; $N = 267,2$ кН.

Знаходимо розміри опорної плити – ширину і довжину (рис. 9).

Приймаємо два зв'язи плити $a_l = 50$ мм.

Ширина плити $B = b_f + 100$ мм = $280 + 100 = 380$ мм, тоді довжина плити

$$L \geq \frac{N}{2BR_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_\sigma}\right)^2 + \frac{6M}{BR_\sigma}} = \frac{267,2}{2 \cdot 38 \cdot 0,5} + \sqrt{\left(\frac{267,2}{2 \cdot 38 \cdot 0,5}\right)^2 + \frac{6 \cdot 6050}{38 \cdot 0,5}} = 58,1 \text{ см}$$

приймаємо конструктивно $L = 600$ мм.

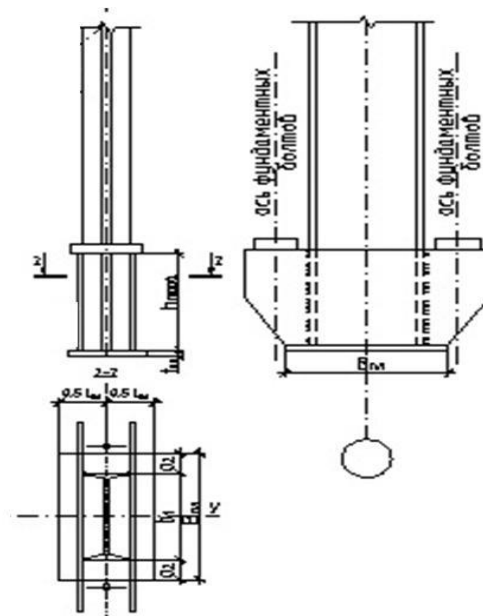


Рис. 9. База колони

Напруження бетону фундаменту під опорною плитою:

$$\sigma_{cp \max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{267,2}{38 \cdot 60} + \frac{6 \cdot 6050}{38 \cdot 60^2} = 0,47 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{cp \min} = \frac{167,2}{38 \cdot 60} - \frac{6 \cdot 9050}{38 \cdot 60^2} = -0,32 \text{ кН / см}^2.$$

Опорна плита працює на згин, знаходимо значення згинальних моментів на ділянках плити:

ділянка 1,2 - опорна плита працює як консольна балка:

$$M_1 = \frac{\sigma_{cp \max} \cdot a_1^2}{2} = \frac{0,47 \cdot 5^2}{2} = 5,875 \text{кНсм}$$

$$M_2 = \frac{\sigma_{cp \min} \cdot a_2^2}{2} = \frac{0,47 \cdot 7,5^2}{2} = 13,2 \text{кНсм}$$

ділянка 3 - плита обпирається на 4 сторони:

$$M_3 = a \cdot \sigma_{cp \max} a_3^2 = 0,125 \cdot 0,47 \cdot 13,6^2 = 10,9 \text{кНсм}$$

$$\text{при } \frac{e_3}{a_3} = \frac{430}{136} = 3,2 > 2 \Rightarrow \alpha = 0,125.$$

За найбільшим згинальним моментом визначаємо товщину опорної плити бази КОЛОНИ:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 13,2}{24}} = 1,82 \text{см},$$

приймаємо $t_{nl} = 20$ мм.

Розрахунок анкерних болтів

Зусилля розтягу у болтах з одного боку бази $F_a = (M - N \cdot a)/y = (6050 - 267,2 \times 23,8)/63,8 = 79,5$ кН

$$\frac{c}{\sigma_{cp \max}} = \frac{L - c}{\sigma_{cp \min}}; \quad \frac{c}{0,47} = \frac{60 - c}{0,32} \Rightarrow c = 35,7 \text{см}$$

$$a = c - \frac{1}{3}c = 35,7 - \frac{1}{3} \cdot 35,7 = 23,8 \text{см}$$

$$y = a + 440 = 23,8 + 40 = 63,8 \text{см}$$

Необхідна площа одного анкерного болта:

$$A_{\text{необх. болта}} = \frac{F_a}{n R_b} = \frac{79,5}{2 \cdot 18,5} = 2,15 \text{см}^2$$

$n = 2$ - кількість болтів в розтягнутій зоні;

R_b - розрахунковий опір анкерних болтів розтягу,

$$R_b = 18,5 \text{кН/см}^2.$$

Приймаємо по сортаменту анкерних болтів анкер $d = 20$ мм; $A = 2,25 \text{см}^2$.

Розміри траверс приймаємо конструктивно: висота $h_{mp} = 400$ мм, товщина $t_{mp} = 12$ мм.

2.4.2. Підбір перетину середньої колони

Розрахункові зусилля для підбору перетину середньої колони рами:

$$M = 62 \text{ кНм}; \quad N = 492 \text{ кН.}$$

Знаходимо необхідну площу:

$$A_{mp} \approx \frac{N\gamma_n}{R_y\gamma_c} \left(1,25 + 2,25 \frac{e_x}{h_g} \right) = \frac{492 \cdot 0,95}{24 \cdot 1} \left(1,25 + 2,25 \frac{0,126}{0,45} \right) = 40,3 \text{ см}^2$$

$$e_x = \frac{M}{N} = \frac{62}{492} = 0,126 \text{ м}$$

Компоновка поперечного перерізу колони:

знаходимо мінімальні радіуси інерції

$$\min i_x = \frac{l_{x2}}{\lambda_u} = \frac{9,92 \cdot 100}{120} = 8,27 \text{ см}$$

$$\min i_y = \frac{l_{y2}}{\lambda_u} = \frac{9,45 \cdot 100}{120} = 7,87 \text{ см.}$$

За сортаментом приймаємо складений двотавр висотою $h_w = 450$ мм, його основні характеристики:

$$A = 115,2 \text{ см}^2; \quad I_x = 43020 \text{ см}^4; \quad I_y = 7865 \text{ см}^4; \quad \text{вага 1 м.п.} = 90 \text{ кг/м}; \quad i_x = 19,3 \text{ см}; \\ i_y = 8,3 \text{ см}; \quad W_x = 1938 \text{ см}^3.$$

Перевірка стійкості колони в плоскості рами

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{992}{19,3} = 51,4 < 120$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 51,4 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,75$$

$$m = \frac{e_x A}{W_x} = \frac{12,6 \cdot 115,2}{1938} = 1,03$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{340 \cdot 12}{420 \cdot 8} = 1,21 \Rightarrow \eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}_{ef} =$$

$$= (1,9 - 0,1 \cdot 1,03) - 0,02(5 - 1,03)1,75 = 1,66$$

$$m_{ef} = \eta m = 1,66 \cdot 1,03 = 1,71$$

$$m_{ef} = 1,71$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = 1,75 \Rightarrow \varphi_e = 0,447.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{492 \cdot 0,95}{0,232 \cdot 115,2 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,73 < 1,$$

Стійкість колони в плоскості рами забезпечена

Перевірка стійкості колони з плоскості рами

Виконуємо по формулі:

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

де φ_y - коефіцієнт стійкості;

c - коефіцієнт, що враховує можливість згинно-крутильної форми втрати стійкості.

$$\lambda_y = \frac{l_{y2}}{i_y} = \frac{945}{8,3} = 113,9 < \lambda_u = 139,8; \varphi_y = 0,345$$

$$M_x = 41,5 \text{кНм}$$

$$m_x = \frac{M_x A}{N W_x} = \frac{4150 \cdot 115,2}{492 \cdot 1938} = 0,51$$

при $m_x = 0,51 \leq 5$ знаходимо значення c :

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1,15}{1 + 0,7 \cdot 0,51} = 0,747 \quad \beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,598}{0,455}} = 1,15$$

$$\lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 92 < \lambda_y = 113,9, \quad \alpha = 0,7.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{492 \cdot 0,95}{0,747 \cdot 0,345 \cdot 115,2 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,67 \leq 1,$$

Стійкість колони з плоскості рами забезпечена.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0.67 = 139.8.$$

Перевірка місцевої стійкості елементів складеного перетину колони:

- для поясних листів

$$\frac{e_{ef}}{t_f} = \frac{166}{12} = 13,8 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_{ef}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,75) \sqrt{\frac{20600}{24}} = 16,7,$$

місцева стійкість забезпечена.

Розрахунок і конструювання бази колони

Розрахункові зусилля: $M = 62$ кНм; $N = 492$ кН.

Знаходимо розміри опорної плити – ширину і довжину (рис. 9).

Приймаємо два зв'язи плити $a_l = 50$ мм.

Ширина плити $B = b_f + 100 = 340 + 100 = 440$ мм, тоді довжина плити:

$$L \geq \frac{N}{2BR_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_\sigma}\right)^2 + \frac{6M}{BR_\sigma}} = \frac{492}{2 \cdot 44 \cdot 0,5} + \sqrt{\left(\frac{492}{2 \cdot 44 \cdot 0,5}\right)^2 + \frac{6 \cdot 6200}{44 \cdot 0,5}} = 53,79 \text{ см}$$

приймаємо $L = 54$ см.

Напруження бетону фундаменту під опорною плитою:

$$\sigma_{cp \max} = \frac{N}{NBL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{492}{44 \cdot 54} + \frac{6 \cdot 6200}{44 \cdot 54^2} = 0,497 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{cp \min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{492}{44 \cdot 54} - \frac{6 \cdot 6200}{44 \cdot 54^2} = -0,083 \text{ кН / см}^2$$

Опорна плита працює на згин, знаходимо значення згинальних моментів на ділянках плити:

ділянка 1,2 - опорна плита працює як консольна балка:

$$M_1 = \frac{\sigma_{cp \max} \cdot a_1^2}{2} = \frac{0,497 \cdot 5^2}{2} = 6,21 \text{ кНм}$$

$$M_2 = \frac{0,497 \cdot 4,5^2}{2} = 5,03 \text{ кНм}$$

ділянка 3

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_{cp \max} a_3^2 = 0,125 \cdot 0,497 \cdot 16,6^2 = 17,1 \text{ кНм}.$$

За найбільшим моментом знаходимо товщину опорної плити t_{nl} :

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 17,1}{24}} = 2,07 \text{ см},$$

приймаємо $t_{nl} = 22$ мм.

Розрахунок анкерних болтів

Зусилля розтягу у болтах з одного боку бази

$$Fa = \frac{M - Na}{y} = \frac{6210 - 315,7 \cdot 29,5}{67,5} = 46 \text{ кН}$$

$$\sigma_{cp \max} = \frac{315,7}{44 \cdot 54} + \frac{6 \cdot 6210}{44 \cdot 54^2} = 0,423 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{cp \min} = \frac{315,7}{44 \cdot 54} - \frac{6 \cdot 6210}{44 \cdot 54^2} = -0,158 \text{ кН / см}^2$$

$$\frac{C}{\sigma_{cp \max}} = \frac{L - C}{\sigma_{cp \min}}$$

$$\frac{C}{0,423} = \frac{54 - C}{0,158};$$

$$C = 44,23 \text{ см}$$

$$a = \frac{2}{3}C = \frac{2}{3} \cdot 44,23 = 29,5 \text{ см}$$

$$y = a + 380 \text{ мм} = 29,5 + 380 = 67,5 \text{ см}$$

Потрібна площа перерізу одного болта:

$$A_b = \frac{Fa}{nR_b} = \frac{46}{1 \cdot 18,5} = 2,5 \text{ см}^2,$$

приймаємо анкерний болт $d = 22$ мм; розміри траверс приймаємо $h_{mp} = 400$ мм,
 $t_{mp} = 12$ мм.

2.5. Проектування кроквяних ферм покриття

2.5.1. Проектування кроквяної ферми прольотом 24 м

Навантаження на покриття знайдені у розділі 2.1.

Визначаємо вузлові навантаження, прикладені до верхнього поясу кроквяної ферми:

$$F_1 = (q_n + S_p) \cdot 3 = (13,38 + 5,95) \cdot 3 = 56,4 \text{ кН}$$

$$F_2 = (q_n + S_p) \cdot 1,5 = (13,38 + 5,95) \cdot 1,5 = 28,2 \text{ кН}$$

До нижнього поясу ферми прикладено кранове навантаження від підвісної кран-балки D_{\max} і D_{\min} .

Статичний розрахунок наведений у п. 2.3.

Таблиця 3. Розрахункові зусилля в стержнях ферми

Найменування елемента	Позначення	Розрахункове зусилля, кН	
		розтяг	стиск
Верхній пояс	32; 39	0	0
	33; 38		-336,5
	34; 37		-336,5
	35; 36		-280,4
Нижній пояс	8; 4	216,3	
	9; 10	325,7	
Розкоси	52; 59	157,5	-296,4
	53; 58		
	54; 57		-24
	55; 56		-74,8
Стійки	19; 21	58,80	-56,4
	20		

Підбір перерізів елементів поясів

Верхній пояс:

Розрахункове зусилля $N_{max} = -336,5$ кН; геометрична довжина $l_r = 310$ см; розрахункові довжини $l_{x(y)} = l_e \cdot \mu_{x(y)}$: $l_x = l \times 310 = 310$ см, $l_y = l \times 310 = 310$ см; гранична гнучкість $\lambda_u = 180 - 60\alpha$; коефіцієнти $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$. Сталь марки С255, розрахунковий опір $R_y = 24$ кН/см².

Знаходимо необхідну площу перерізу із умови стійкості при стиску:

$$A_{необх.} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{336,5 \cdot 0,95}{0,600 \cdot 24 \cdot 1} = 22,2 \text{ см}^2,$$

де коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,600$ прийнято (табл. Ж.1, [5]) за попередньо призначеною гнучкістю $\lambda = 80$ в залежності від знайденої умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 80 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 2,73$ і типу кривої стійкості «с» [5].

За сортаментом вибираємо широкополічний тавр 13 шт1: $A = 23,2$ см²; $i_x = 3,35$ см; $i_y = 4,19$ см; $z_0 = 23$ мм.

Знаходимо гнучкість

$$\lambda_x = \frac{310}{3,35} = 92,5 < \lambda_u = 121,8.$$

За дійсним значенням гнучкості визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0,593$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 92,5 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3,16$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість стиснутого верхнього поясу:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{336,5 \cdot 0,95}{0,593 \cdot 23,2 \cdot 24 \cdot 1} = 0,97 < 1.$$

Стійкість забезпечена.

Перевіряємо значення граничної гнучкості λ_u :

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,97 = 121,8.$$

$$\lambda_x = \frac{310}{3,35} = 92,5 < \lambda_u = 121,8.$$

Умова виконується.

Нижний пояс

Розрахункове зусилля $N_{max} = 325,7$ кН; геометрична довжина $l_T = 6$ м ; розрахункові довжини $l_x = 600$ см ; $l_y = 600$ см ; коефіцієнти $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 400$.

Знаходимо необхідну площу перерізу нижнього поясу із умови міцності на розтяг:

$$A_{необх.} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{325,7 \cdot 0,95}{24 \cdot 1} = 12,9 \text{ см}^2.$$

Із сортаменту широкополічних таврів підбираємо: тавр 10 шт1: $A = 16$ см²; $i_x = 2,48$ см; $i_y = 3,56$ см; $z_0 = 16,5$ мм.

Перевіряємо міцність розтягнутого нижнього поясу:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{325,7 \cdot 0,95}{16 \cdot 24 \cdot 1} = 0,81 < 1.$$

Міцність забезпечена.

Порівнюємо гнучкості розтягнутого елемента із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{600}{2,48} = 242 < \lambda_u = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{3.56} = 169 < \lambda_u = 400.$$

Умова виконується.

Підбір перерізів елементів решітки ферми

Опорний розкіс (52, 59)

Розрахункове зусилля $N = - 296,4$ кН ; геометрична довжина $l_r = 400$ см; розрахункові довжини $l_x = 0,5 \times 400 = 200$ см; $l_y = 400$ см; коефіцієнти $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 180 - 60\alpha$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{необх} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{296,4 \cdot 0,95}{0,600 \cdot 24 \cdot 1,0} = 19,6 \text{ см}^2$$

$$A_{1кутика} = \frac{A_{необх}}{2} = \frac{19,6}{2} = 9,8 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо два рівнополічних кутика:

$$\perp 90 \times 7, A = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ см}^2, i_x = 2,78 \text{ см}, i_y^{2 \text{ кутика}} = 3,96 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{200}{2,78} = 72,2$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2 \text{ кутика}}} = \frac{400}{3,94} = 101$$

За дійсним значенням гнучкості ($\lambda = 101$) визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0,537$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 101 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3,45$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість опорного розкосу:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{296,4 \cdot 0,95}{0,537 \cdot 24,6 \cdot 24 \cdot 1} = 0,89 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Порівнюємо гнучкості із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,89 = 126,6.$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{200}{2,78} = 72,2 < \lambda_u = 126,6$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2\text{кутика}}} = \frac{400}{3,94} = 101 < \lambda_u = 126,6,$$

умова виконується.

Елемент 53

Розрахункове зусилля $N = 157,5$ кН; геометрична довжина $l_r = 420$ см; розрахункові довжини $l_x = 0,8 \times 420 = 336$ см; $l_y = 420$ см; коефіцієнти $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 400$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх.}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{157,5 \cdot 0,95}{24 \cdot 1} = 6,2 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо рівнополичний кутик:

$$\perp 50 \times 5, A = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2, i_x = 1,54 \text{ см}, i_y^{2\text{кутика}} = 2,38 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{336}{1,54} = 220 \leq \lambda_u = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2\text{кутика}}} = \frac{420}{2,35} = 178 \leq \lambda_u = 400.$$

Перевіряємо міцність:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{157,5 \cdot 0,95}{9,6 \cdot 24 \cdot 1} = 0,65 < 1.$$

Міцність забезпечена.

Елемент 55

Розрахункове зусилля $N = - 74,8$ кН; геометрична довжина $l_r = 4,5$ м; розрахункові довжини $l_x = 0,8 \times l_r = 0,8 \times 450 = 360$ см; $l_y = 450$ см; коефіцієнти $\gamma_c = 0,8$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх.}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{74,8 \cdot 0,95}{0,600 \cdot 24 \cdot 0,8} = 6,17 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{6.17}{2} = 3,09 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо два рівнополичних кутика:

$$\perp 80 \times 6, A = 2 \cdot 9,38 = 18.76 \text{ см}^2, i_x = 2,47 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 3,5 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{360}{2,47} = 145,7$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{450}{3,5} = 128.6$$

За дійсним значенням гнучкості ($\lambda = 145.7$) визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0.293$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 145.7 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 4.97$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{74.8 \cdot 0.95}{0.293 \cdot 18.76 \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.67 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Порівнюємо гнучкості із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0.67 = 169.8.$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{360}{2,47} = 145,7 < \lambda_u = 169.8$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{450}{3,5} = 128.6 < \lambda_u = 169.8,$$

умова виконується.

Елемент 54 ($N = - 24$ кН) слабостиснутий, приймаємо також з перерізом з двох рівнополичних кутиків $\perp 80 \times 6$ (за граничною гнучкістю $\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0.5 = 180$).

Елемент 19

Розрахункове зусилля $N = - 56,4$ кН; геометрична довжина $l_T = 300$ см; розрахункові довжини $l_x = 0,8 \times l = 0,8 \times 300 = 240$ см; $l_y = 300$ см; коефіцієнти $\gamma_c = 0.8$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56.4 \cdot 0.95}{0.600 \cdot 24 \cdot 0.8} = 4,7 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{4.7}{2} = 2,35 \text{ см}^2$$

Мінімальні радіуси інерції:

$$i_{x\text{min}} = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{240}{150} = 1,6 \text{ см}$$

$$i_{y\text{min}} = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{300}{150} = 2 \text{ см.}$$

За сортаментом приймаємо два рівнополічних кутика:

$$\perp 56 \times 5, A = 2 \cdot 5,21 = 10.42 \text{ см}^2, i_x = 1,72 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,6 \text{ см.}$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{240}{1,72} = 139,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{300}{2,6} = 115,3$$

За дійсним значенням гнучкості ($\lambda = 139,5$) визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0.315$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 139,5 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 4.81$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56.4 \cdot 0.95}{0.315 \cdot 10.42 \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.83 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Порівнюємо гнучкості із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0.81 = 161.4.$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{240}{1,72} = 139,5 < \lambda_u = 161.4$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{300}{2,6} = 115,3 < \lambda_u = 161.4,$$

умова виконується.

Розрахунок вузлів ферми

Розраховуємо довжини зварних швів кріплення розкосів і стійок у вузлах ферми до поясів.

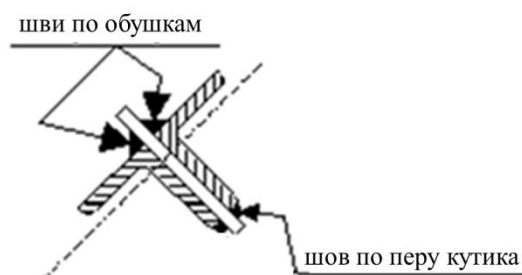


Рис. 10. Зварні шви по обушку і перу кутика

Зварка напівавтоматична; зварювальна проволочка $Cв - 08Г2С$ діаметром $d = 1,2 \dots 2 \text{ мм}$; $\gamma_c = 1$. $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$;

$$R_{\omega z} = 0,45 R_{\omega n} = 0,45 \cdot 38 \text{ кН/см}^2 = 17,1 \text{ кН/см}^2 \quad \beta_f = 0,9; \beta_z = 1,05$$

Міцність швів визначається міцністю по межі сплавлення оскільки:

$$R_{\omega z} \cdot \beta_z = 16,65 \cdot 1,05 = 17,5 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \cdot \beta_f = 21,5 \cdot 0,9 = 19,85 \text{ кН/см}^2.$$

Товщина фасонки 8 мм ; товщина кутиків 5 мм ; $t_{\min} = 5 \text{ мм}$.

Максимальні катети за обушком і за пером кутика:

$$\max k_f^{\text{об}} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 5 = 6 \text{ мм}$$

$$\max k_f^n = 0,9 \cdot t_{\min} = 0,9 \cdot 5 = 4,5 \text{ мм},$$

приймаємо $k_f^{\text{об}} = 6 \text{ мм}$; $\max k_f^n = 4 \text{ мм}$,

$n = 2$ – кількість зварних швів для парних кутиків.

Знаходимо довжини швів:

$$l_{\omega}^0 = \frac{\alpha N \gamma_n}{n \beta_z R_{\omega z} \gamma k_f^0} + 1 \text{ см} = \frac{0,7 \cdot 296,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 11 \text{ см}$$

- елемент 52

$$l_{\omega}^n = \frac{(1 - \alpha) N \gamma_n}{n \beta_z R_{\omega z} \gamma k_f^n} + 1 \text{ см} = \frac{0,3 \cdot 296,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 9 \text{ см}$$

- елемент 53

$$l_{\omega}^0 = \frac{0,7 \cdot 157,5 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 6 \text{ см}$$

$$l_{\omega}^n = \frac{0,3 \cdot 157,5 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^0 = \frac{0,7 \cdot 56,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^n = \frac{0,3 \cdot 56,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^0 = \frac{0,7 \cdot 24 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^n = \frac{0,3 \cdot 24 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 0,4} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^0 = \frac{0,7 \cdot 74,8 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^n = \frac{0,3 \cdot 74,38 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см.}$$

Визначення кількості сполучних прокладок для стержнів решітки

Стержні ферми складені з двох кутиків необхідно з'єднати між собою листовими прокладками – це дає можливість вважати цей переріз працюючим спільно. Відстані між прокладками: для стиснутих елементів не більш $40i$, для розтягнутих – не більш $80i$ (i – радіус інерції кутика, відносно осі, паралельної площині прокладок). Прокладки встановлюють в елементі на рівних відстанях. Для стиснутих елементів кількість прокладок призначається не менше 2-х на елемент. Розміри прокладок приймаються: товщина прокладки t_n дорівнює товщині фасонки; ширина прокладки $b_n = (0.5 \dots 0.8)b$, але не менш 50 мм; довжина прокладки $l_n = b + 30$ мм (b – ширина полиці кутика).

Опорний розкіс (стержень стиснутий)

┘┘ 90×7, $i_x = 2.78$ см, геометрична довжина $l_0 = 400$ см.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{2 \cdot 40 \cdot i_x} - 1 = \frac{400}{2 \cdot 40 \cdot 2.78} - 1 = 1.8 = 2 \text{ шт.},$$

де, 2 – враховує розділення по середині опорного розкосу на дві половини по довжині кріпленням розпірки і установкою в місці кріплення фасонки.

Приймаємо по одній прокладці на кожній половині стержня розкосу.

Стержень 53 (розтягнутий)

┘┘ 50×5, $i_x = 1.54\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 420\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{80 \cdot i_x} - 1 = \frac{420}{80 \cdot 1.54} - 1 = 2.4 = 3\text{шт.}$$

Стержень 55 (стиснутий)

┘┘ 80×6, $i_x = 2.47\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 450\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{40 \cdot i_x} - 1 = \frac{450}{40 \cdot 2.47} - 1 = 2.55 = 3\text{шт.}$$

Стержень 19 (стиснутий)

┘┘ 56×5, $i_x = 1.72\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 300\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{40 \cdot i_x} - 1 = \frac{300}{40 \cdot 1.72} - 1 = 2.36 = 3\text{шт.}$$

2.5.2. Проектування кроквяної ферми прольотом 18 м

Навантаження на покриття знайдені у розділі 2.3.

Підбір перерізів елементів поясів

Верхній пояс (елементи 26, 27, 28, 29, 30, 31):

Розрахункове зусилля $N_{max} = -306,5\text{ кН}$; геометрична довжина $l_T = 310\text{ см}$; розрахункові довжини $l_{x(y)} = l_z \cdot \mu_{x(y)}$: $l_x = l \times 310 = 310\text{ см}$, $l_y = l \times 310 = 310\text{ см}$; гранична гнучкість $\lambda_u = 180 - 60\alpha$; коефіцієнти $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$. Сталь марки С255, розрахунковий опір $R_y = 24\text{ кН/см}^2$.

Знаходимо необхідну площу перерізу із умови стійкості при стиску:

$$A_{необх.} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{306.5 \cdot 0.95}{0.600 \cdot 24 \cdot 1} = 20.2 \text{ см}^2,$$

де коефіцієнт стійкості $\varphi = 0.600$ прийнято (табл. Ж.1, [5]) за попередньо призначеною гнучкістю $\lambda = 80$ в залежності від знайденої умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 80 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 2.73$ і типу кривої стійкості «с» [5].

За сортаментом вибираємо широкополичний тавр 11.5 шт1: $A = 22,81 \text{ см}^2$;
 $i_x = 2,90 \text{ см}$; $i_y = 3,69 \text{ см}$; $z_0 = 20.8 \text{ мм}$.

Знаходимо гнучкість

$$\lambda_x = \frac{310}{2,90} = 106,7 < \lambda_u = 120.8.$$

За дійсним значенням гнучкості визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0.536$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 106.7 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3.64$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість стиснутого верхнього поясу:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{306.5 \cdot 0.95}{0.536 \cdot 22.81 \cdot 24 \cdot 1} = 0.99 < 1.$$

Стійкість забезпечена.

Перевіряємо значення граничної гнучкості λ_u :

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0.99 = 120.8.$$

$$\lambda_x = \frac{310}{3,35} = 106,7 < \lambda_u = 120.8.$$

Умова виконується.

Нижний пояс (елементи 5, 6, 7)

Розрахункове зусилля $N_{max} = 295,7 \text{ кН}$; геометрична довжина $l_T = 6 \text{ м}$;
 розрахункові довжини $l_x = 600 \text{ см}$; $l_y = 600 \text{ см}$; коефіцієнти $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$;
 гранична гнучкість $\lambda_u = 400$.

Знаходимо необхідну площу перерізу нижнього поясу із умови міцності на розтяг:

$$A_{необх.} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{295.7 \cdot 0.95}{24 \cdot 1} = 11.7 \text{ см}^2.$$

Із сортаменту широкополічних таврів підбираємо: тавр 10 шт1: $A = 16 \text{ см}^2$;
 $i_x = 2,48 \text{ см}$; $i_y = 3,56 \text{ см}$; $z_0 = 16,5 \text{ мм}$.

Перевіряємо міцність розтягнутого нижнього поясу:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{295,7 \cdot 0,95}{16 \cdot 24 \cdot 1} = 0,73 < 1.$$

Міцність забезпечена.

Порівнюємо гнучкості розтягнутого елемента із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{600}{2,48} = 242 < \lambda_u = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{3,56} = 169 < \lambda_u = 400.$$

Умова виконується.

Підбір перерізів елементів решітки ферми

Опорний розкіс (елемент 46)

Розрахункове зусилля $N = - 246,4 \text{ кН}$; геометрична довжина $l_r = 375 \text{ см}$;
розрахункові довжини $l_x = 0,5 \times 375 = 187,5 \text{ см}$; $l_y = 375 \text{ см}$; коефіцієнти $\gamma_c = 1$;
 $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 180 - 60\alpha$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{необх} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{246,4 \cdot 0,95}{0,600 \cdot 24 \cdot 1,0} = 16,2 \text{ см}^2$$

$$A_{кутика} = \frac{A_{необх}}{2} = \frac{16,9}{2} = 8,45 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо два рівнополічних кутика:

└ 70×7, $A = 2 \cdot 9,42 = 18,84 \text{ см}^2$, $i_x = 2,14 \text{ см}$, $i_y^{2 \text{ кутика}} = 3,28 \text{ см}$.

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{187,5}{2,14} = 87,6$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2 \text{ кутика}}} = \frac{375}{3,28} = 114$$

За дійсним значенням гнучкості ($\lambda = 114$) визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0.527$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 114 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3.89$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість опорного розкосу:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{246.4 \cdot 0.95}{0.527 \cdot 18.84 \cdot 24 \cdot 1} = 0.98 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Порівнюємо гнучкості із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0.98 = 121.2.$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{187.5}{2.14} = 87.6 < \lambda_u = 121.2$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2_{кутика}}} = \frac{375}{3.28} = 114 < \lambda_u = 121.2,$$

умова виконується.

Елемент 47

Розрахункове зусилля $N = 167,5$ кН; геометрична довжина $l_r = 375$ см; розрахункові довжини $l_x = 0,8 \times 375 = 300$ см ; $l_y = 375$ см; коефіцієнти $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 400$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{необх.} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{167.5 \cdot 0.95}{24 \cdot 1} = 6.63 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо рівнополічний кутік:

$$\perp 56 \times 5, A = 2 \cdot 5.41 = 10.82 \text{ см}^2, i_x = 1,72 \text{ см}, i_y^{2_{кутика}} = 2,72 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{1.72} = 154.4 \leq \lambda_u = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2_{кутика}}} = \frac{375}{2.72} = 129 \leq \lambda_u = 400.$$

Перевіряємо міцність:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{167.5 \cdot 0.95}{10.82 \cdot 24 \cdot 1} = 0.63 < 1.$$

Міцність забезпечена.

Елемент 48

Розрахункове зусилля $N = - 51,8$ кН; геометрична довжина $l_\Gamma = 375$ см; розрахункові довжини $l_x = 0,8 \times l_\Gamma = 0,8 \times 375 = 300$ см; $l_y = 375$ см; коефіцієнти $\gamma_c = 0,8$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{51.8 \cdot 0.95}{0.600 \cdot 24 \cdot 0.8} = 4,27 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо два рівнополичних кутика:

$$\perp 56 \times 5, A = 2 \cdot 5.41 = 10.82 \text{ см}^2, i_x = 1,72 \text{ см}, i_y^{2 \text{ кутика}} = 2,72 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{1.72} = 154,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2 \text{ кутика}}} = \frac{375}{2.72} = 129$$

За дійсним значенням гнучкості ($\lambda = 164.4$) визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0.264$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 154.4 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 5.61$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{51.8 \cdot 0.95}{0.264 \cdot 10.82 \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.9 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Порівнюємо гнучкості із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0.9 = 156.$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{1.72} = 154,4 < \lambda_u = 156$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2 \text{ кутика}}} = \frac{375}{2.72} = 129 < \lambda_u = 156,$$

умова виконується.

Стійки (елементи 16, 17)

Розрахункове зусилля $N = - 56,4$ кН; геометрична довжина $l_T = 225$ см; розрахункові довжини $l_x = 0,8 \times l = 0,8 \times 225 = 180$ см; $l_y = 225$ см; коефіцієнти $\gamma_c = 0,8$; $\gamma_n = 0,95$; гранична гнучкість $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Знаходимо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56,4 \cdot 0,95}{0,600 \cdot 24 \cdot 0,8} = 4,7 \text{ см}^2$$

$$A_{1\text{кутика}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{4,7}{2} = 2,35 \text{ см}^2$$

Мінімальні радіуси інерції:

$$i_{x\text{min}} = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{180}{150} = 1,2 \text{ см}$$

$$i_{y\text{min}} = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{225}{150} = 1,5 \text{ см}.$$

За сортаментом приймаємо два рівнополичних кутика:

$$\perp 50 \times 5, A = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2, i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{кутика} = 2,45 \text{ см}.$$

Гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{180}{1,53} = 117,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{кутика}} = \frac{225}{2,45} = 91,8$$

За дійсним значенням гнучкості ($\lambda = 117,5$) визначаємо величину фактичного коефіцієнту стійкості $\varphi = 0,415$ (табл. Ж.1, [5]) в залежності від умовної гнучкості $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 117,5 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 4,01$ і типу кривої стійкості «с».

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56,4 \cdot 0,95}{0,415 \cdot 9,6 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,71 < 1,$$

Умова стійкості виконується.

Порівнюємо гнучкості із граничним значенням λ_u :

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0.71 = 167.4.$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{180}{1.53} = 117.5 < \lambda_u = 167.4$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2\text{кутика}}} = \frac{225}{2.45} = 91.8 < \lambda_u = 167.4,$$

умова виконується.

Розрахунок вузлів ферми

Розраховуємо довжини зварних швів кріплення розкосів і стійок у вузлах ферми до поясів (рис. 10).

Зварка напівавтоматична; зварювальна проволока $Cв - 08Г2С$ діаметром $d = 1,2...2 \text{ мм}$; $\gamma_c = 1$. $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$;

$$R_{\omega z} = 0,45R_{\omega n} = 0,45 \cdot 38 \text{ кН/см}^2 = 17,1 \text{ кН/см}^2 \quad \beta_f = 0,9; \beta_z = 1,05$$

Міцність швів визначається міцністю по межі сплавлення оскільки:

$$R_{\omega z} \cdot \beta_z = 16,65 \cdot 1,05 = 17,5 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \cdot \beta_f = 21,5 \cdot 0,9 = 19,85 \text{ кН/см}^2.$$

Товщина фасонки 8 мм ; товщина кутиків 5 мм ; $t_{\min} = 5 \text{ мм}$.

Максимальні катети за обушком і за пером кутика:

$$\max k_f^{ob} = 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 5 = 6 \text{ мм}$$

$$\max k_f^n = 0.9 \cdot t_{\min} = 0.9 \cdot 5 = 4.5 \text{ мм},$$

приймаємо $k_f^{ob} = 6 \text{ мм}$; $\max k_f^n = 4 \text{ мм}$,

$n = 2$ – кількість зварних швів для парних кутиків.

Знаходимо довжини швів:

$$l_{uu}^0 = \frac{\alpha N \gamma_n}{n \beta_z R_{\omega z} \gamma k_f^0} + 1 \text{ см} = \frac{0,7 \cdot 246,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 10 \text{ см}$$

- опорний розкіс

$$l_{uu}^n = \frac{(1 - \alpha) N \gamma_n}{n \beta_z R_{\omega z} \gamma k_f^n} + 1 \text{ см} = \frac{0,3 \cdot 246,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 9 \text{ см}$$

- елемент 47

$$l_{uu}^0 = \frac{0,7 \cdot 167,5 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 7 \text{ см}$$

$$l_{uu}^n = \frac{0,3 \cdot 167,5 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 6 \text{ см}$$

- елемент 48

$$l_{uu}^0 = \frac{0,7 \cdot 51,8 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^n = \frac{0,3 \cdot 51,8 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см.}$$

- стійки 16, 17

$$l_{uu}^0 = \frac{0,7 \cdot 56,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см}$$

$$l_{uu}^n = \frac{0,3 \cdot 56,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 0,6} + 1 = 5 \text{ см}$$

Визначення кількості сполучних прокладок для стержнів решітки

Стержні ферми складені з двох кутиків необхідно з'єднати між собою листовими прокладками – це дає можливість вважати цей переріз працюючим спільно. Відстані між прокладками: для стиснутих елементів не більш $40i$, для розтягнутих – не більш $80i$ (i – радіус інерції кутика, відносно осі, паралельної площині прокладок). Прокладки встановлюють в елементі на рівних відстанях. Для стиснутих елементів кількість прокладок призначається не менше 2-х на елемент. Розміри прокладок приймаються: товщина прокладки t_n дорівнює товщині фасонки; ширина прокладки $b_n = (0.5 \dots 0.8)b$, але не менш 50 мм; довжина прокладки $l_n = b + 30$ мм (b – ширина полиці кутика).

Опорний розкіс (стержень стиснутий)

┘┘ 70×7, $i_x = 2.14$ см, геометрична довжина $l_0 = 375$ см.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{2 \cdot 40 \cdot i_x} - 1 = \frac{375}{2 \cdot 40 \cdot 2.14} - 1 = 1.2 = 2 \text{ шт.},$$

де, 2 – враховує розділення по середині опорного розкосу на дві половини по довжині кріпленням розпірки і установкою в місці кріплення фасонки.

Приймаємо по одній прокладці на кожній половині стержня розкосу.

Стержень 47 (розтягнутий)

┘┘ 56×5, $i_x = 1.72\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 375\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{80 \cdot i_x} - 1 = \frac{375}{80 \cdot 1.72} - 1 = 1.7 = 2\text{шт.}$$

Стержень 48 (стиснутий)

┘┘ 56×5, $i_x = 1.72\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 375\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{40 \cdot i_x} - 1 = \frac{375}{40 \cdot 1.72} - 1 = 2.45 = 3\text{шт.}$$

Стійки (16, 17) (стиснуті)

┘┘ 50×5, $i_x = 1.53\text{см}$, геометрична довжина $l_0 = 225\text{ см}$.

Кількість прокладок:

$$n = \frac{l_0}{40 \cdot i_x} - 1 = \frac{225}{40 \cdot 1.53} - 1 = 2.6 = 3\text{шт.}$$

Розташовуємо листові прокладки рівномірно по довжині стержнів.

2.1. ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ

Дипломник: Марінін Б.В.

Консультант: доц. Купченко Ю.В.

1. Вступ

Підвищення вартості енергоресурсів, а також тренд на енергозбереження, що сформувався в Україні останніми роками, привели до зростання пропозицій будівельних матеріалів, покликаних підвищити енергоефективність об'єктів нерухомості. Одним з найбільш енергоефективних рішень для зведення стін і кровлі будівель комерційного призначення є сендвіч-панелі, від правильного вибору яких багато в чому залежить не лише економія на опалюванні і кондиціонуванні будівлі, а і довговічність експлуатації огорожувальних конструкцій.

Сендвіч-панель – це тришаровий будівельний виріб, який, як правило, складається з двох листів оцинкованої пофарбованої сталі і наповнювача між ними.

Технологія виробництва сендвіч-панелей з'явилася завдяки американським архітекторам Франку Ллойд Райту і Олдену Б. Доу, які в 1930..1950-х роках вперше застосували її в своїх проектах. Вже в 1959 році американська компанія Koppers Inc. почала масове виробництво сендвіч-панелей. Засновниками-виробниками сендвіч-панелей в Європі є фінська компанія Rannila, відома сьогодні під брендом Ruukki, ірландська Kingspan і італійська Cannon.

Сендвіч-панелі володіють хорошими естетичними властивостями, відмінними енергозберігаючими характеристиками, а також швидко змонтовуються, тому їх широко застосовують для будівництва торгівельних і офісних будівель, швидкопоруджеємих каркасних будівель, у тому числі складських комплексів, промислових об'єктів і сільськогосподарських споруд.

Залежно від призначення сендвіч-панелі підрозділяються на стінові та покрівельні (рис. 1, 2, 3). При виборі стінових панелей ключовими параметрами є теплотехнічні, міцнісні і протипожежні характеристики, а для покрівельних, на додаток до цього, – несуча здатність і довговічність.

Для теплої кровлі застосовують безкаркасні сендвіч-панелі завдовжки до 12...14 м, їх укладають по прогонам (з кроком до 4 м) в покриттях з ухилом не менше 5% (не менше 7% за наявності з'єднань по схилу кровлі або світлових люків).

Панелі кріплять до прогонів за допомогою довгих самонарізних болтів, а герметизацію подовжніх стиків виконують клейкими гумовими смугами. Маса панелей 12...40 кг/м².

Покрівельні сендвіч-панелі повинні забезпечувати повну герметичність і необхідну міцність кровлі, тому рекомендується використовувати панелі з особливою профілізацією зовнішньої обшивки у вигляді гребенів (рис. 2, 3).



Рис. 1. Стінова сендвіч-панель



Рис. 2. Сендвіч-панель для покриття

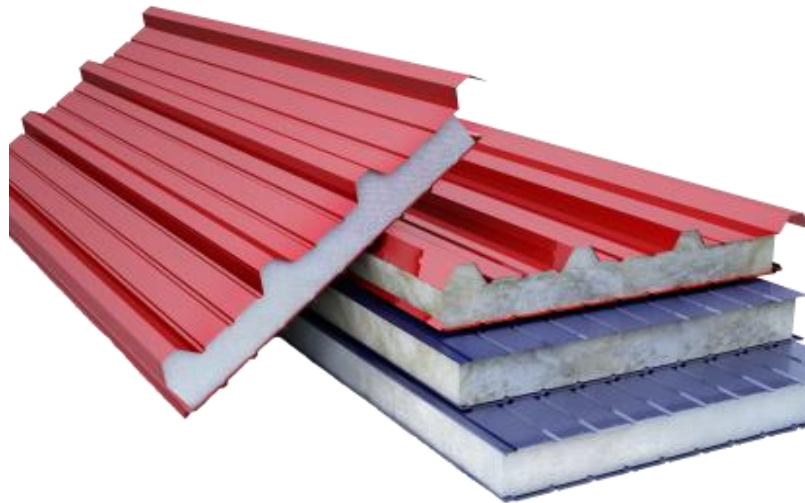


Рис. 3. Сендвіч-панель стінова і для покриття

2. Види наповнювачів (утеплювачів) сендвіч-панелей

Наповнювач (утеплювач) сендвіч-панелей відповідає за такі характеристики як міцність, тепло- звукоізоляцію і протипожежні властивості.

При виробництві сендвіч-панелей використовуються різні типи наповнювачів, при цьому найбільш поширеними є мінеральна вата, пінополіуретан (PU, PUR) і його модифікації – пінополіізоціанурат (PIR, IPN), а також пінополістирол (пінопласт).

Панелі з наповнювачем з пінопласту (рис. 4) володіють найгіршими експлуатаційними характеристиками, тому, як правило, застосовуються для будівництва тимчасових споруд з терміном експлуатації до 10 років, до яких не пред'являються вимоги за пожежною безпекою, оскільки пінопласт є горючим. До того ж пінопласт володіє поганим шумопоглинанням і схильний до поширення цвілі. Єдиною перевагою сендвіч-панелей з пінопластом є їх низька ціна.

Мінеральна вата є найпоширенішим матеріалом і завжди застосовується в сендвіч-панелях (рис. 5) з підвищеними вимогами за вогнестійкістю (до EI 360), наприклад, в протипожежних перегородках.



Рис. 4. Сендвіч-панель з наповнювачем із пінопласту

Коефіцієнт теплопровідності мінеральної вати вагається в межах $\lambda=0,038\dots0,044 \text{ Вт/мК}$. Залежно від необхідних характеристик в конструкції сендвіч-панелей застосовується мінвата різної щільності: зниженою (нижче 90 кг/м^3) – для внутрішніх перегородок, середньою ($95\dots115 \text{ кг/м}^3$) – для зовнішніх стін і покрівельних панелей або підвищеною (від 120 кг/м^3) – в протипожежних перегородках і стінових панелях підвищеної несучої здатності.



Рис. 5. Сендвіч-панель з мінераловатним наповнювачем

Сендвіч-панелі з пінополіуретану (рис. 6, 7) зручні в монтажі завдяки малій вазі (в більшості випадків щільність пінополіуретану в панелях складає від 32 до 40 кг/м^3) і володіють підвищеними, в порівнянні з мінеральною ватою, енергозберігаючими характеристиками ($\lambda =0,020\dots0,021 \text{ Вт/мК}$). Пінополіуретан не вбирає вологу, тому може успішно застосовуватися в панелях для мийок,

басейнів, виробництв з підвищеною вологістю (солодові цехи пивних виробництв, грибні ферми і тому подібне), а також об'єктів, розташованих поблизу водоймищ.

Сендвіч-панелі з наповнювачем з пінополіуретану застосовуються на об'єктах з низькими вимогами за пожежною безпекою, а також для складів холодного зберігання (холодильників і морозильників, у тому числі з регульованим газовим середовищем). При цьому для виключення містків холоду і зменшення тепловтрат таких приміщень необхідно застосовувати поліпропіленові вставки в місцях кріплення панелей.



Рис. 6. Сендвіч-панель з пінополіуретановим наповнювачем (IPN наповнювач)



Рис. 7. Сендвіч-панель з пінополіуретановим наповнювачем (пінополіізоціанурат (PIR) наповнювач)

Варто відзначити, що пінополіуретан відноситься до горючих матеріалів (група горючості Г1) і схильний до поширення полум'я (група М1-М2), а вогнестійкість панелей з пінополіуретановим наповнювачем складає EI 15.

Пінополіізоціанурат (PIR) є новим поколінням поліуретанових наповнювачів ($\lambda=0.020\dots0.021 \text{ Вт/мК}$) з підвищеними параметрами вогнестійкості (до EI 45).

IPN і IPN nano – торгівельні марки модифікованого пінополіуретану ($\lambda=0.020\dots0.022 \text{ Вт/мК}$), який застосовують в сендвіч-панелях Kingspan. Недоліком IPN є відсутність цього типу наповнювача в європейському стандарті [9] ДСТУ Б EN 14509:2014, що ускладнює підтвердження якісних характеристик продукції з таким наповнювачем.

3. Порівняння наповнювача (утеплювача) з мінеральної вати і пінополіуретану

3.1 Теплопровідність і вага

Мінеральна вата виробляється з базальтових волокон, об'єднаних за допомогою синтетичних матеріалів в загальну плиту певної товщини.

Пінополіуретан виготовляють із спеціально підготовленої піни, завдяки чому він має газонаповнену пористу структуру.

Саме спосіб виробництва накладає першу істотну відмінність – щільність і, як наслідок, вага матеріалу. У пінополіуретані вона трохи більше ніж 40 кг/м^3 , у базальтової вати – $110\dots115 \text{ кг/м}^3$.

Проте для сендвіч панелей порівнювати варіанти лише по вазі – некоректно. Оскільки головне завдання – добитися необхідної теплоізоляції, то варто оцінити коефіцієнти теплопровідності:

- $0,02 \text{ Вт/мК}$ – для пінополіуретану;
- $0,058 \text{ Вт/мК}$ – для мінеральної вати.

Іншими словами, щоб забезпечити потрібний тепловий захист доведеться вибрати панель з базальтовим наповнювачем у три рази більшою товщиною (або з

вагою, більшою ніж у 7...8 раз) порівняно з пінополіуретаном. Висновок очевидний – з точки зору економії простору, полегшення монтажних робіт і зменшення навантажень на несучі конструкції пінополіуретан однозначно переважає.

3.2 Умови експлуатації

В процесі експлуатації на сандвіч-панелі діють різні зовнішні чинники:

- температура;
- вологість;
- хімічні і біологічні середовища.

Стійкість (збереження властивостей) при негативному впливі – одна з найважливіших характеристик матеріалу утеплювача.

Так, пінополіуретан має мінімальну міру водопоглинання, а мінеральна вата, навпроти, схильна до впливу вологи, причому з частковою втратою ізоляційних характеристик. Іншим «комплексним» недоліком мінеральної вати є схильність утворенню грибка, а також осідання з часом (яке прискорюється при підвищенні зволоженості), що обмежує вживання сандвіч-панелей з базальтовим утеплювачем в холодильних камерах і інших об'єктах з підвищеною вологістю.

Пінополіуретан, навпаки, завдяки закритій пористій структурі, не втрачає властивостей в широкому діапазоні екстремальних плюсових і мінусових температур, має малу паропроникність і гігроскопічність, а також не втрачає «геометрії» з часом.

Термін служби мінеральної вати – до 15 років, пінополіуретану – до 50 років.

3.3 Пожежна безпека

Єдиний критерій, за яким мінеральна вата беззаперечно виграє у пінополіуретану, – пожежна безпека. Базальтове волокно не горить взагалі і не поширює полум'я. Її середня межа вогнестійкості – EI 60, у пінополіуретані – EI 35 (клас горючості G2). При цьому думка про те, що пінополіуретан «спалахує як

сірник», сильно перебільшена. Сучасні склади пінополіуретану помірно займаються при безпосередньому контакті з вогнем і не поширюють полум'я.

Проте, експерти рекомендують для споруд, в яких є великий пожежний ризик (наприклад, при виробництві з вогневими роботами) вибирати сандвіч-панелі з мінеральною ватою. У інших випадках, як показують порівняльні характеристики, пінополіуретан більш переважний. При цьому вища ціна «на пінополіуретан» компенсується необхідністю значно меншого об'єму матеріалу і його тривалішим терміном надійної експлуатації.

Сандвіч-панелі з пінополіуретану повною мірою увібрали в себе всі переваги свого класу і доповнили їх своїми, унікальними:

- привабливий зовнішній вигляд – можливість підбору будь-якого забарвлення за шкалою RAL;
- наявність стінових і покрівельних різновидів;
- простота транспортування, складування і установки;
- можливість демонтажу без руйнування;
- конструктивно передбачене надійне з'єднання стиків;
- простота обслуговування;
- висока механічна міцність;
- універсальність – обмежень відносно сфер вживання не існує.

4. Енергозберігаючі властивості панелей. Сандвіч-панелі підвищеної енергоефективності

Енергозберігаючі властивості сандвіч-панелей визначаються типом наповнювача, герметичністю замку і наявністю в ньому ущільнювача. Ущільнювач може бути бутиловий, який встановлюється у момент монтажу панелей, або EPDM (етілен-пропіленовий каучук), що встановлюється в замок панелі при виробництві і забезпечує кращу герметичність і енергоефективність замкової частини сандвіч-панелі (рис. 8).



Рис. 8. EPDM ущільнювач

Сендвіч-панелі підвищеної енергоефективності допомагають знизити енергоспоживання будівлі до 20% в порівнянні з традиційними сендвіч-панелями. Енергозберігаючі сендвіч-панелі мінімізують енерговтрати будівлі через стики і поверхню виробу завдяки наявності трубчастого ущільнювача в замках і спеціальній герметизації стиків панелей (рис. 9)



Рис. 9. Енергоефективний тип замку

Найважливішим параметром енергоефективності сендвіч-панелей є термоопір (R0), що враховує теплові втрати в замковій частині конструкції. Мінімальний приведений опір теплопередачі (при 25 °С) для якісних сендвіч-панелей провідних європейських виробників представлений в таблиці 1.

Таблиця 1. Мінімальний опір теплопередачі для сандвіч-панелей

Товщина панелі, мм	Термоопір, $m^2 \cdot K / Вт$	
	Мінеральна вата	Пінополіуретан
40	-	1,9
60	-	2,8
80	2,1	3,7
100	2,6	4,5
120	3,1	5,5
140	3,5	6,3
160	4,1	7,1
180	4,5	8,3
200	5,0	9,0

Панелі, термоопір яких знаходиться нижче вказаних параметрів, застосовувати при будівництві енергоефективних об'єктів не рекомендується.

При використанні сучасних наповнювачів, таких як мінеральна вата і PIR, можливе будівництво будівель навіть з нульовим рівнем енергоспоживання. Для зведення пасивних будівель і складів з регульованим газовим середовищем необхідно використовувати технічні рішення по герметизації всіх примикань, а також застосовувати сандвіч-панелі підвищеної енергоефективності, що дозволяє практично повністю виключити енерговтрати. Конструкція будівлі з сандвіч-панелей може вважатися енергоефективною якщо її повітропроникність складає менше $1.5 \text{ м}^3/\text{м}^2\text{час}$. При цьому кращі зразки панелей можуть досягати повітропроникності в межах $0.6 \dots 0.9 \text{ м}^3/\text{м}^2\text{час}$.

Найбільш інноваційними рішеннями по енергозбереженню є сандвіч-панелі з інтегрованими фотоелектричними модулями (сонячними батареями).

5. Архітектурна виразність

Асортимент представлених на ринку України сендвіч-панелей надає практично безмежні можливості створення унікальної архітектури об'єкту (рис. 10). Багатство колірних рішень, варіації напрямів монтажу, різні типи профілізації і декорування дозволяють архітекторові застосовувати сендвіч-панелі не лише як конструкційний, а і як дизайнерський елемент будівлі.

Кольори сендвіч-панелей з облицюванням із сталі з полімерним покриттям бувають стандартні (підтримувані виробниками в наявності на своїх складах) і такі, що поставляються на замовлення. Гамма можливих відтінків панелей визначається по міжнародних колірних стандартах RAL, RR або NCS.



Рис. 10. Фасад із стінових сендвіч-панелей

При виборі кольору сендвіч-панелі варто враховувати здібність металу різних відтінків до нагрівання і розширення, оскільки це багато в чому визначає довговічність і естетичні характеристики панелі. Чим темніше колір, тим сильніше нагрівається зовнішня обшивка, тому темні кольори не рекомендується застосовувати на кровлю, де панель сильніше нагріватиметься під впливом сонця і з часом може стати хвилястою, а облицювання відшарується від наповнювача. На південний фасад будівлі також не рекомендується встановлювати сендвіч-панелі темних відтінків, оскільки вірогідний прогин виробу і утворення хвилястості, особливо при довжині панелей більше 6 м.

Існує декілька типів профілізації обшивок сендвіч-панелей: мікропрофільне, лінійне, рифлене, гладке, витиснене і синусоїдальне. Через технологічні особливості

виготовлення, гладка поверхня і синусоїдальна профілізація можлива лише для виробів з наповнювачем з пенополіуретану. Для приміщень, в яких необхідно виключити накопичення пилу або схильних до частого миття, слід застосовувати панелі з гладкою поверхнею або мікропрофілізацією.

Монтаж сендвіч-панелей може здійснюватися в горизонтальному або вертикальному напрямі. Сендвіч-панелі допускається використовувати навіть при зведенні криволінійних стін у випадку, якщо радіус кривизни складає 30 м і більш. Для рівномірного сприйняття деформацій панелей каркасом будівлі рекомендується здійснювати їх монтаж за однопролітною схемою.

Окрім зовнішньої обшивки панелі на візуальне сприйняття будівлі також впливає кріплення, яке буває видимим або прихованим (рис. 11, 12), а також стикуючі і обрамляючі елементи, нащипинники, спеціальні кутові сендвіч-панелі і так далі. Такі незначні деталі можуть бути визначальними в архітектурі фасадів.

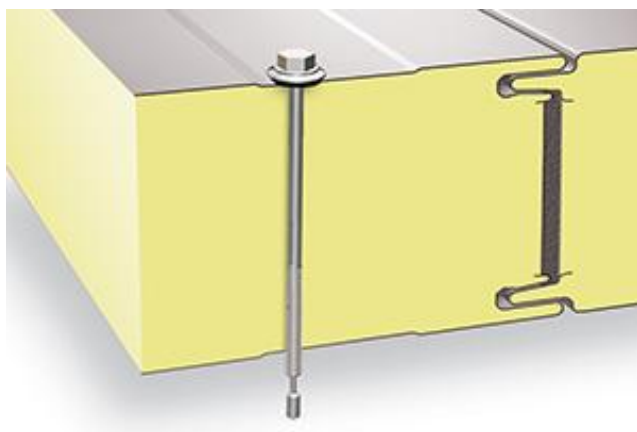


Рис. 11. Видиме кріплення



Рис. 12. Приховане кріплення

6. Матеріали обшивок

Матеріалом зовнішньої обшивки сендвіч-панелей є оцинкована сталь з полімерним покриттям (рис. 13), що забезпечує виробу довгий термін експлуатації із збереженням експлуатаційних характеристик.

Згідно стандарту ДСТУ EN 10346:2014 при виробництві панелей можуть використовуватися конструкційні марки сталей S280, S320, S350 з гарантованою межею текучості 280...350 МПа. Не дивлячись на це, ряд виробників для здешевлення вартості застосовує сталь марки DX51, яка не є конструкційною і тому використовувати її в несучих сендвіч-панелях заборонено.

Той же стандарт визначає необхідність вживання оцинкованої сталі з вмістом цинку не менше 190 г/м². При цьому із зовнішнього боку листа товщина цинкового покриття має бути не менше 20 мікрон, а товщина шару поліестеру повинна складати не менше 25 мкм.

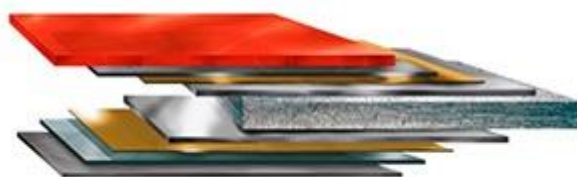


Рис. 13. Обшивка панелей із оцинкованої сталі з полімерним покриттям

Згідно стандарту ДСТУ Б EN 14509:2014 [9] товщина зовнішньої обшивки сендвіч-панелей може бути від 0.4 до 0.7 мм. При цьому, чим товще сталевий лист, тим більше рівною виглядатиме поверхня фасаду і менше відблисків буде на ньому помітно в сонячну погоду. Товщина внутрішньої обшивки зазвичай знаходиться в межах від 0.4 до 0.6 мм і впливає на довговічність і несучу здатність сендвіч-панелей.

Залежно від призначення і умов експлуатації панелей, розрізняють декілька видів полімерного покриття, найбільш поширеними з яких є наступні:

- поліестер (PE) – стандартне покриття для більшості будівель без специфічних вимог;
- полівінілхлорид (PVC) – єдине з представлених покриттів, таке, що є плівковим, застосовується на об'єктах з підвищеною вологістю, в харчовій і

фармацевтичній промисловості, в агресивних умовах дії миючих і стираючих засобів;

- поліуретан Pural – має характеристики полівінілхлориду та володіє підвищеною стійкістю до корозії, механічних пошкоджень і дії високих концентрацій хімічно активних речовин;
- поліуретан Pural Farm (Csafe) – найбільш стійке покриття, що відрізняється підвищеною стійкістю до стирання, дії агресивного середовища, забруднення, вицвітання, а також дії хімічних сполук аміачної групи і гідроксиду натрію. Завдяки високій стійкості таке покриття найчастіше застосовується для об'єктів сільськогосподарського призначення;
- полівінілдіфторід PVDF – стійке до вицвітання покриття, яке зберігає колірну насиченість з часом, тому рекомендується для фасадів будівель, розташованих в зонах підвищеної сонячної активності.

У особливих випадках, наприклад, коли усередині будівлі дуже агресивне середовище від дії миючих і стираючих засобів, а також у фармацевтичній або харчовій промисловості рекомендується застосовувати обшивки сендвіч-панелей з неіржавіючої сталі. Таке рішення є найбільш дорогим, але в деяких випадках єдино можливим.

7. Несуча здатність

Несуча здатність сендвіч-панелі є важливою характеристикою, оскільки в процесі експлуатації виробу піддається впливам сніговим, вітровим, сейсмічним та іншим. При проектуванні огорожувальних конструкцій із застосуванням сендвіч-панелей необхідно дотримуватися вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [2]. Також необхідно враховувати конструктивні особливості будівлі, навантаження під час обслуговування і умови експлуатації. Наприклад, необхідно звертати увагу на те, що, на додаток до снігового навантаження, кровля повинна витримувати ще і людину з інструментом для очищення. У випадках застосування стінових сендвіч-панелей на висотних будівлях особливу увагу слід приділяти вибору типу кріплення і кількості точок кріплення.

У об'єктах де можлива вибухонебезпечна ситуація необхідне влаштування легко скидаємих конструкції. У таких конструкціях застосовуються сендвіч-панелі із спеціальними видами кріплень, які в разі підвищення внутрішнього тиску в будівлі забезпечують розгерметизацію певних ділянок фасаду. Це дозволяє уникнути травмування людей, що знаходяться в приміщеннях і біля об'єкту, а також пошкодження конструкцій будівлі.

При розрахунках несучої здатності покрівельних сандвіч-панелей враховується, що щільно приклеєний до зовнішніх металевих профілів сердечник сприяє розподілу напружень від сприйманих навантажень. При цьому зовнішні металеві шари сприймають зусилля розтягу і стиску, а утеплювач - зусилля зсуву, що забезпечує високу несучу здатність тришарових панелей.

Статичний розрахунок сендвіч-панелей виконується з дотриманням умов граничних станів несучої здатності і незмінності форми панелей. Для покрівельних панелей обчислені граничні стани несучої здатності залежно від відстаней між опорами. Прийняті схеми завантаження: статично визначена однопролітна балка і статично невизначена двопролітна балка.

В таблицях 2, 3 наведені значення несучої здатності сендвіч-панелей з врахуванням наступних спрощень і допущень:

- товщина панелі дорівнює товщині шару утеплювача;
- товщина металевих обшивок прийнята рівною 0.6 мм;
- ширина зовнішніх опор не має бути менше 60 мм, а внутрішніх – 80 мм;
- допускаємий прогин панелі прийнятий 1/200 прольоту;
- враховується власна маса панелей і зосереджене навантаження

величиною 100 кгс в середині прольоту.

Таблиця 2. Несуча здатність покрівельних сендвіч-панелей, при рівномірно розподіленому навантаженні (схема завантаження – однопролітна балка), $кг/м^2$

Прольот L , $м$	Стандартна товщина панелей, $мм$						
	50	80	100	120	150	180	200
1,0	242	460	610	759	977	1194	1341

Прольот L , m	Стандартна товщина панелей, mm						
	50	80	100	120	150	180	200
1,5	151	297	393	490	631	780	874
2,0	106	211	285	358	460	570	641
2,5	65	160	220	275	360	445	501
3,0	33	105	160	211	291	362	410
3,5	15	69	110	155	221	294	340
4,0	-	40	72	105	155	206	241
4,5	-	20	48	70	107	146	170
5,0	-	-	27	44	72	102	121
5,5	-	-	-	27	50	71	89
6,0	-	-	-	-	31	50	69
6,5	-	-	-	-	18	31	42

Таблиця 3. Несуча здатність покрівельних сендвіч-панелей, при рівномірно розподіленому навантаженні (схема завантаження (рис. 14) – нерозрізна двопролітна балка), kg/m^2

Прольот L , m	Стандартна товщина панелей, mm						
	50	80	100	120	150	180	200
1,0	170	344	460	579	753	927	1040
1,5	103	219	295	370	484	600	675
2,0	70	153	210	268	350	435	491
2,5	51	117	160	203	271	337	381
3,0	36	91	127	160	220	272	310
3,5	27	73	102	132	181	225	256
4,0	18	55	84	110	151	190	218

Прольот L , м	Стандартна товщина панелей, мм						
	50	80	100	120	150	180	200
4,5	-	31	54	73	106	140	158
5,0	-	17	33	49	72	98	113
5,5	-	-	19	30	50	70	81
6,0	-	-	-	18	31	47	56
6,5	-	-	-	-	18	31	40



Рис. 14. Монтаж сендвіч-панелі за двопрольотною схемою

8. Геометричні параметри

Товщина сендвіч-панелі підбирається згідно теплотехнічного розрахунку і може бути в межах від 40 до 240 мм, а її ширина складає від 1.0 до 1.2 м. Довжина панелей буває від 2 до 14 м і обмежується можливостями транспортування. Виходячи із зручності монтажу найбільш широке застосування знаходять сендвіч-панелі завдовжки від 6 до 8 м.

Сендвіч-панелі можуть поставлятися з плоским або зигзагоподібним замком. У плоскому замку можлива поява конденсату і промерзання. У свою чергу зигзагоподібний замок типу «шип-паз» (рис. 15) є більш герметичним і енергоефективним.

При монтажі панелей відхилення геометричних розмірів повинне бути в межах допусків згідно ДСТУ Б EN 14509:2014 [9].

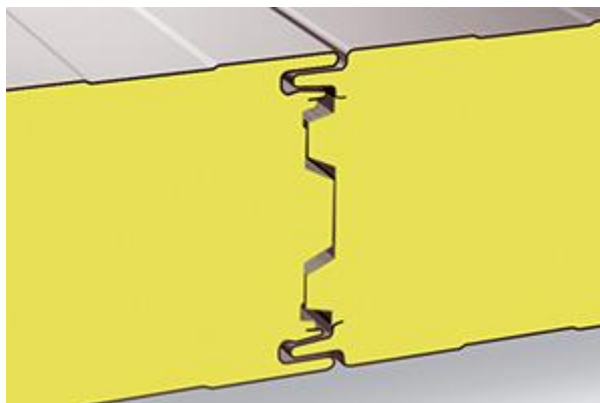


Рис. 15. Замок типу «шип-паз»

9. Виробники

Ринок сендвіч-панелей в Україні представлений наступними найбільшими виробниками: Valex, Gorlicka, Isopan, Kingspan Paneltech, Plastsistem, Pruszynski, Ruukki, Алюмбуд, Інтеко, Майстер-профі, Пантек, Промстан, СистемІнвест, БФ завод, Термобуд і ТПК.

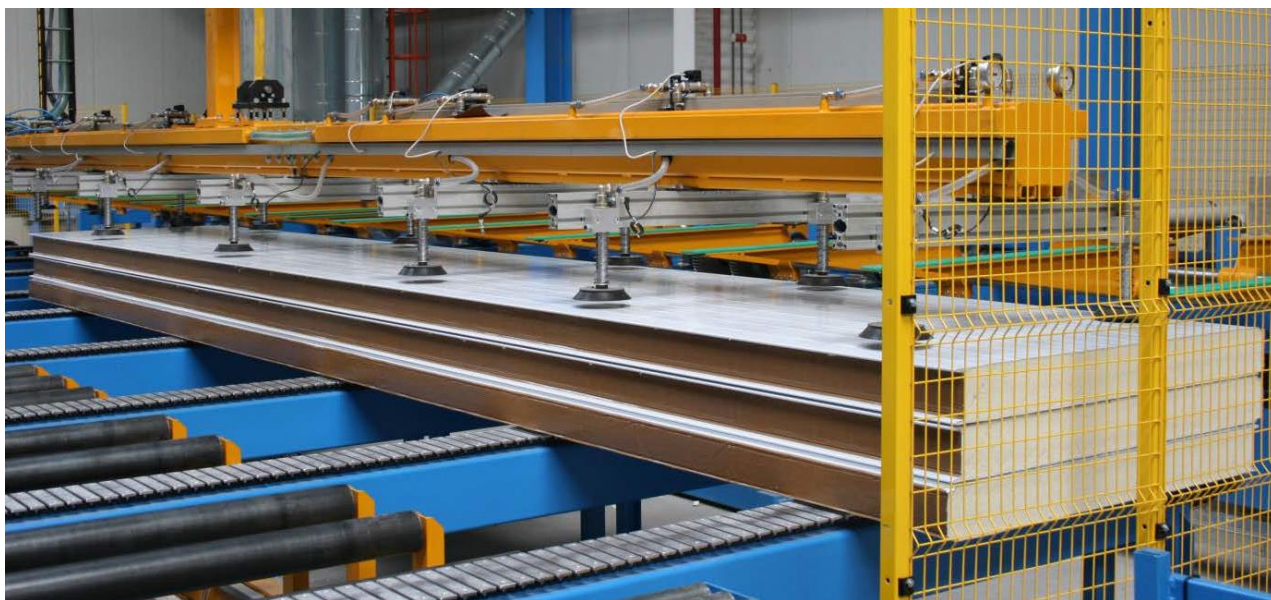


Рис. 16. Лінія по виготовленню сендвіч-панелей (БФ завод)

Компанія Прушиньски пропонує стінові сендвіч-панелі PIRTECH (наповнювач – жорсткий поліізоціанурат PIR) з новим видом покриттів (рис. 17). Сендвіч-панелі стінові PWS-PIR-ST і Pws-pir-CH з металу INOX (неіржавіюча

сталь). Листи INOX виробляються з високосортної неіржавіючої сталі (марка 1.4301) завтовшки 0,5 мм, з підвищеною стійкістю до корозії згідно PN-EN 10088-1:2014-12 (категорії дуже високого агресивного середовища: C5-I – промислова і C5 C5-M – морська).



Рис. 17. Сендвіч-панелі компанії Прушиньськи

Сендвіч-панелі з металу з покриттям FARM і FOOD SAFE – призначені для агресивного середовища агрокомплексів або господарських приміщень (покриття FARM), а також споруджень харчової промисловості (покриття FOOD SAFE). Спеціальні органічні покриття (дуже стійки до аміаку, вологі, кислотам, мінеральним маслам) захищають від корозії внутрішню поверхню сендвіч-панелей. Клас стійкості до корозії (усередині) – CPI4. На покриття FOOD SAFE надається гарантія 35 років на крізну корозію (залежно від зовнішнього середовища).

Компанія Rauta представила в Україні енерговідображаюче покриття для сендвіч-панелей (рис. 16) з унікальним покриттям, що дозволяє скоротити витрати на кондиціонування будівель.

Відображаюче покриття – одне з рішень, яке розробляються в прагненні підвищити енергоефективність будівель. Нове покриття Niarc reflect не дає фасаду, забарвленому в темний колір, перегріватися і зменшує деформацію сталі. Це, у свою чергу, покращує герметичність стиків між сендвіч-панелями. Крім того, відображаюча поверхня дозволяє збільшити використовуваний проліт стіни з елементами, забарвленими в темний колір.

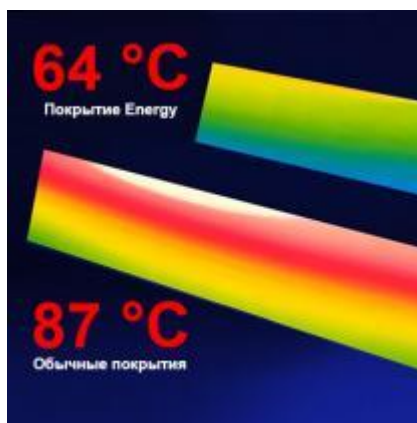


Рис. 16. Енерговідображаюче покриття для сендвіч-панелей компанії Rauta

Металеві фасади схильні до теплового розширення. Наприклад, на сонці температура сталевій поверхні, забарвленої в темний колір, може досягати 80...90 °С. Покриття Hiarc reflect здатне знизити температуру поверхні стіни на цілих 20 °С, що зменшує необхідність у внутрішньому охолодженні.

Відображаюче фасадне покриття Hiarc володіє значною стійкістю до ультрафіолетового випромінювання, до грязі і подряпин, що забезпечує збереження первинного кольору і блиску поверхні сендвіч-панелі впродовж багатьох років експлуатації.

10. Кріплення стінової сандвіч-панелі до сталевій колони каркасної будівлі

При закріпленні сендвіч-панелей до сталевий каркасу будівлі (рис. 17, 18) використовуються самосвердлячі самонарізуючі шурупи із загартованої сталі з ущільнюючою шайбою. При монтажі сендвіч-панелей на сталевий конструкціях необхідно виконувати попереднє свердління панелей під кріплення. Для прискорення монтажу до сталевий каркасу можуть використовуватися самосвердлячі шурупи, що не вимагають попереднього створення отворів в сендвіч-панелях. При монтажі до бетонних опор виробляється попереднє свердління як панелей, так і несучий конструкцій, а для закріплення використовуються спеціальні дюбелі. Свердління отворів під кріплення і розташування сполучний елементів має бути перпендикулярним металевій поверхні сендвіч-панелей. Кріпильні елементи повинні розташовуватися на відстані не менше 50 мм від країв панелі.

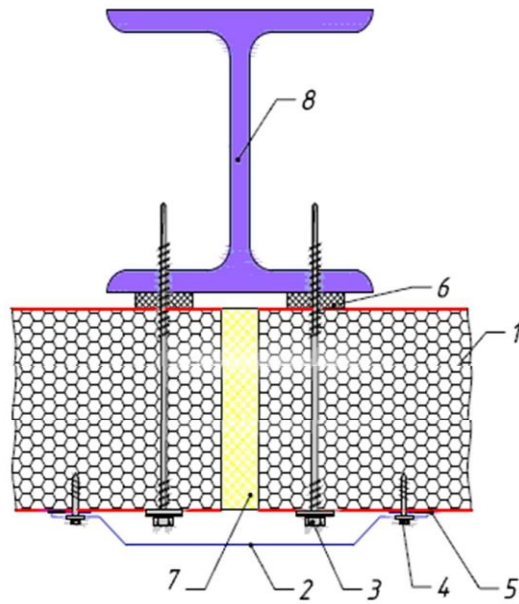


Рис. 17. Вузол кріплення стінових сендвіч-панелей до сталевій колони

- 1 – стінова сендвіч-панель; 2 – фасонний елемент (нащільник);
- 3 – самосвердлячий самонарізаючий шуруп для сендвіч-панелей;
- 4 – самосвердлячий самонарізаючий шуруп для фасонних елементів;
- 5 – силіконовий герметик; 6 – ущільнювач; 7 – утеплювач;
- 8 – сталева колона каркасу

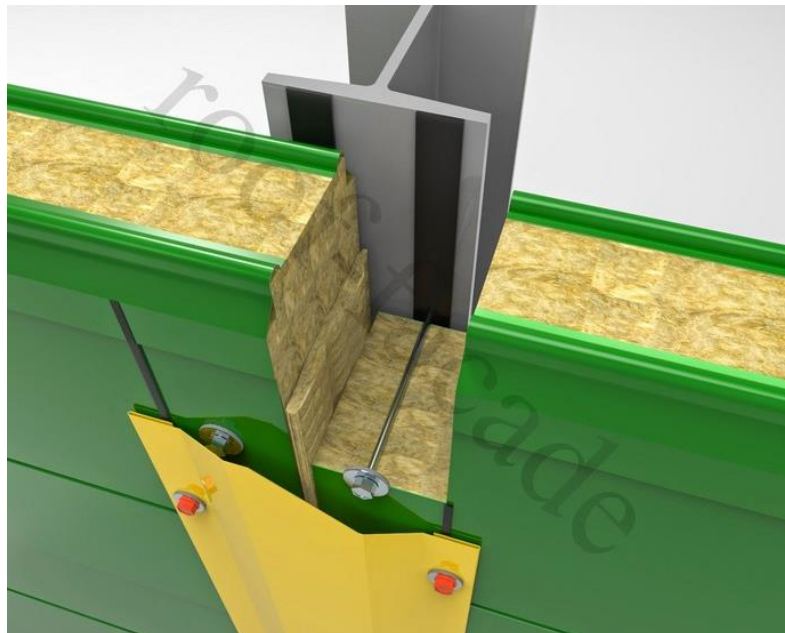


Рис. 18. Кріплення стінової сендвіч-панелі до сталевій колони за допомогою самосвердлячих самонарізаючих шурупів

Для якісного кріплення сандвіч-панелей необхідно використовувати спеціалізований монтажний інструмент. Правильне затягування самонарізаючих шурупів і нормальне положення ущільнюючої шайби забезпечується установкою фіксованої величини крутильного моменту на шуруповерті відповідно до рекомендацій виробника кріплення. Безпосередньо перед кріпленням сандвіч-панелей із замків і в місцях розташування сполучних елементів має бути видалена захисна плівка. Повне видалення захисної плівки виконується лише після завершення монтажу всієї споруди.

Також необхідно організувати поперечний стик стінових панелей. Шов між панелями ущільнюється утеплювачем, а його величина повинна складати 20 мм. Шви закриваються фасонними елементами. Установку фасонних елементів слід вести від низу до верху. Нахльостування між елементами повинне складати не менше 50 мм. Фасонні елементи повинні кріпитися до панелей саморізами або заклепками з кроком 300 мм.

Для з'єднання фасонних елементів з металевими обшивками сандвіч-панелей, для зшивання металевих листів між собою ефективно використовувати самосвердлярні самонарізаючі гвинти із сталеву шайбою (EPDM). Для збільшення тривалості терміну служби кріпильних елементів, виготовлених з вуглецевої сталі, а також в естетичних цілях, їх комплектують пластиковими ковпачками, що гарантовано захищають від зовнішньої гідротермічної дії доквілля і ультрафіолетового випромінювання.

11. Розрахунок кріплення стінової сандвіч-панелі до сталевій колони

Для кріплення панелі до сталевій колони (рис. 17, 18) використовуємо самосвердлярні самонарізаючі гвинти з буром марки Termoclip СНТ 5 G19, що забезпечують прямий монтаж на металоконструкції без попереднього засвердлювання. Такі саморізи скорочують час і витрати на монтаж панелей. Всі кріпильні елементи Termoclip виробляються в строгій відповідності з німецьким стандартом DIN7504-K, виготовляються з вуглецевої сталі марки С1022 і мають стійке антикорозійне покриття. Саморізи комплектуються сталеву шайбою з

вulkanізованою прокладкою EPDM, яка забезпечує надійну ізоляцію в місцях свердління. Приймаємо саморіз діаметром 6.3 мм.

Стінова панель має наступні характеристики: довжина 6 м, висота 1.2 м, товщина 180 мм, товщина сталевих обшивок 6 мм, марка сталі S280, утеплювач – пінополіуретан. Вага всієї панелі $P_{панелі} = 120$ кг. Панель буде кріпитися з боків до сталевих колон за допомогою самосвердлячих самонарізуючих гвинтів з буром.

Можливі два види руйнування болтового з'єднання сендвіч-панелі до колони:

- зріз саморізу;
- зминання поверхні отворів тонких сталевих обшивок панелі.

Розрахункове зусилля, яке повинно бути сприйняте одним гвинтом при умовному зрізі:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 32 \cdot 0.264 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0.9 = 15.2 \quad (\kappa H).$$

Розрахункове зусилля, яке повинно бути сприйняте одним гвинтом при зминанні металу в отворах обшивок:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 61 \cdot 0.63 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 0.9 = 41.5 \quad (\kappa H),$$

R_{bs} – розрахунковий опір зрізу болтового з'єднання [5], $R_{bs} = 32$ $\kappa H/cm^2$;

R_{bp} – розрахунковий опір зминанню елементів, що сполучаються, в болтовому з'єднанні [5], $R_{bp} = 61$ $\kappa H/cm^2$;

n_s – кількість розрахункових площин зрізу одного болта, $n_s = 2$;

d_b – зовнішній діаметр болта, $d_b = 0.63$ см;

A_b – площа поперечного перерізу болта по різьбленню, 0.264 cm^2 ;

γ_b – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання [5]; $\gamma_b = 1$ при умовному зрізі і при зминанні;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, [5], $\gamma_c = 0,9$;

$\sum t_{min}$ – найменша сумарна товщина елементів в з'єднанні, що зминаються в одному напрямі, дорівнює товщині двох обшивок сендвіч-панелі $2 \cdot 0.6 = 1.2$ мм.

З двох знайдених розрахункових зусиль N_{bs} і N_{bp} вибираємо менше значення $N_{b,min}$, за яким і визначаємо необхідну кількість гвинтів:

$$n \geq \frac{N}{N_{b,min}} = \frac{P_{панелі} / 2}{N_{b,min}} = \frac{0.6}{15.2} = 0.1(\text{шт}).$$

Приймаємо конструктивно з кожної сторони панелі (панель висотою 1.2 м і довжиною 6 м) кількість самосвердлячих самонарізуючих гвинтів по 3 шт. Відстань від країв панелі до гвинтів по 100 мм, відстань між гвинтами по 500 мм.

Висновок

Одним з найбільш енергоефективних рішень для зведення стін і кровлі будівель є сендвіч-панелі, від правильного вибору яких багато в чому залежить не лише економія на опалюванні і кондиціонуванні будівлі, а і довговічність експлуатації огорожувальних конструкцій. При виборі стінових панелей ключовими параметрами є теплотехнічні, міцнісні і протипожежні характеристики, а для кровельних, на додаток до цього, – несуча здатність і довговічність. Сендвіч-панелі підвищеної енергоефективності допомагають знизити енергоспоживання будівлі до 20% в порівнянні з традиційними сендвіч-панелями. Сучасним інноваційним рішенням по енергозбереженню є сендвіч-панелі з інтегрованими фотоелектричними модулями (сонячними батареями).

Також важливо надійно закріпити сендвіч-панель до каркасу будівлі. В наведеному прикладі розрахунку кріплення стінової сендвіч-панелі до сталевій колони для зменшення трудомісткості застосовують самосвердлячі самонарізуючі гвинти з буром марки Termoclip, які забезпечують можливість одностороннього доступу до вузлу і не потребують попереднього висвердлювання отворів у колоні.

3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Дипломник: Марінін Б.В.

Консультант: доц. Митинський В.М.

3.1. Оцінка конструктивної характеристики будівлі

Будівля виробничого корпусу що проектується - каркасна, в плані прямокутної форми, розміри в осях 60×72м, крок поперечних рам 6м. Будівля одноповерхова, висота у коніку кроквяної ферми 13,15м. Сталевий каркас виробничого корпусу трьохпролітний з розмірами прольотів 18, 24, 18м.

Будівля залежно від чутливості до осідань класифікується як відносно жорстка. У відповідності з [14] (ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення»), приймаємо граничні значення деформацій основ і фундаментів при новому будівництві:

- відносна різниця осідань $(\Delta S/L)_u = 0,004$;
- максимальні осідання $(S_{max,u}) = 15\text{см}$.

3.2. Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки будівництва

Район будівництва будівлі щ проектується - м. Миколаїв.

Оцінка ґрунтових умов майданчика будівництва проводилася на підставі інженерно-геологічних досліджень, шляхом буріння свердловин на глибину до 21.5 метрів. В результаті досліджень був отриманий інженерно-геологічний розріз (рис. 1) і фізичні властивості ґрунтів. За результатами досліджень виявлені наступні нашарування:

- Шар №1,2 – насипний і ґрунтовий, потужністю 0.7 + 0.6 = 1.3м.
- ІГЕ №3 – суглинок лесовидний буро-жовтий, потужністю 2.85м.
- ІГЕ №4 – лес (I горизонт), потужністю 3.7м.
- ІГЕ №5 – суглинок лесовидний буро-коричневий, потужністю 4.3м.
- ІГЕ №6 – лес (II горизонт), потужністю 2.2м.
- ІГЕ №7 – суглинок лесовидний буро-коричневий, потужністю 8.3м.
- ІГЕ №8 – глина червоно-бура, 2.5м.
- ІГЕ №9 – вапняк-черепашник.

На глибині 4,95м від поверхні землі були виявлені підземні води.

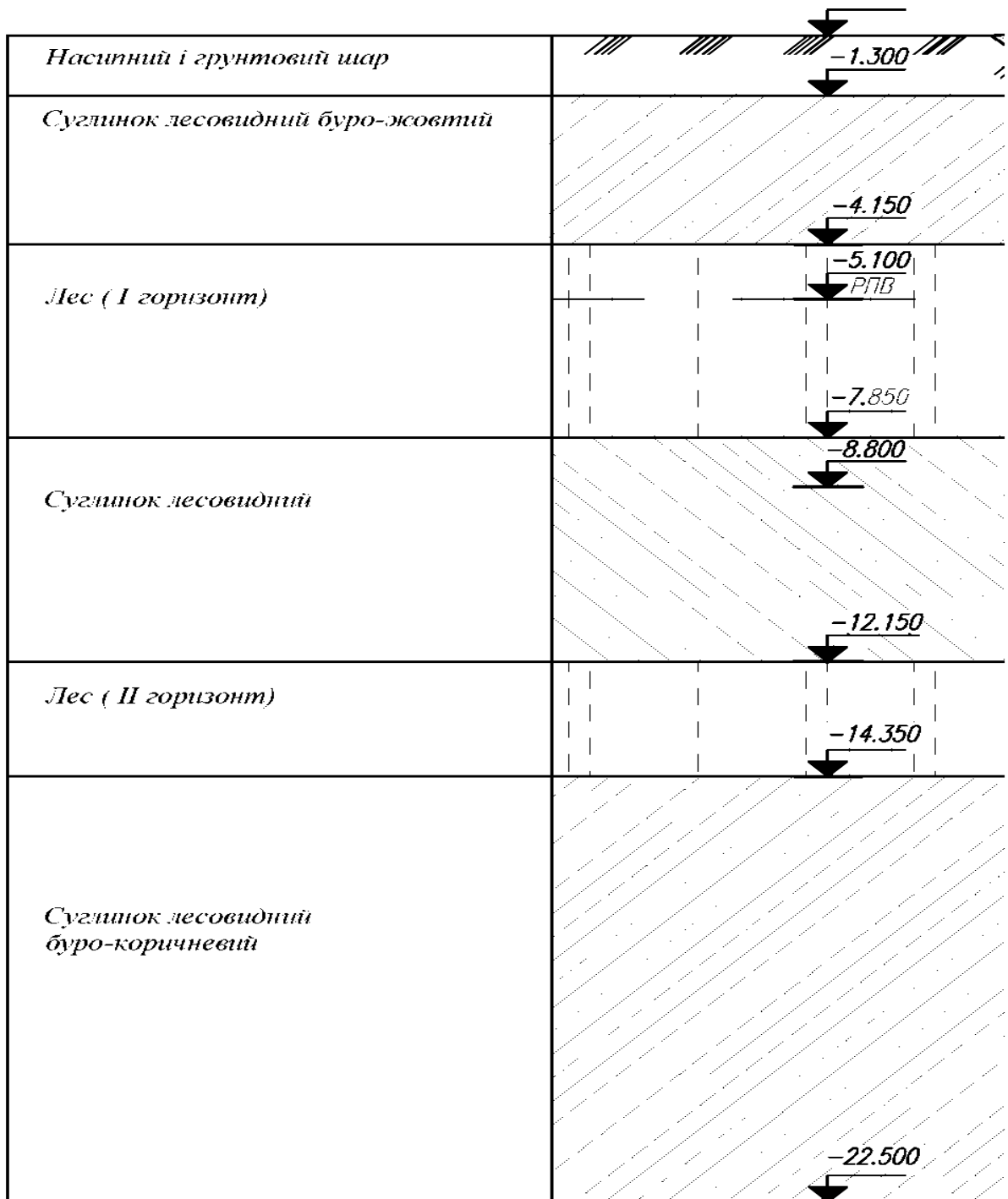


Рис. 3.1. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 3.1 Показники фізико-механічних властивостей виділених ІГЕ

№ п/п	Літологічні типи порід	ρ_s г/см ³	ρ г/см ³	ω	ω_L	ω_p	E_0 , МПа	ε	φ град	C КПа
1,2	Насипний і ґрунтовий шар	-	1,70	-	-	-	-	-	-	-
3	Суглинок лесовидний буровато-жовтий	2,68	1,75	0,19	0,33	0,19	$\frac{14,0}{5,0}$	0,01	22	20
4	Лес (I горизонт)	2,67	$\frac{1,66}{1,75}$	$\frac{0,22}{0,29}$	0,25	0,19	$\frac{4,0}{2,5}$	0,022	21	10
5	Суглинок лесовидний буровато-коричневий	2,69	2,04	0,21	0,34	0,20	18,0	-	24	22
6	Лес (II горизонт)	2,67	1,84	0,25	0,27	0,21	7,0	-	20	8
7	Суглинок лесовидний буровато-коричневий	2,69	2,01	0,20	0,36	0,21	15,0	-	19	4
8	Глина червоно-бура	2,70	2,02	0,21	0,43	0,21	20,0	-	20	6
9	Вапняк-ракушечник	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Визначаємо додаткові фізико-механічні характеристики ґрунтів.

1. Щільність часток ґрунт в сухому стані:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w};$$

$$\rho_{d3} = \frac{1,75}{1+0,19} = 1,47 \text{ г/см}^3;$$

$$\rho_{d4} = \frac{1,66}{1+0,22} = 1,36 \text{ г/см}^3;$$

$$\rho_{d5} = \frac{2,04}{1+0,21} = 1,63 \text{ г/см}^3;$$

$$\rho_{d6} = \frac{1,84}{1+0,25} = 1,47 \text{ г/см}^3;$$

$$\rho_{d7} = \frac{2,01}{1+0,2} = 1,68 \text{ г/см}^3;$$

$$\rho_{d8} = \frac{2,02}{1+0,2} = 1,67 \text{ г/см}^3;$$

2. Число пластичності:

$$I_p = w_L - w_p;$$

$$I_{p3} = 0.33 - 0.19 = 0.14; \text{ суглинок}$$

$$I_{p4} = 0.25 - 0.19 = 0.06; \text{ супісок}$$

$$I_{p5} = 0.34 - 0.20 = 0.14; \text{ суглинок}$$

$$I_{p6} = 0.27 - 0.21 = 0.06; \text{ супісок}$$

$$I_{p7} = 0.36 - 0.21 = 0.15; \text{ суглинок}$$

$$I_{p8} = 0.43 - 0.21 = 0.22; \text{ глина.}$$

3. Показник текучості:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p};$$

$$I_{L3} = \frac{0.19 - 0.19}{0.14} = 0; \text{ напівтвердий}$$

$$I_{L4} = \frac{0.22 - 0.19}{0.06} = 0.5; \text{ пластичний}$$

$$I_{L5} = \frac{0.21 - 0.2}{0.14} = 0.07; \text{ напівтвердий}$$

$$I_{L6} = \frac{0.25 - 0.21}{0.06} = 0.67; \text{ пластичний}$$

$$I_{L7} = \frac{0.2 - 0.21}{0.15} = -0.07; \text{ твердий}$$

$$I_{L8} = \frac{0.21 - 0.21}{0.22} = 0; \text{ напівтверда.}$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d};$$

$$e_3 = \frac{2.68 - 1.47}{1.47} = 0.82;$$

$$e_4 = \frac{2.67 - 1.36}{1.36} = 0.96;$$

$$e_5 = \frac{2.69 - 1.63}{1.63} = 0.65;$$

$$e_6 = \frac{2.67 - 1.47}{1.47} = 0.82;$$

$$e_7 = \frac{2.69 - 1.68}{1.68} = 0.6;$$

$$e_8 = \frac{2.7 - 1.67}{1.67} = 0.62;$$

5. Коефіцієнт насичення водою (міра вологості):

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w};$$

$$S_{r3} = \frac{0.19 \cdot 2.68}{0.82 \cdot 1} = 0.62;$$

$$S_{r4} = \frac{0.22 \cdot 2.67}{0.96 \cdot 1} = 0.61;$$

$$S_{r5} = \frac{0.21 \cdot 2.69}{0.65 \cdot 1} = 0.87;$$

$$S_{r6} = \frac{0.25 \cdot 2.67}{0.82 \cdot 1} = 0.81;$$

$$S_{r7} = \frac{0.2 \cdot 2.69}{0.6 \cdot 1} = 0.9;$$

$$S_{r8} = \frac{0.21 \cdot 2.7}{0.62 \cdot 1} = 0.91;$$

За результатами проведеної оцінки інженерно-геологічних умов будмайданчика можна зробити висновок:

ІГЕ 3 - суглинок лесовидний буровато-жовтий середньостисливий, напівтвердий, середнього ступеню водонасичення;

ІГЕ 4 – лес (І горизонт) сильностисливий, пластичний, середнього ступеню водонасичення;

ІГЕ 5 – суглинок лесовидний буровато-коричневий, малостисливий, напівтвердий, насичений водою;

ІГЕ 6 - лес (ІІ горизонт) середньостисливий, пластичний, середнього ступеню водонасичення;

ІГЕ 7 - суглинок лесовидний буровато-коричневий малостисливий, твердий, насичений водою;

ІГЕ 8 - глина червоно-бура, малостислива, напівтверда, насичена водою.

3.3. Визначення величини просідання ґрунтів основи

Ординати епюри напружень від власної ваги ґрунту визначаємо на відмітках підшоши кожного ІГЕ по формулі:

$$\sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^n (h_i \cdot \gamma_{sat,i}),$$

де: h_i – потужність ІГЕ вище підшоши i -го шару;

$\gamma_{sat,i}$ – питома вага шарів, вище i -го шару, у водонасиченому стані, що визначається по формулі:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + S_r \times n \times \gamma_w,$$

де: γ_d - питома вага сухого ґрунту;

n - пористість ґрунту;

S_r – (міра вологості ґрунту) = 0,8 (для суглинків); для супісків - 0,85;

γ_w - питома вага води = 10кН/м³;

γ_{sat} - підраховується починаючи з глибини 1,5м - мінімальна глибина закладання водонесучих комунікацій (допускається робити підрахунок від підшоши ґрунтового шару).

$$\gamma_{sat2} = 14,7 + 0,8 \cdot 0,45 \cdot 10 = 18,30 \text{кН/м}^3$$

$$\sigma_{zq2} = 1,3 \cdot 17,0 + 2,85 \cdot 18,30 = 74,26 \text{кПа}$$

$$\gamma_{sat3} = 13,6 + 0,85 \cdot 0,49 \cdot 10,0 = 17,77 \text{кН/м}^3$$

$$\sigma_{zq3} = 74,26 + 0,95 \cdot 17,77 = 91,27 \text{кПа}$$

Для кожного ІГЕ, що володіє просідаючими властивостями, будуємо графік залежності $\varepsilon_{sl} = f(\sigma)$.

Сума просідань кожного шару в межах просідаючої товщі дорівнює тій, що просіла від власної ваги ґрунту. При визначенні типа ґрунтових умов за просіданням, за результатами лабораторних випробувань використовуються дані відносного просідання ε_{sl} .

Можливе просідання ґрунтів від власної ваги:

$$S_{se} = \sum \varepsilon_{se,i} h_{ig} k_{se,i}$$

$$S_{se} = 0,01 \cdot 2,85 + 0,015 \cdot 0,95 = 4,28 \text{м} < 5 \text{см}.$$

3.4. Діючі навантаження на фундаменти і вибір можливих варіантів фундаментів

У розділі «Металеві конструкції» був виконаний статичний розрахунок трьохпрольотної сталеві рами. Розрахункові зусилля в колонах, в місцях їх сполучення з фундаментом, склали:

- для фундаментів під колони крайнього ряду

$$M = 60,5 \text{кНм}; \quad N = 267,2 \text{кН};$$

- для фундаментів під колони середнього ряду

$$M = 62 \text{кНм}; \quad N = 492 \text{кН}.$$

Вибір типу основ і фундаментів здійснюємо на основі аналізу інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки будівництва з урахуванням кліматичних умов (глибини промерзання), величини навантаження від споруди і його конструктивних особливостей.

У цих умовах раціональним варіантом фундаментів може служити:

1. Стовпчастий фундамент - за несучий шар, приймаємо ІГЕ-3 - суглинок лесовидний буровато-жовтий, з модулем деформації $E_0=5,0 \text{МПа}$.

2. Пальові фундаменти з призматичних паль - за несучий шар, приймаємо ІГЕ-5 - суглинок лесовидний буровато-коричневий, з модулем деформації $E_0=15,0 \text{МПа}$.

3.5. Проектування фундаментів неглибокого закладання

3.5.1 Глибина закладання подошви фундаментів

Оскільки проектуємо під колони каркасної будівлі стовпчасті фундаменти, мінімальна висота яких $1,5 \text{м}$, то глибина промерзання ґрунту (що становить $0,8 \text{м}$ для м. Миколаєва) і потужність насипного і ґрунтового шарів (складає також $1,3 \text{м}$) на глибину закладання не впливають.

Для м. Миколаїв нормативна глибина промерзання дорівнює $0,8 \text{м}$:

$$k_h = 0,6; \quad d_f = 8 \times 0,6 = 0,48 \text{м} < 1,5 \text{м}.$$

3.5.2. Визначення розмірів подошви фундаменту

Визначаємо площу подошви стовпчастих фундаментів:

$$A = \frac{1,1 \cdot N}{R_0}$$

$$A_{кр} = 1,1 \cdot 267,2 / 230 = 1,28 \text{ м}^2;$$

$$A_{ср} = 1,1 \cdot 492,0 / 230 = 2,35 \text{ м}^2;$$

$$R_0 = 230 \text{ кПа}; \text{ (для суглинків при } \rho_d = 1,47 \text{ г/см}^3\text{)}$$

$$\bar{\gamma} = 20 \text{ кН/м}^3 \text{ (середнє значення питомої ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах)}$$

$$d_n = 1,5 \text{ м} - \text{глибина закладання подошви фундаменту.}$$

З урахуванням дії вигинаючого моменту під колонні будівлі, приймаємо фундаменти с розмірами:

$$l_{кр} \times b_{кр} = 1,5 \times 1,5 \text{ м}, \quad A_{кр} = 1,8 \times 1,5 = 2,70 \text{ м}^2.$$

$$l_{ср} \times b_{ср} = 1,8 \times 1,8 \text{ м}, \quad A_{ср} = 2,1 \times 1,8 = 3,78 \text{ м}^2.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c)$$

$$\gamma_{c1} = 1,25, \quad \gamma_{c2} = 1,0 - \text{коефіцієнти, визначувані по таблиці 4.8 МВ (для суглинку);}$$

$$k = 1; \quad k_z = 1;$$

$$M_\gamma = 0,61, \quad M_q = 3,44, \quad M_c = 6,04 - \text{коефіцієнти, що визначаємо згідно таблиці ДБН}$$

залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту ($\varphi_{II} = 22^\circ$);

$$b_{кр} = 1,500 \text{ м}, \quad b_{ср} = 1,800 \text{ м} - \text{прийнята ширина подошви фундаменту;}$$

$$d_n = 1,500 \text{ м} - \text{глибина закладання подошви фундаменту;}$$

$\gamma_{II} = 17,5 \text{ кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви (визначається на глибині, що дорівнює $1,5b_{кр} = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}$ і $1,5b_{ср} = 1,5 \cdot 1,8 = 2,70 \text{ м}$ - ширина фундаментів дорівнює 1,5 і 1,8 м);

$\gamma_{II}' = (1,3 \cdot 17,0 + 0,2 \cdot 17,5) / 1,5 = 17,07 \text{ кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за подошву;

$$c_{II} = 20 \text{ кПа} - \text{питоме зчеплення ґрунту, кН/м}^2;$$

$$R_{кр} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} (0,61 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 17,5 + 3,44 \cdot 1,5 \cdot 17,07 + 6,04 \cdot 20) = 281,1 \text{ кПа}$$

$$R_{cp} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} (0,61 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 17,5 + 3,44 \cdot 1,5 \cdot 17,07 + 6,04 \cdot 20) = 285,1 \text{ кПа}$$

Виконуємо перевірки тисків по підшві фундаменту :

$p_{cp} = (N + G_{\phi}) / A_{пр}$ - для стовпчастого фундаменту;

G_{ϕ} - вага фундаменту і ґрунту на його уступах

$$G_{\phi} = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma$$

$$p_{cp} \leq R$$

$$p_{cp, кр} = \frac{267,2 + 81,0}{2,70} = 129,0 \text{ кПа} < R = 281,1 \text{ кПа}$$

$$p_{cp, кр} = \frac{492,0 + 113,4}{3,78} = 160,2 \text{ кПа} < R = 285,1 \text{ кПа}$$

$$G_{\phi, кр} = 1,8 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 81,0 \text{ кН}$$

$$G_{\phi, кр} = 2,1 \cdot 1,8 \cdot 1,5 \cdot 20 = 113,4 \text{ кН}$$

$$P_{\max/\min} = P \pm \frac{M + Q \times d}{W},$$

$$\text{де: } W_{кр} = \frac{b \times l^2}{6} = \frac{1,5 \times 1,8^2}{6} = 0,81 \text{ м}^3.$$

$$W_{cp} = \frac{b \times l^2}{6} = \frac{1,8 \times 2,1^2}{6} = 1,323 \text{ м}^3.$$

$$P_{\max, кр} = 129,0 + \frac{60,5}{0,81} = 203,7 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 281,1 = 337,32 \text{ кПа}.$$

$$P_{\max, cp} = 160,2 + \frac{62,0}{1,323} = 207,1 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 285,1 = 342,12 \text{ кПа}.$$

$$P_{\min, кр} = 129,0 - \frac{60,5}{0,81} = 54,3 \text{ кПа}$$

$$P_{\min, cp} = 160,2 - \frac{62,0}{1,323} = 113,3 \text{ кПа}$$

$$\frac{P_{\min, кр}}{P_{\max, кр}} = \frac{54,3}{203,7} = 0,27 \geq 0,2$$

$$\frac{P_{\min, cp}}{P_{\max, cp}} = \frac{113,3}{207,1} = 0,55 \geq 0,2$$

Усі умови перевірок виконуються, отже, розміри фундаментів прийняті правильно.

3.5.3. Розрахунок осідання фундаменту на природній основі методом пошарового підсумовування

Осідання фундаменту, S , визначаємо за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i}$$

де: β - безрозмірний коефіцієнт, рівний 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення вертикальної нормальної напруги від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр підшви фундаменту;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, яка приймається не більше 0,4 ширини фундаменту;

n - число шарів, на яке розбита стислива товща основи;

$\sigma_{z\gamma, i}$ - середнє значення вертикальної напруги від власної ваги ґрунту, витягнутого з котловану, в i -му шарі ґрунту, яка проходить через центр підшви, на глибині z від підшви фундаменту.

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою траєкторії первинного навантаження.

Визначаємо вертикальну напругу від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту :

$$\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d_n = 1,3 \cdot 17,0 + 0,2 \cdot 17,5 = 22,1 \text{ кПа}$$

Визначаємо товщину елементарного шару:

$$h_{i,кр} = 0,4 \cdot 1,5 = 0,60 \text{ м};$$

$$h_{i,сп} = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м}.$$

Додаткова напруга на підшві фундаменту складає:

$$\sigma_{zp0,кр} = 129,0 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp0,сп} = 160,2 \text{ кПа}.$$

Коефіцієнт (приймаємо по таблиці 4.10 МВ залежно від співвідношень $\xi = 2z/b$ і $\eta = \ell/b$: $\eta_{кр} = \ell/b = 1,8/1,5 = 1,20$; $\eta_{кр} = \ell/b = 2,1/1,8 = 1,17$.

Розрахунки за визначенням осідання основи зручно виконувати в табличній формі. За отриманими результатами будуємо епюри σ_{zp} , σ_{zg} і $\sigma_{z\gamma}$.

Нижню межу стисливої товщі, визначаємо на глибині, де виконується умова $\sigma_{zp}=0,1\sigma_{zg}$, тому що нижче межі стисливої товщі розташовано ПЕ-4, де модуль деформації дорівнює $<5,0\text{МПа}$.

Таблиця 3.2. Результати визначення величини σ_{zy}

z, м	$\xi=2z/b$	$\acute{\alpha}_{\text{тр}}$	σ_{zy} , кПа
0,0	0,0	1,000	22,10
2,65	0,88	0,856	18,92
6,35	2,12	0,528	11,67
10,65	3,55	0,342	7,56

$\xi=2z/B_{\text{к}}$, где $B_{\text{тр}}$ - ширина траншеї ($B_{\text{тр}}=6,0\text{м}$); $L_{\text{тр}}/B_{\text{тр}}=78,0/6,0=13,0$

Таблиця 3.3. Розрахунок осідання крайнього фундаменту

z, м	$\xi=2z/b$	$\acute{\alpha}$	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zy}^* , кПа	σ_{zpi} , кПа	$\sigma_{z\gamma i}$, кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{z\gamma i}$, кПа	h_i , см	E, кПа	S_i , см
0,0	0	1,000	22,10	129,10	22,10	117,7	21,74	95,96	60	5000	0,92
0,60	0,8	0,824	32,60	106,3	21,38						
1,20	1,6	0,491	43,10	63,3	20,66	84,8	21,02	63,78	60	5000	0,61
						50,4	20,30	30,1			
1,80	2,4	0,291	53,60	37,5	19,94	30,7	19,58	11,12	60	5000	0,11
						20,2	18,73	1,47			
2,40	3,2	0,185	64,10	23,9	19,22	14,1	17,64	-3,54	60	4000	0
						10,3	16,46	-6,16			
3,00	4,0	0,127	74,29	16,4	18,23				60	2500	0
3,60	4,8	0,091	84,25	11,7	17,05						
4,20	5,6	0,069	89,36	8,9	15,87						

$0,1\sigma_{zg} > \sigma_{zp}$

$\Sigma S_i=1,95\text{см}$

Для стовпчастого крайнього фундаменту на глибині від підшви фундаменту, що дорівнює 4,15м виконується вище приведена умова $\sigma_{zp}=8,90\text{кПа} < 0,1\sigma_{zg}=0,1 \cdot 89,36=8,936\text{кПа}$. Отже - глибина стисливої товщі $H_c=4,15\text{м}$.

Сумарна величина осідання фундаменту, яка підраховується в межах стисливої товщі, дорівнює $S=1,95\text{см}$.

Порівнюємо отримане осідання з гранично-припустимою величиною:

$$S = 1,95\text{см} < S_u = 15,0\text{см}.$$

Таблиця 3.4. Розрахунок осідання середнього фундаменту

z, м	$\xi=2z/b$	$\acute{\alpha}$	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{z\gamma^*}$, кПа	σ_{zpi} , кПа	$\sigma_{z\gamma i}$, кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{z\gamma i}$, кПа	h_i , см	E, кПа	S_i , см
0,0	0	1,000	22,10	160,20	22,10	145,8	21,67	124,13	72	5000	1,43
0,72	0,8	0,820	34,7	131,4	21,24	104,5	20,81	83,69	72	5000	0,96
1,44	1,6	0,484	47,3	77,5	20,38	61,7	19,95	41,75	72	5000	0,48
2,16	2,4	0,286	59,9	45,8	19,52	37,4	19,00	18,4	72	4681	0,23
2,88	3,2	0,181	72,29	29,0	18,47	24,5	17,77	6,73	72	4000	0,10
3,60	4,0	0,124	84,25	19,9	17,06	17,1	16,35	0,75	72	2500	0,02
4,32	4,8	0,089	90,38	14,3	15,65	12,5	14,95	-2,45	72	2500	0
5,04	5,6	0,067	96,51	10,7	14,24	9,5	13,54	-4,04	72	2500	0
5,76	6,4	0,052	102,65	8,3	12,83						

$$0,1\sigma_{zg} > \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i = 3,22 \text{ см}$$

Для стовпчастого середнього фундаменту на глибині від подошви фундаменту, що дорівнює 5,4м виконується вище приведена умова $\sigma_{zp}=8,30\text{кПа} < 0,1\sigma_{zg}=0,1 \cdot 102,65=10,265\text{кПа}$. Отже - глибина стисливої товщі $H_c=5,4\text{м}$.

Сумарна величина осідання фундаменту, яка підраховується в межах стисливої товщі, дорівнює $S=3,22\text{см}$.

Порівнюємо отримане осідання з гранично-припустимою величиною:

$$S = 3,22\text{см} < S_u = 15,0\text{см}.$$

$S_{\max,u} = 15\text{см}$ – максимальне значення осідання фундаменту ДБН [14].

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

3.6. Розрахунок і проектування пальових фундаментів

Довжина паль визначається виходячи з таких умов:

а) її подошва має бути заглиблена в несучий шар, з модулем деформації що дорівнює $E \geq 10 \text{ МПа}$;

б) над дном котловану зберігається ділянка палі завдовжки 0,5м для подальшого сполучення її з ростверком.

Значення отриманої довжини палі округлюють у більшу сторону до цілого числа метрів. Залежно від довжини підбирається переріз палі. Висоту ростверку приймаємо 1,3м.

Заглиблюємо палі в ІГЕ-5 ($E_0=18,0 \text{ МПа}$) на 0,95м.

$$l=8,8-1,5+0,5=8,0 \text{ м}$$

Приймаємо забивну палю – С80.35-9. З урахуванням прийнятої довжини палі 8,0м її заглиблення в шар суглинку складає 0,95м.

Для визначення несучої здатності, складається розрахункова схема, на якій викреслюються :

а) геологічний розріз з параметрами основи, необхідними для розрахунку, в масштабі 1:100;

б) ділянка котловану з відміткою глибини закладання подошви фундаменту;

в) подовжній розріз палі.

Несучу здатність палі, визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i),$$

де: $\gamma_c=1,0$; $\gamma_{cf}=1,0$ - коефіцієнти умов роботи палі, ґрунту під подошвою і по бічній поверхні (за таблицею ДБН [14]);

$\gamma_{cr}=1,1$ - за таблицею ДБН [14];

$R=7884 \text{ кН/м}^2$ - розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, приймається по таблиці ДБН [14], для суглинку;

$A=0,1225 \text{ м}^2$ і $u=1,4 \text{ м}$ - площа (м^2) і периметр (м) поперечного перерізу палі;

f_i - розрахунковий опір тертю ґрунту по бічній поверхні палі, приймається по таблиці ДБН [14], кН/м^2 ;

h_i - товщина умовного шару ґрунту, на які діляться ПЕ, пройдені палею, приймаються ≤ 2 м.

Визначаємо опір палі по бічній поверхні в табличній формі.

Розрахункове вертикальне навантаження на палю визначається за формулою:

$$N_{св.} = F_d / \gamma_k,$$

де: F_d – несуча здатність палі визначена розрахунком;

γ_k - коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4.

Проектування пальових фундаментів на ґрунтах що просідають виконується з урахуванням повного замочування ґрунтів при показнику плинності, який визначається по формулі:

$$I_L = ((0,9 \cdot e \cdot \gamma_{\omega} / \gamma_s) - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p)$$

$$I_{L3} = \frac{0,9 \cdot 0,82 \cdot 10}{26,8} - 0,19 = 0,60 ;$$

$$I_{L3} = \frac{0,9 \cdot 0,92 \cdot 10}{26,7} - 0,19 = 2,00$$

Таблиця 3.5.

№ умовн. шару	z_i , м	I_L	f_i , кН/м ²	h_i , м	$f_i \cdot h_i$
1	1,8	0,60	12,0	1,0	12,0
2	3,225	0,60	14,45	1,85	26,73
3	4,625	2,00	5,31	0,95	5,04
4	5,6	0,50	24,4	1,0	24,4
5	6,975	0,50	25,49	1,75	44,61
6	8,325	0,07	62,49	0,95	59,37

$\Sigma = 172,15$

$$F_d = 1 \cdot (1,1 \cdot 0,1225 \cdot 7884 + 1,4 \cdot 172,15) = 1303,4 \text{ кН}$$

$$N_{св.} = 1303,4 / 1,4 = 931 \text{ кН}$$

Кількість паль у палевому фундаменті:

$$n = 1,1 N / N_{св.},$$

де: N - розрахункове навантаження на фундамент від споруди;

1,1 – коефіцієнт, що враховує масу ростверку.

Для фундаменту під колони каркасу кількість паль дорівнює:

$$n_{кр} = 1,1 \cdot 267,2 / 931,0 = 0,32 - \text{приймаємо 2 палі}$$

$$n_{ср} = 1,1 \cdot 492,0 / 931,0 = 0,58 - \text{приймаємо 2 палі.}$$

Враховуючи дію вигинаючого моменту, приймаємо під колони крайнього і середнього ряду - 2 палі.

$$N_{\max} = (1,1 \cdot N/n) + (M \cdot y_{\max} / \sum y_i^2) \leq N_{св.}$$

$$N_{\max, кр.} = \frac{1,1 \cdot 267,2}{2} + \frac{60,5 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 204,58 \text{кН} < N_{св.} = 931,0 \text{кН}$$

$$N_{\min, кр.} = \frac{1,1 \cdot 267,2}{2} - \frac{60,5 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 89,34 \text{кН} > 0$$

$$N_{\max, ср.} = \frac{1,1 \cdot 492,0}{2} + \frac{62 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 329,6 \text{кН} < N_{св.} = 931,0 \text{кН}$$

$$N_{\min, ср.} = \frac{1,1 \cdot 492,0}{2} - \frac{62 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 211,6 \text{кН} > 0$$

3.6.1. Розрахунок осідання пального фундаменту

Визначимо осідання стовпчастих палих фундаментів з двох паль. Палі С80.35-9. Відстань між осями паль $3 \cdot d = 1,2 \text{м}$.

Розрахунок фундаменту з висячих паль і його основи по деформаціях слідує, як правило, робити як для умовного фундаменту на природній основі.

Визначимо межі умовного фундаменту. Знизу він обмежений площиною АБ, що проходить через нижні кінці паль; згори - поверхнею землі ВГ; з боків - вертикальними площинами АВ і БГ, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальної палі на відстані $a = h \cdot \text{tg} \varphi_{\text{II, mt}} / 4$, але не більше $2 \cdot d$.

Тут $\varphi_{\text{II, mt}}$ - середнє розрахункове значення кута внутрішнього тертя;

$$\varphi_{\text{II, mt}} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i}$$

де: φ_i - розрахункові значення кутів внутрішнього тертя для окремих пройдених палями шарів ґрунту завтовшки h_i .

$$\varphi_{\text{II, mt}} = (2,85 \cdot 22^\circ + 3,7 \cdot 21^\circ + 0,95 \cdot 24) / 7,5 = 21,8^\circ$$

$$\text{Тоді: } a = h \cdot \text{tg} \varphi_{\text{II, mt}} / 4 = 7,5 \cdot \text{tg} 21,8 / 4 = 0,70 \text{м.}$$

Приймаємо $a=0,70\text{м}$

Визначаємо розміри умовного фундаменту в плані:

$$B_y = 2 \cdot a + 1 \cdot d = 2 \cdot 0,7 + 1 \cdot 0,35 = 1,75\text{м}$$

$$L_y = 2 \cdot a + 4 \cdot d = 2 \cdot 0,70 + 4 \cdot 0,35 = 2,80\text{м}$$

$$L_y/B_y = 2,80/1,75 = 1,60$$

Визначаємо площу і вагу умовного фундаменту :

$$A_{yф} = L_y \cdot B_y = 2,80 \cdot 1,75 = 4,90\text{м}^2$$

$$G_{yф} = A_{yф} \cdot H_{yф} \cdot \gamma = 4,90 \cdot 20 \cdot 8,80 = 862,4\text{кН}$$

Середній тиск під подошвою стрічкових фундаментів :

$$P = (N + G_{yф}) / A_{yф}$$

$$P_{кр.} = \frac{267,2 + 862,4}{4,90} = 230,5\text{кПа}$$

$$P_{ср.} = \frac{492 + 862,4}{4,90} = 276,4\text{кПа}$$

Розрахунок осідання фундаменту (при глибині котловану до 5,0м) виконують методом пошарового підсумовування по формулі:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i}$$

Вертикальну напругу на відмітці подошви умовного фундаменту приймають рівним середньому тиску: $\sigma_{zpo} = p$.

Підсумовування осідань елементарних шарів виконують в діапазоні від подошви умовного фундаменту до глибини, де виконується умова:

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$$

де: σ_{zg} - напруга від власної ваги ґрунту від поверхні;

$\sigma_{zu, l}$ - напруга від власної ваги ґрунту від подошви ростверку до подошви умовного фундаменту, визначається так само як і σ_{zg} , але без урахування ваги ґрунту вище за подошву ростверку.

k - коефіцієнт, визначуваний згідно з ДБН [14].

Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на відмітці підосви шару і на рівні підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zq1,2}=17,0 \cdot 1,3=22,1 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq3}=22,1+17,5 \cdot 2,85=71,98 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,4}=71,98+0,95 \cdot 16,6+2,75 \cdot 8,52=111,18 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq4}=111,18+2,75 \cdot 10,0=138,68 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq5}=138,68+4,3 \cdot 20,4=226,4 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq6}=226,4+2,2 \cdot 18,4=266,88 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zq7}=266,88+8,15 \cdot 20,1=430,7 \text{кПа}$$

На рівні підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zq0}=138,68+20,4 \cdot 0,95=158,06 \text{кПа.}$$

Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту від підосви ростверку до підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zu, 1,3}=17,5 \cdot 2,85=49,88 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu, 1,4}=49,88+0,95 \cdot 16,6+2,75 \cdot 8,52=89,08 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu, 1,4}'=89,08+2,75 \cdot 10,0=116,58 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu, 1,0}=116,58+20,4 \cdot 0,95=135,96 \text{кПа.}$$

Нижче підосви умовного фундаменту товща ґрунту розбивається на елементарні шари:

$$h_i=0,4 \cdot 1,75=0,70 \text{м}$$

Додаткова напруга на підосві умовного фундаменту :

$$\sigma_{zp0, \text{кр.}}=230,5 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zp0, \text{ср.}}=276,4 \text{кПа}$$

Розрахунок додаткової напруги на межах елементарних шарів і осідань здійснимий в табличній формі.

Таблиця 3.6. Результати визначення величини σ_{zy}

z, м	$\xi=2z/b$	α_k	σ_{zy} , кПа
0,0	0,0	1,000	22,10
3,35	1,11	0,783	17,30
5,55	1,85	0,585	12,92
13,7	4,57	0,271	5,99

$\xi=2z/B_k$, где $B_{тр}$ - ширина траншеї ($B_{тр}=6,0м$).

$L_{тр}/B_{тр}=78,0/6,0=13,0$

$$\sigma_{zg,0}=\gamma \cdot d_n=1,3 \cdot 17,0+0,2 \cdot 17,5=22,1 \text{ кПа}$$

Таблиця 3.7. Розрахунок осідання крайнього пального фундаменту

№	ξ	Z_i , м	α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zu,l}$, кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zy} , кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zy,i}$, кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{zyi}$, кПа	h_i , см	E_i , кПа	S_i , см
0	0	0	1,000	158,06	135,96	230,5	22,1	214,0	21,6	192,4	70	18000	0,60
1	0,8	0,70	0,857	172,34	135,96	197,5	21,1	162,7	20,6	142,1	70		0,44
2	1,6	1,40	0,555	186,62	135,96	127,9	20,1	104,3	19,6	84,7	70		0,26
3	2,4	2,10	0,350	200,90	135,96	80,7	19,1	67,0	18,6	48,4	70		0,15
4	3,2	2,80	0,231	215,18	135,96	53,2	18,1	45,2	17,6	27,6	70		15643
5	4,0	3,50	0,161	229,16	135,96	37,1	17,0	32,2	16,3	15,9	70	7000	0,13
6	4,8	4,20	0,118	242,04	135,96	27,2	15,6	23,9	14,3	9,6	70	7000	0,08
7	5,6	4,90	0,089	255,01	135,96	20,5	12,9						

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i = 1,76 \text{ см}$$

Таблиця 3.8. Розрахунок осідання середнього пальового фундаменту

№	ξ	Z_i , м	α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zu,l}$, кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zy} , кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zy,i}$, кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{zyi}$, кПа	h_i , см	E_i , кПа	S_i , см
0	0	0	1,000	158,06	135,96	276,4	22,1	256,7	21,6	235,1	70	18000	0,73
1	0,8	0,70	0,857	172,34	135,96	236,9	21,1	195,2	20,6	174,6	70		0,54
2	1,6	1,40	0,555	186,62	135,96	153,4	20,1	125,1	19,6	105,5	70		0,33
3	2,4	2,10	0,350	200,90	135,96	96,7	19,1	80,3	18,6	61,7	70		0,19
4	3,2	2,80	0,231	215,18	135,96	63,8	18,1	54,2	17,6	36,6	70		15643
5	4,0	3,50	0,161	229,16	135,96	44,5	17,0	38,6	16,3	22,3	70	7000	0,18
6	4,8	4,20	0,118	242,04	135,96	32,6	15,6	28,6	14,3	14,3	70	7000	0,11
7	5,6	4,90	0,089	255,01	135,96	24,6	12,9	22,0	12,6	9,4	70	7571	0,07
8	6,4	5,60	0,070	267,97	135,96	19,3	12,3						

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i = 2,28 \text{ см}$$

Порівнюємо отримане осідання з гранично-припустимою величиною:

$$S_{кр} = 1,76 \text{ см} < S_u = 15,0 \text{ см.}$$

$$S_{ср} = 2,28 \text{ см} < S_u = 15,0 \text{ см.}$$

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

3.7. Техніко-економічне обґрунтування прийнятого варіанту влаштування фундаментів

Для остаточного вибору проектного вирішення фундаментів необхідно розглянути всі розроблені варіанти з точки зору їх техніко-економічної доцільності..

Порівняння варіантів фундаментів за вартістю виконуємо в табличній формі.

Таблиця 3.9 Техніко-економічне порівняння варіантів влаштування фундаментів

N п.п	Найменування робіт	Од. вимір.	Вартість за одиницю виміру, грн.	Кіл-ть	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
1 варіант: стовпчастий на природній основі					
1.	Розробка ґрунтів глибиною до 3 м	м ³	10-00	6323	63230
2.	Доопрацювання ґрунту вручну	м ³	60-00	486	29160
3.	Улаштування піщаної підготовки під фундаменти	м ³	35-00	33,7	1180
4.	Улаштування монолітних елементів фундаменту з/б	м ³	1150-00	223	256450
Разом:					350020
2 варіант: пальовий фундамент					
1.	Розробка ґрунтів глибиною до 3 м	м ³	10-00	6323	63230
2.	Улаштування підготовки під ростверк	м ³	35-00	8,0	280
3.	Занурення з/б паль	м ³	70-00	52,65	3685,5
4.	Улаштування монолітних елементів фундаменту з/б	м ³	1150-00	120,96	139104
5.	Палі	м ³	2500-00	31,68	79200
Разом:					285500

Висновок: за вартістю раціональнішим є варіант пальового фундаменту.

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Дипломник: Марінін Б. В.

Консультант: доц. Дмітрієва Н.В.

4.1 Конструктивна характеристика будівлі

Проектуєма споруда виробничого корпусу має три прольоти з розмірами 18 м – 24 м – 18 м і крок колон в осях 6 м, розміри в плані 60×72 м.

Як основна конструктивна схема прийнятий сталевий каркас, основними елементами якого є плоскі поперечні рами, утворені колонами і кроквяними фермами. На поперечні рами, розставлені згідно з прийнятим кроком колон, спираються подовжні елементи каркасу: балки підвісних кранів, прогони покриття і елементи світлоаераційного ліхтаря.

Під колони каркасу влаштовуються окремо розташовані стовпчасті залізобетонні фундаменти. Колони сталеві – приймаються постійного двотаврового перерізу із двотавра.

Підвісні підкранові сталеві балки – суцільного двотаврового перерізу, підвішуються до ферм покриття і розраховані на крани вантажопідйомністю в 2 тонни.

Покриття будівлі здійснюється за допомогою сталевих кроквяних ферм: середня ферма трапецеїдальна прольотом 24 м і дві крайні ферми з паралельними поясами прольотом по 18 м. Стержні ферм прийняті з парних кутиків.

Система покриття будівлі – прогонна, на кроквяні ферми покриття встановлюють сталеві прогони з прокатних швелерів, по яких укладається сталевий профільований настил, пароізоляція, утеплювач, гідроізоляція.

В якості огорожувальної конструкції стін прийняті сандвіч-панелі, довжиною 6 м і заввишки 1200 і 1800 мм, які кріпляться до колон каркаса. По торцях будівлі для кріплення стіннових панелей додатково встановлюються фахверкові колони.

Для освітлення приміщень приймається одинарне стрічкове скління, з прийнятими розмірами 6000×1200 (h) мм. Відкриття вікон передбачається механізованим способом.

Внутрішні перегородки цегельні.

Зовнішні і внутрішні вікна і двері, а також ворота прийняті згідно з державними стандартами.

4.2 Методи виробництва основних будівельно-монтажних робіт

Виробництво основних будівельно-монтажних робіт необхідно виконувати за допомогою машин, механізмів, пристосувань, засобів малої механізації і нормокомплектів інструментів, з технічними характеристиками, що відповідають характеру і об'єму виконуваних робіт.

При виробництві робіт необхідно керуватися:

- робочими кресленнями проекту;
- проектами виробництва робіт;
- технологічними картами і картами трудових процесів;
- державними нормами.

4.2.1 Земляні роботи

Виконувати земляні роботи (розробка котловану і траншей, відсіпання, планування і ущільнення щебеня, піску і ґрунту) відповідно з вимогами [16]ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

Основні об'єми робіт по розробці, відсіпанню, плануванню і ущільненню масивів виконуються механізованим способом. У обмежених місцях і місцях розташування підземних комунікацій роботи виконуються уручну.

При розробці котловану і траншей, без кріплення укосів, закладання укосів приймати за [16] ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

Для відведення поверхневих вод, на період виконання робіт, виконуються водовідвідні канали завглибшки 0.6 м і шириною по дну 0.6 м з крутістю укосів 1:1.5, і подовжнім ухилом 0.003, що розташовуються з нагірного боку траншей і котловану.

За допомогою бульдозерів типа ДЗ-17 розробляється котлован, з підгортанням у відвали, із завантаженням зайвого ґрунту за допомогою екскаватора типа ЕО-311 в

автосамоскиди і вивозом на відстань до 5 км. Доопрацювання котловану до відмітки підшови фундаменту під окремо розташовані фундаменти будівлі виконується за допомогою екскаватора ЕО-2621. Розміщується екскаватор уздовж осі фундаментів або з незначним зміщенням.

Планування ґрунту, піску і щебеня виконується за допомогою бульдозера типа ДЗ-42.

Ущільнення ґрунту, піску і щебеня основи під підлоги виконується за допомогою причіпних катків типа ДУ-30 при 6...8 проходах по кожному сліду. Пошарове ущільнення ґрунту при зворотних засипках пазух котловану і траншей виконується за допомогою самохідного катка типа ДУ-18, пневмотрамбовок.

4.2.2 Виробництво основи і фундаментів

Поверхню ґрунту в зоні майбутнього фундаменту ретельно вирівнюють і роблять бетонну підготовку. Бетонна суміш подається до місця бетонування баддями за допомогою крану. Після установки арматури бетонування фундаментів ведуть горизонтальними шарами завтовшки 0.3 м з ущільненням вібраторами. Зняття опалубки виконують після того, як бетон набере необхідну міцність. Улаштування основи і фундаментів виробляти відповідно до вимог [16] ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів». Правильність установки фундаменту перевіряють геодезичними приладами.

Із зовнішнього боку фундаменту владнують обклеєчну гідроізоляцію (гідроїзол на гарячій бітумній мастиці). Після закінчення монтажу фундаментів і прокладки підземних комунікацій виробляють зворотню засипку ґрунту до верху фундаментного блоку. Засипку ведуть горизонтальними шарами, з ретельним ущільненням ґрунту трамбуванням. Довкола будівлі встановлюють відмостку з ухилом в протилежну сторону від стін споруди.

4.2.3 Монтажні роботи

Монтаж збірних конструкцій згідно вимог [17] ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції», [20] ДСТУ Б В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу» і [22] ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» передбачено вести потоковим методом при комплексній механізації транспортних, навантажувально-розвантажувальних і монтажних робіт з використанням ефективного монтажного устаткування, раціонального технологічного оснащення та інструменту.

Монтаж починається після технологічної підготовки об'єкту до монтажу і після завершення на частині об'єкту (ділянки) всього комплексу робіт по зведенню підземної частини будівлі.

Рішення по вибору методів монтажу приймається на основі обліку чинників взаємного впливу всіх структурних елементів організаційно-технологічних вирішень комплексного процесу монтажу. Організаційні рішення є комплексом заходів направлених на впорядкування і систематизацію виконання технологічних і транспортних операцій на будівельному майданчику, вони забезпечують розбиття будівлі на монтажні ділянки, вибір рішення по послідовності і черговості установки конструкції в проектне положення, подача елементів в монтажну зону.

Монтаж конструкцій ведемо як з "коліс", так і з пріоб'єктних складів. Сендвіч-панель стінова доставляється на об'єкт панельовозом в спеціальних кондукторах, що закріплюють її по контуру, а монтується за монтажні петлі.

Комплексний процес монтажу збірних конструкцій включає наступні основні процеси і операції: строповку, підйом, подачу, орієнтування і установку, тимчасове кріплення і вивіряння, проектне закріплення. Стropовка конструкцій будівлі здійснюється за допомогою вантажозахватних пристроїв і строповочних пристосувань.

Стropовку конструкцій, що мають монтажні петлі (плити профнастіла, стінові панелі) здійснюються за допомогою крюків і стропів через траверси. Стropовку колон здійснюють через строповочні отвори в колоні. Балочні конструкції

стропуються в обхват з пружинними замками, що дозволяють здійснювати дистанційну розстроповку конструкцій.

Після установки в проектне положення нестійких елементів (колони, ферми) їх тимчасово закріплюють для забезпечення їх стійкості, після чого виробляють остаточне їх улаштування.

При проектуванні збірних будівель і споруд поряд з іншими показниками ефективності необхідно враховувати показник монтажної технологічності.

Висока міра монтажної технологічності може бути досягнута шляхом раціонального укрупнення конструкцій, підвищення заводської готовності і точності виготовлення конструкцій, вживання стикових з'єднань, що самофіксуються і так далі.

У даній будівлі тепла кровля. Покриття із сталевого профнастілу встановлюють по прогонах. Прогони встановлюють на верхній пояс кроквяних ферм в їх вузлах. В якості прогонів застосовують прокатні сталеві балки з швелерів. Профільовані листи укладають по прогонах, розташованих через 3 м. Листи закріплюють до прогонів самонарізними гвинтами. Між собою листи настилу з'єднуються комбінованими заклепками.

4.2.3.1 Монтаж металевих колон

Перед початком монтажних робіт перевіряють і приймають фундаменти для монтажу колон. Перевіряють відповідність фундаменту згідно з проектом, точність установки анкерних і виверочних болтів, відмітку поверхні фундаменту, з врахуванням можливості підливки опорної плити цементним розчином шаром 50...60 мм. На кожному фундаменті мають бути риски подовжніх і поперечних осей. Після огляду складають акт приймання фундаментів.

Монтаж колон ведуть краном, процес вивіряння колон складається з поєднання осьових рісок і контролюється за допомогою теодоліта.

4.2.3.2 Монтаж ферм покриття

При підготовці ферм до підйому в проектне положення очищають і вивіряють оголовки колон. Для вивіряння і тимчасового закріплення ферм встановлюють драбину з площадкою (або подмості) і встановлюють на колонах необхідні пристосування.

Процес монтажу ферм складається з попередньої укрупнювальної збірки з відправних марок, з подачі конструкцій до місця монтажу, підготовки їх до підйому, строповки, підйому і установки на опори, тимчасового закріплення, вивіряння і остаточного закріплення в проектне положення.

Ферми в проектне положення встановлюють послідовно, що забезпечує стійкість і геометричну незмінність змонтованій частині будівлі. Тому монтаж ведеться, починаючи зі зв'язкової панелі. Монтаж ведеться на «кран» який послідовно відступає із стоянки на стоянку. Для тимчасового закріплення в проектне положення застосовується розчалування. Для ферми прольотом 18 м – одна розпірка, для ферм прольотом 24 м – дві, які встановлюються в 1/3 прольоту. Знімають розпірки лише після остаточного закріплення ферм і укладання на ферми плит покриття або прогонів. При улаштуванні ліхтарів їх конструкції прикріплюють до ферм до монтажу і піднімають разом з фермою за один прийом. Ферми вивіряють по рисках що є на опорних плитах ферм і колон, поєднуючи їх в процесі монтажу. Місця строповки сталевих ферм визначаються в проекті, а число встановлюваних розчалувань і місця їх кріплення до ферм інструкцією, залежно від прольоту ферми і схеми її решітки.

Услід за установкою ферм монтуються зв'язки між фермами і встановлюються сталеві прогони.

4.3. Вибір монтажного крану

Монтажні характеристики елементів конструкцій.

1. Монтажная масса:

фундаментна балка

$$Q_{\text{мфб}} = 1,25 + 0,39 = 1,64 \text{ м}$$

колона

$$Q_{\text{мк}} = 1,1 + 0,04 = 1,14 \text{ м}$$

ферма покриття

$$Q_{\text{мфп}} = 0,8 + 0,39 = 1,19 \text{ м}$$

стінова панель

$$Q_{\text{мст.п}} = 2,43 + 0,08 = 2,51 \text{ м}$$

панель покриття

$$Q_{\text{мпп}} = 2,1 + 0,08 = 2,18 \text{ м}$$

2. Монтажная высота

фундаментна балка

$$H_{\text{м}} = 0 + 0,5 + 0,45 + 3,50 = 4,45 \text{ м}$$

колона

$$H_{\text{м}} = 0 + 0,5 + 12,25 + 2 = 14,75 \text{ м}$$

ферма

$$H_{\text{м}} = 11,2 + 0,5 + 1,2 + 4,3 = 17,7 \text{ м}$$

стінова панель

$$H_{\text{м}} = 13,7 + 0,5 + 1,2 + 4,3 = 19,7 \text{ м}$$

панель покриття

$$H_{\text{м}} = 13,5 + 0,5 + 0,3 + 4,3 = 18,6 \text{ м}$$

металеві конструкції ліхтаря

$$H_{\text{м}} = 11,2 + 3,7 + 0,5 + 0,6 + 4,3 = 20,3 \text{ м.}$$

Таблиця 4.1 Вибір крану

№ п/п	Найменування конструкцій	Характеристики			Варіант крану
		$Q_{\text{м}}$	$H_{\text{м}}$	$L_{\text{стр}}$	
1	Фундаментні балки	1,64	4,45	Не менш 22 м з гуськом	РДК – 25 $L_{\text{стр}} = 22,5 \text{ м}$ з гуськом 5 м
2	Колони	1,14	14,75		
3	Ферми покриття	1,19	17,7		
4	Стінові панелі	2,51	19,7		
5	Панель покриття	2,18	18,6		
6	Метал. конструкції ліхтаря	0,66	20,3		

Таблиця 4.2 Відомість монтажних пристосувань

№ п\п	Найменування монтажного елемента	Вага, <i>m</i>	Найменування пристосувань	Характеристики		
				в/п, <i>m</i>	монт. вага, <i>m</i>	max вага
1	Фундаментна балка	1,25	Траверса з стропами	6	0,39	3,5
2	Колона	1,1	Фрикційний захват	1,5	0,04	2,0
3	Ферма 18 м, 24 м	0,8	Траверса	6	0,39	2,3
4	Стінові панелі	2,43	Строп б-ти гілковий універсальний	4	0,08	4,3
5	Панелі перекриття технологічних етажерок	2,1				
6	Метал. конструкції ліхтаря	до 0,62	Траверса фрикційна	1,5	0,04	4,3

4.4 Технологічна карта на монтаж колон

4.4.1 Сфера застосування

Технологічна карта розроблена на монтаж сталевих колон (постійного перерізу із двотавра) безвивірковим методом на анкерні сталеві плити, які вже встановлені на фундаменті, який ведеться за допомогою гусеничного крану РДК – 25 у дві зміни, ланкою монтажників в кількості 7 робітників.

Прив'язка технологічної карти до місцевих умов будівництва полягає в уточненні графічної схеми, об'ємів робіт, засобів механізації, потреби в матеріальних ресурсах.

До початку монтажу колон мають бути виконані наступні підготовчі роботи :

- зведені фундаменти під колони і перевірена правильність їх положення;
- складена схема монтажу колон;
- завезені і розкладені сталеві фундаментні плити і колони за монтажною схемою;
- проведені тимчасові автодороги;

- безпосередньо у прольоті позначені дороги руху і робочі стоянки монтажного крану;
- доставлені до місця монтажу необхідні монтажні пристосування, інвентар, інструменти, пристосування і монтажний кран;
- нанесені риси планувальних осей на фундаментах і колонах;
- для колон підготовлені монтажні пристосуваннями (драбини, площадки).

До складу робіт входить: монтаж сталевих колон безвивірковим методом. Проектне положення на висоті перевіряється нівеліром, по горизонту металевою лінійкою з рівнем. Процес монтажу сталевих колон складається з послідовних операцій :

- розвантаження і розкладка колон;
- монтаж колон – підйом колони у вертикальне положення, наведення її на анкерні болти, закріплення;
- з'єднання опорних плит баз колон, вже закріплених на фундаменті, електричною зваркою з колоною; встановлення анкерних плиток на траверси бази колони і загвинчування гайок на анкерних болтах.

Монтаж колон виконується гусеничним краном РДК – 25, $L_{\text{стр}} = 23,5 \text{ м}$, за допомогою фрикційного захвату. До початку монтажу колон мають бути виконані наступні роботи:

- вироблена інструментальна перевірка фактичних розмірів колон (вибірково);
- нанесенні риси планувальних осей по фундаментах (по верху) і по бічним граням колон;
- вироблена перевірка накладних деталей на колонах (травер, ребер жорсткості);

Колони мають бути розкладені в радіусі дії монтажного крану в положенні «на ребро».

Установку колон на опорну плиту на фундаменті виконують по рисках, нанесених на колони і опорні плити на фундаментах, з одночасним вивірянням вертикальності по планувальних осях теодолітом. Тимчасове закріплення колон виконують за допомогою кондукторів. Після тимчасового закріплення колон

захват знімають. Електрозварювання торців колон з опорними плитами на фундаментах виконують після остаточного вивіряння і тимчасового закріплення колон в проектному положенні. Після закінчення установки колон складається виконавча схема, в якій вказується фактичне положення колон в плані і відмітка верху колон.

4.5 Калькуляція трудових витрат на монтаж колонн

Таблиця 4.3

№ п/п	Обґрунтування за ЕНіР	Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм робіт	Норма часу на од., чол-час	Затрати труда на увесь об'єм	Розцінка на од. вим.	Кошторис затрат труда
1	24-13	Розвантаження колон з допомогою крану	1 м	48,6	0,2	1,1	0,125	6,07
2	5-1-16 № 1-2а	Монтаж колон с закріпленням до фундаментів:						
		вагою – 0,7 т	шт	26	3,3	10,5	2,16	56,16
		вагою – 1,1т	шт	26	3,48	11,0	2,27	59,02
		Разом:				22,6		121,25

4.6 Відомість матеріально–технічних ресурсів

Таблиця 4.4

№ п/п	Найменування	Од. виміру	Кіл-ть	Примітка
1	Гусеничний кран	шт	1	РДК – 25
2	Кондуктор	шт	13	
3	Зварювальний трансформатор	шт	1	ЗТН – 500
4	Фрикційний захват	шт	1	
5	Пристосування для розвороту колон	шт	2	Q до 3 т
6	Драбина з монтажною вишкою	шт	1	
7	Кувалда 4 кг, гостроноса	шт	1	h= 10м
8	Зубило слюсарне	шт	2	
9	Відвіси	шт	2	Q = 1000 гр
10	Відвіс-рейка	шт	2	
11	Рулетка вимірювальна	шт	2	РС - 20
12	Метр сталевий, складальний	шт	1	
13	Щітка сталева	шт	1	
14	Монтажні пояси	шт	6	
15	Нівелір	шт	1	
16	Теодоліт	шт	1	

4.7 Графік виробництва робіт

Таблиця 4.5

№ п/п	Найменування робіт	Од вим.	Об'єм робіт	Затрати труду на од. вим чол-дн	Затрати труду на весь об'єм чол-дн	Склад ланки	Робочі дні				
							1	2	3	4	5
1	Розвантаження колон з допомогою монтажного крану	т/ч	48,6	0,20	1,1	Такележники 3р – 1 2р - 1	2				
2	Монтаж колон з закріпленням до фун-тів Вага – 0,7т Вага – 1,1 т	шт шт	26 26	3,3 3,48	10,5 11	Монтажники 6р – 1 5р – 2 4р -3 2р - 1		7			
	Итого:				22,6						

4.8 Техніко-економічні показники

Таблиця 4.6

№ п/п	Найменування	Од. виміру	Кількість
1	Загальна трудомісткість	чол-дн	22,6
2	Трудовитрати на 1 колону	чел-дн	0,43
3	Тривалість робіт	дни	2

4.9 Вимоги по техніці безпеки і охорони праці

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватися вимог [21] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення».

1. Монтажні роботи. Монтаж будівельних конструкцій виконується краном, який до початку виконання робіт був випробуваний. Всі траверси, строповочне пристосування мають бути випробувані перед монтажем конструкцій. У відповідних місцях кріплять бирки з вказівкою часу і характером проведення випробувань. Вивіряння конструкцій виробляється спеціальними пристосуваннями – теодолітами і нівелірами.

На монтажному майданчику забороняється знаходитися стороннім особам і робітникам без захисних касок, а також одночасне виконання інших будівельних робіт під час монтажу. При підйомі, до закріплення конструкцій в проектне положення, заборонено розгойдування, вплив вібрації на конструкцію або обертання довкола осі. Забороняється залишати конструкції на вазі під час перерв. Під час дощу, снігу, сильного туману і вітру більш 15 м/с виконання монтажних робіт забороняється. Розстропівку установленої колони виконувати після стійкого її закріплення. На монтажній площадці повинен бути встановлений порядок обміну сигналами між монтажником і машиністом.

До монтажних робіт допускаються працівники старші за 18 років, які пройшли інструктаж по техніці безпеки і розписалися у відповідному журналі. У такелажників має бути посвідчення на право проведення такелажних робіт

2. Електробезпека. Необхідно передбачити можливість відключення всіх споживачів електроенергії в межах будмайданчика. Вимикачі і рубильники, що встановлюються на будівельних майданчиках і механізмах, мають бути в захищені і заземленні.

Усі струмоведучі дроти повинні проходити у відкритих місцях, не перетинати шляхи переміщення внутрішньомайданчикowego транспорту і руху робітників. Для виробництва електрозварювальних робіт під'єднують трансформатор до джерела живлення через рубильник і запобіжники. Він заземляється і

встановлюється на відстані не менше 5 м від джерела живлення. Місця ведення зварювальних робіт очищується від легкозаймистих матеріалів в радіусі не менше 10 м.

Для підведення струму до електротримачів застосовують ізолювані гнучкі кабелі, розраховані на надійну роботу при максимальних навантаженнях. З'єднання зварювальних кабелів необхідно виробляти зваркою або паянням з подальшою ізоляцією. У місцях прокладки кабелів заборонено виконувати роботи щоб уникнути пошкодження ізоляції.

У апаратів електрозварювання передбачено надійне обгороджування елементів, що знаходяться під напругою і їх заземлення. Виробництво електрозварювальних робіт на відкритих майданчиках заборонене під час дощу, снігопаду, сильного туману і на мокрій основі.

До виконання робіт допускаються люди не молодше 18 років, які пройшли медичне обстеження і отримали наряд–допуск. Електрозварювальні роботи необхідно виконувати лише в спеціальному взутті, захисній масці і в добре провітреному приміщенні або на відкритому майданчику.

Необхідно вибирати пристрої і пристосування для безпечного ведення монтажних робіт; обгороджувати небезпечні монтажні зони, відкриті отвори, зони електропрогріву; використовувати надійні робочі подмости з вказівкою часу установки, способів кріплення; надійні захватні пристосування і засоби для тимчасового закріплення конструкцій.

Розробляється послідовність монтажу, що забезпечує стійкість окремих конструкцій і змонтованої частини будівлі на будь-якій стадії монтажу; перевіряється стійкість при підйомі і способи їх посилення. Проводяться заходи щодо безпеки експлуатації машин і механізмів, а також заходи, що унеможливають поразки робітників електричним струмом.

Вибір найбільш прийнятної системи освітлення будівельного майданчика, проходів і робочих місць. Розробка додаткових заходів безпеки при виконанні робіт в зимових умовах.

Не допускається знаходження людей під монтуємими елементами конструкцій і устаткування до установки їх в проектне положення і закріплення. При необхідності знаходження працівників під монтуємими конструкціями повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку робітників.

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Дипломник: Марінін Б. В.

Консультант: доц. Файзуліна О.А.

5.1 Характеристика умов будівництва

Район будівництва «Виробничого корпусу ремонту дорожньо-будівельної техніки» знаходиться в м. Миколаєві. Рельєф місцевості спокійний.

Зв'язок майданчика із зовнішніми мережами здійснюється продовженням внутрішньомайданчикової дороги до пересічення з магістраллю. Джерело водопостачання – міська мережа водопроводу.

Підключення до міських мереж здійснюється в спеціально владнуваних колодязях за межами майданчика.

Внутрішньомайданчикові мережі каналізації підключаються до міського колектора за межами майданчика, в проектованому колодязі.

Живлення будмайданчика електроенергією здійснюється через проектовану трансформаторну підстанцію, від діючих електроліній.

Всі будівельні матеріали і конструкції завозяться з фірм і заводів будівельних матеріалів і конструкцій, що знаходяться на території довколишніх районів.

5.2 Характеристика об'єкту будівництва

Проектована будівля – одноповерхова, прямокутна в плані, розміром 60×72 м. У поперечному напрямі споруда трьохпролітна з розмірами прольотів 18×24×18 м, крок колон 6 м.

Каркас будівлі сталевий, елементи покриття – кроквяні сталеві ферми, стінове обгороджування – сендвіч-панелі, фундаменти – ж/б палі і монолітні окремо розташовані ростверки.

Стіни і перегородки усередині будівлі шпатлюються і забарвлюються залежно від призначення приміщення – вапняним розчином або водоемульсивними фарбами. Покриття пілоги застосовується бетонне з чавунними плитами. У побутових приміщеннях укладається керамічна плитка. У кабінеті майстра стелеться лінолеум.

5.2 Відомість підрахунків об'ємів робіт

Таблиця 5.1 Відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Формула підрахунку	Кіл-ть
1	Планування площадки	м ²	$F=B \times L=50 \times 156=7800 \text{ м}^2$	7800
2	Зріз рослинного шару ґрунту	м ³	$F=B \times L \times t=9960 \times 0.3=$ $=2988 \text{ м}^3$	2988
3	Розробка ґрунту під фундаменти - крайнього ряду - середнього ряду	м ³	$V_1=2.7 \times 2.3 \times 1.5=9.315$ $V_{\text{общ}}=9.315 \times 52=$ $=484.3 \text{ м}^3$	484.3
4	Зачистка дна котловану уручну	м ³ / м ²	$V=2.7 \times 2.3 \times 0.1=0.621$ $F=2.7 \times 2.3=6.21$ $V_{\text{общ}}=0.621 \times 52=32.3$ $F_{\text{общ}}=6.21 \times 52=323$	32.3/323
5	Улаштування фундаментів під колони: занурення паль С8-30 - крайнього ряду - середнього ряду	м ³ м ³	112 шт. $V=0.73 \times 112=81.7$ $V=2.16 \times 28=60.48$ $V=2.16 \times 28=60.48$	81.7 60.48 60.48
6	Улаштування фундаментів під перегородки	м ³	$0.6 \times 0.3 \times 349=62.82$ $349 \times 0.6=209.4 \text{ м}^2$ - гор. гідроіз. 349 - вер. гідроіз.	62.82
7	Зворотна засипка ґрунту пошарова	м ³	$V=484.3 + 32.3 -$ $-(60.48 + 60.48) = 395.6$	395.6
8	Ущільнення ґрунту пошарово при засипці шарами 10 см	м ²	$395.6/0.1=3956$	3956
9	Ущільнення ґрунту без заливки розчином	м ²	$60.0 \times 72.0=4320$	4320
10	Монтаж фундаментних балок вагою 1,25т Монтаж металевих колон каркаса до 1,1т і фахверку	шт.		44 52
11	Монтаж металевих зв'язків в площині колон окремими елементами	1 монт. елем./т		84/20.7
12	Монтаж сталевих ферм	шт/т		52/40.1
13	Монтаж метал. прогонів і зв'язків по нижнім і верхнім поясам ферм	1 монт. елем./т		345/61.76
14	Монтаж метал. ліхтарів	1 монт. елем./т		10/2.4
15	Монтаж металевих ліхтарних прольотів	1 т		1.65
16	Монтаж сталевих площадок, сходів, вагою до 0,25 т	1 ел.		12
17	Монтаж профнастилу по	м ²	$72 \times 60=4320$	4320

	металевих прогонах			
18	Монтаж стінов. панелей пл. 1,8х6,0 = 10,4 м ² пл 1,2х6,0 = 7,2 м ²	шт. шт.		119 126
19	Монтаж плит перекриття		плита 6×1.5=9 м ²	12
20	Цегельна кладка ділянок зовнішніх стін в 1 ½ цегли	м ³	28.2+31.8+6.9=65.9	65.9
21	Цегельна кладка внутрішніх перегородок завтовшки ½ цегли	м ³		3189
22	Заповнення проємів воріт (металевих)	м ²		1.463 1.506
23	Установка дверних блоків	м ²	2.4×1×5+2.4×1×1+ +2.31×2.37×2+1.91×2.37× ×11+ 1.01×2.37×3+ +1.01×2.37×7+2.4×1.9×1+ +2.4×1×3+2.1×1×1+ +2.1×0.7×4=118.9	118.9
24	Установка металевих віконних перепльотів 6,0х1,2 м	м ²	6.0×1.2×66	475.2
25	Улаштування бетонної підготовки під підлогу	м ²	60×72=4320	4320
26	Улаштування кровлі по профнастилу - пароізоляція - утеплювач - еврорубероїдний килим	м ²	60×72=4320	4320
27	Улаштування асфальтобетонної підготовки - цементна стяжка 60 мм по підстилаючому шару з бетону - гідроізоляція руберойдом - цементна стяжка по руберойдовому килиму 40 мм - асфальтобетон 50 мм	м ²	4320-10-116=4224	4224
28	Скління	м ²	6.0×1.2×66=475.2	475.2
29	Штукатурка внутрішніх поверхонь стін і перегородок	м ²	119×10.4+126×7.2+ +65.2×0.38+3189×2=8696	8696
30	Фарбування поверхні стін водними складами	м ²		8696
31	Фарбування металоконструкцій складного перерізу, решітчатих	1 т		129.58 40.1
32	Фарбування металевих віконних перепльотів	м ²		135
33	Фарбування дверних блоків масляними складами	м ²		238
34	Улаштування чистої підлоги із ПВХ	м ²	54+31.92+30.4=116.2	116.2
35	Улаштування підлоги із	м ²	9.73+3.6=10.33	10.33

	керамічної плитки			
36	Фарбування фасаду	м ²		2318.2
38	Улаштування відмостки	м ²	0.8(60.0×2+72.0×2)=211.2	211.2

5.3 Вибір крану

Монтажні характеристики елементів конструкцій.

1. Монтажна вага:

фундаментна балка

$$Q_{\text{мфб}} = 1,25 + 0,39 = 1,64 \text{ т}$$

колона

$$Q_{\text{мк}} = 1,1 + 0,04 = 1,14 \text{ т}$$

ферма покриття

$$Q_{\text{мфп}} = 0,8 + 0,39 = 1,19 \text{ т}$$

панель покриття

$$Q_{\text{мпн}} = 2,1 + 0,08 = 2,18 \text{ т}$$

2. Монтажна висота

фундаментна балка

$$H_{\text{м}} = 0 + 0,5 + 0,45 + 3,50 = 4,45 \text{ м}$$

колона

$$H_{\text{м}} = 0 + 0,5 + 12,25 + 2 = 14,75 \text{ м}$$

ферма

$$H_{\text{м}} = 11,2 + 0,5 + 1,2 + 4,3 = 17,7 \text{ м}$$

стінова панель

$$H_{\text{м}} = 13,7 + 0,5 + 1,2 + 4,3 = 19,7 \text{ м}$$

панель покриття

$$H_{\text{м}} = 13,5 + 0,5 + 0,3 + 4,3 = 18,6 \text{ м}$$

метал. конструкції ліхтарів

$$H_{\text{м}} = 11,2 + 3,7 + 0,5 + 0,6 + 4,3 = 20,3 \text{ м}$$

Таблиця 5.2 Вибір варіантів монтажного крану

№ п/п	Наименование конструкций	Монтажные конструкции			Вариант крана I
		Q _м	H _м	L _{стр}	
1	Фундаментные балки	1,64	4,45	Не менее 22 м с гуськом	МКГ – 25 L _{стр} = 22,5 м с гуськом 5 м
2	Колонны	1,14	14,75		
3	Фермы покрытия	1,19	17,7		
4	Стеновые панели	2,51	19,7		
5	Панель покрытия	2,18	18,6		

6	Металл. конструкции	0,66	20,3		
---	------------------------	------	------	--	--

Таблица 5.3 Відомість монтажних пристосувань

№ п\п	Наименование монтажного элемента	Вес, <i>m</i>	Наименование приспособлений	характеристики		
				г\п <i>m</i>	монт.масса, <i>m</i>	max вес
1	Фундаментная балка	1,25	Траверса с п/а стропами	6	0,39	3,5
2	Колонна	1,1	Фрикционный захват	1,5	0,04	2,0
3	Ферма 18 м, 24 м	0,8	Траверса	6	0,39	2,3
4	Стеновые панели	2,43	Строп 6-ти ветьевой универсальный	4	0,08	4,3
5	Панели перекрытий этажерок	2,1				
6	Все метал. конструкции каркаса	До 0,62	Траверса фрикционный 8А*ВАГ	1,5	0,04	4,3

5.4 Календарний план будівництва об'єкту

На будівництво «Виробничого корпусу ремонту дорожньо-будівельної техніки» розробляється календарний план у вигляді лінійного графіка, а також ресурсні графіки. Календарний план приймається лінійної форми і супроводжується графіками потреби у робочих кадрах, механізмах і основних матеріальних ресурсах. Календарний графік виробництва робіт по об'єкту у вигляді лінійного графіку призначений для визначення послідовності робіт, термінів виконання загальнобудівельних, спеціальних і монтажних робіт, здійснюваних при зведенні об'єкту.

За календарним плану розраховують в часі потребу в трудових і матеріально-технічних ресурсах, а також терміни постачань всіх видів устаткування. Ці розрахунки можна виконувати як по об'єкту в цілому, так і по окремих періодах будівництва.

Організація будівельного виробництва повинна забезпечити напрям всіх організаційних рішень на досягнення кінцевого результату введення об'єкту в дію з необхідною якістю і у встановлені терміни.

Основне завдання календарного планування визначається таким розкладом виконання робіт, який задовольняє всім організаціям, відображує в моделях будівництва об'єкту, взаємозв'язках терміну і інтенсивності ведення робіт, а також раціонального використання будівельного господарства.

Календарний план розроблений у вигляді лінійного графіка з використанням послідовного методу виробництва будівельно-монтажних робіт з дотриманням вимог виконання робіт, будівельних норм [22] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва».

. До складу календарного плану увійшли: графік виробництва робіт, графік потреб робітників по спеціальностях, графік потреби матеріалів, конструкцій, виробів, графік руху основних машин і механізмів.

За проектом тривалість будівництва об'єкту складає 9.5 місяців, а згідно [23] ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» в межах 10.5 місяців. Скорочення терміну будівництва складає 1 місяць.

Для побудови графіку була виконана наступна робота:

- встановлена номенклатура робіт;
- визначені об'єми робіт;
- підрахована їх трудомісткість, для чого були використані укрупнені діючі норми, які враховують окрім основного процесу всі супутні і допоміжні роботи;
- встановлена послідовність виконання робіт, можливість їх поєднання;
- визначена змінність, на всіх процесах зв'язаних із застосуванням монтажних механізмів в 2 зміни, роботи по бетонуванню конструкцій – в 2 зміни;
- визначені згідно норм необхідні матеріали, вироби і їх об'єми.

Максимальна кількість робітників на об'єкті – 72 людини.

5.5 Будівельний генеральний план

5.5.1 Загальні положення по проектуванню будгенплану

З метою максимальної інтенсивності і ефективності використання об'єктів будівельного господарства з врахуванням забезпечення вимог охорони праці, розробляються будівельний генеральний план, на якому відображується будівельна ситуація на заданій стадії виробництва будівельно-монтажних робіт. Вся документація розробляється у відповідності з основним положенням [19] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва».

Будівельний генеральний план – це план розміщення на будівельному майданчику об'єктів будівництва і обслуговуючих будівництво машин, механізмів, тимчасових будівель, споруд, пристроїв, доріг і підземних комунікацій. На будгенплані окремого об'єкту у складі проекту виробництва робіт вказуються тимчасові виробничі і адміністративно-господарські будівлі і споруди, закриті і відкриті склади матеріалів і деталей, дороги, інженерні мережі і інші споруди і пристрої, пов'язані із зведенням об'єкту.

Територія будмайданчика знаходиться в промисловій зоні морпорта. Майданчик вільний під забудову, будівель або споруд, що ускладнюють процес будівництва, немає, тому спеціальних заходів і обмежень при виробництві робіт не передбачається.

В'їзд на будівельний майданчик здійснюється з боку існуючої постійної автодороги.

Для організації тимчасових автодоріг прийнята кільцева схема руху транспортних засобів по будівельному майданчику.

5.5.2 Обґрунтування будгенплану

Для зведення конструкцій будівлі складу запроєктований об'єктний будівельний генеральний план з врахуванням вимог нормативних документів [19] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва» і [21] ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

Будівельний генеральний план розроблений на стадії монтажу надземної частини будівлі, на ньому вирішені і визначені:

- організація робіт на будмайданчику;
- розміщення основних монтажних механізмів з вказівкою зон їх дії;
- місця складування конструкцій (відкриті складські майданчики, складські приміщення);
- схеми автодоріг;
- розміщення тимчасових будов для обслуговування будівельних робіт;
- схеми силових електростанцій, ліній освітлення, телефонізації, водопроводу, каналізації.

Будівельна ситуація на будмайданчику запроектована з врахуванням наступних вимог:

- забезпечення безпечних умов праці;
- санітарно-гігієнічних умов;
- протипожежних заходів.

Будмайданчик має в плані прямокутну форму, захищений забором з інвентарних щитів з розміщенням на них вказівних і обмежувальних написів.

Тимчасові мережі водопроводу, каналізації, електропостачання підключені до міських мереж. Водопровід і каналізація підключені в спеціально влаштованих колодязях за межами будмайданчика, енергопостачання через трансформаторну підстанцію, потужність якої розрахована.

Дороги тимчасові, влаштовані за кільцевою схемою, в місцях розвантаження влаштовані за'їзні кишені, радіус закруглення доріг на будмайданчику -12...18 м, ширина доріг 3.5 і 6 м.

Основний монтажний механізм – гусеничний кран РДК – 25, використовуваний при монтажі всіх типів елементів.

Вирішенням будгенплану передбачена безпека працюючих при зведенні споруди. Для цього приведені осі руху крану: робоча зона, небезпечна зона, монтажна зона, які забезпечені попереджувальними знаками.

Мережі тимчасового водопроводу вирішені за змішаною схемою, діаметр труб на вводі розрахований і рівний 100 мм.

Встановлені водорозбірні колонки і пожежні гідранти.

Розводящі труби запроектовані з неглибоким заглибленням (0,9 м). Пожежні гідранти розташовані уздовж проїздів автотранспорту на відстані не більше 2,5 м від краю проїжджої частини.

Господарські води, по заглиблених в землі трубах, спускають в міські мережі каналізації, розташовані за межами майданчиків.

Тимчасове електропостачання від постійних джерел здійснюється через трансформаторну підстанцію СКТП 100-6. Комплексна трансформаторна підстанція встановлена на фундаменті заввишки до 1,3 м від землі.

Тимчасові енергетичні мережі на будмайданчику влаштовані повітряними лініями (ВЛ) напругою до 1кВ.

Підземні кабельні лінії прокладені в траншеях завглибшки 0,8 м і шириною 350...400 мм.

Запроектовано робоче, аварійне, евакуаційне і охоронне електричне освітлення.

Охоронне освітлення повинне забезпечувати на межі будмайданчика освітленість 0,5 лк, аварійне 0,1...3 лк.

Побутові приміщення обладнані водопроводом і каналізацією, підключені до мереж електропостачання і телефонізації. Серія типова УТС – 420.

Складські приміщення закритого, напівзакритого типа, а також відкриті складські майданчики розміщені біля під'їзних доріг в зоні дії монтажного крану.

Майданчики складів розраховані і повинні знаходитись на відстані не менше 0,5 м.

На майданчику розташовані адміністративні приміщення: контора виробника робіт, кімната майстрів субпідрядних організацій, диспетчерська.

5.5.3 Тимчасові будівельні склади

При організації складів на будмайданчику прагнуть до мінімізації витрат на їх

улаштування. Склади критого типу проектують інвентарними. Запас матеріалів на приоб'єктному складі приймається з розрахунком, щоб забезпечити безперервне і безперебійне постачання об'єкту, що будується. Номенклатура складів і розрахунок їх площ в проекті виробляються для матеріалів: сталеві конструкції каркасу, сталевий профільований лист. Розрахунок складу ведеться у формі таблиці.

Розрахунок площі складу виконуємо за формулами:

$$S_{TP} = \frac{P_{об} \cdot T_H \cdot k_1 \cdot k_2}{Tqk_n} \quad \text{при умові, що} \quad P_{скл} = \frac{P_{об} \cdot T_H \cdot k_1 \cdot k_2}{T} \leq P_{об}$$

при невиконанні умови $S_{TP} = \frac{P_{об}}{qk_n}$

Таблиця 5.4 Розрахунок площі складів

№	Найменування матеріалів і конструкцій	од. виміру	загальна к-ть матеріалів на об'єкті $P_{об}$	тривалість $T_{дн}$	норма запасів матеріалу $T_{зап}$	норма складування матеріалів, д	запас матеріалів на складі $P_{ск}$	коефіцієнт нерівномірності k_1	коефіцієнт нерівномірності постачання k_2	використання площі складу	площа складу	прийнята площа $S_{пр}$	розмір і тип складу
1	рулонні матеріали	рул	972	20	8-12	15-22	952	1,4	1,4	0,5	95,2	108	18x6 навіс
2	бітум	тн	11,9	20	8-12	5	11,9	1,4	1,4	0,5	4,7	2x108	навіс 2x12x9
3	утеплювач	м ³	978,9	20	8-12	12	959,3	1,4	1,4	0,5	159,8		
4	вікна	м ²	665	4	8-12	200-700	665	1,4	1,4	0,5	6,65		

$$1 \quad P_{скл} = \frac{972 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 1,4}{20} = 952 < 972$$

$$S_{TP} = \frac{972 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 1,4}{20 \cdot 0,5 \cdot 20} = 95,2$$

$$2 \quad P = \frac{11,9 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 1,4}{20} = 11,6$$

$$S_{TP} = \frac{11,9 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 1,4}{20 \cdot 0,5 \cdot 20} = 4,7$$

$$3. \quad P_{скл} = \frac{978,9 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 1,4}{20} = 959,3$$

$$S_{TP} = \frac{978,9 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 1,4}{20 \cdot 0,5 \cdot 12} = 159,8$$

$$4. \quad P_{скл} = \frac{665 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 1,4}{4} = 3258$$

$$S_{TP} = \frac{665}{200 \cdot 0,5} = 6,65$$

Розташування елементів або виробів на складі повинне відповідати технологічній послідовності монтажу. Відкриті складські майданчики повинні розташовуватися в зоні крану або підйомника.

До складів передбачаються зручні під'їзди.

Вказівки по складуванню конструкцій:

1. Схеми складування конструкцій розроблені для пріоб'єктних складів.
2. Конструкції повинні складуватися відповідно до вимог стандартів або технічних умов на виробі.
3. Конструкції складувати на вирівняних (з ухилом не більш 5°) і утрамбованих площадках.
4. Способи складування повинні забезпечувати безпеку людей на складі.
5. Забороняється притуляти (спирати) конструкції до тимчасових або постійним спорудам, заборам, штабелям.
6. Всі роботи на складі виробляти відповідно до вимог [21] ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

5.5.4 Тимчасові будівлі і споруди

При розробці будженплану передбачається ряд тимчасових, допоміжних приміщень. Передбачається контора виконроба і майстрів будівельної організації, а також контора виконроба і майстрів субпідрядних організацій, якщо такі є. Окрім цього передбачаються приміщення для прийому їжі, душові, туалети, комори, вбиральні.

До тимчасових приміщень відносяться також складські приміщення, тобто склади для руберойду, навіси для бітуму, майданчика для розвантаження цегли, металевих конструкцій, бетону, розчину. Розрахунок складських приміщень зведений в табличну форму. Всі тимчасові складські приміщення показані на будженплані.

На період будівництва згідно норм робітники мають бути забезпечені необхідними умовами, тобто санітарно-побутовими приміщеннями, розрахунок площ яких виробляється по максимальному числу робітників N_{\max} .

Число інженерно-технічних працівників (ІТР) приймається у розмірі 8 %, службовців 5 %, охорона 3 % від загального числа працівників.

Всі тимчасові приміщення на будгенплані пересувного або контейнерного типу. На будгенплані всі тимчасові споруди пронумеровані і прив'язані до будгенплану.

Також на будгенплані обов'язково показуються лінії тимчасового водопостачання і тимчасова електромережа, каналізація. Всі ці лінії також прив'язуються до будгенплану.

Розрахунок виконуємо у вигляді таблиці.

Максимальна кількість працюючих 72 чол

Кількість ІТР 8% = 0,08x72 = 6 чол

Кількість службовців 5% = 0,05x72 = 4 чол

Охорона 3 % = 0,03 x72 = 2 чол

Разом: 84 людини

з них 70% чоловіків $86 \times 0.7 = 60$

30% жінок: $86 \times 0.3 = 26$

Таблиця 5.5 Розрахунок площі тимчасових будівель і споруд

№ п/п	Найменування тимчасових будівель	Кіл-ть чол.	Норма м ² на чол.	Необхідна площа м ²	Прийнята площа м ²	Розміри. Тип
1	<u>Адміністративні</u> Контора виконроба і майстрів	6	4	24	27	Пересувні 3x9
	Диспетчерська	4	7	28	27	3x9
2	<u>Побутов</u> Кімната їжи	86	0,25	21,5	54	Контейнер 2x27
	Гардеробна Сушарка	86	0,5x0,6	51,6	66x2	11,4x6x2
	Туалет М	74	0,2	14,8	40,8	6x6,8
	Ж	60	0,07	4,22	18	3x6
	Душова, вмивальна	26 86	0,14 1,02	3,64 86,0		3x9

5.5.5 Тимчасове водопостачання

Сумарний розрахунок витрати води $Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{лож}}$

$$1. Q_{np} = \frac{1,2 \cdot \kappa_1}{8,2 \cdot 3600} \sum Pq = 0,000065$$

P_q – витрата води на поливання цегельної кладки

$$P_q = 8,07 \times 250 = 2017,5$$

$$Q_{np} = 0,000065 \times 2017,5 = 0,13 \text{ л/с}$$

$$2. Q_{хоз} = \frac{W_p}{3600} \left(\frac{q_2 k_2}{8,2} + q_3 k_3 \right) = \frac{86}{3600} \left(\frac{25 \cdot 27}{8,2} + 30 \cdot 0,4 \right) = 0,48 \text{ л/с}$$

3. $Q_{пож}$. Для потреб будмайданчика досить прийняти дві струї

$$\text{по } 5 \text{ л/с} \times Q_{пож} = 2 \times 5 = 10 \text{ л/с}$$

$$Q_{общ} = 0,13 + 0,48 + 10 = 10,61 \text{ л/с}$$

Діаметр труб на введенні на будмайданчик

$$d = 35,6 \sqrt{\frac{Q_{общ}}{V}}, \text{ где } V = 1,5 \dots 2 \text{ м/с}$$

$$d = 35,6 \sqrt{\frac{10,61}{1,5}} = 94,68 \text{ мм}$$

Приймаємо трубу діаметром 100 мм.

5.5.6 Тимчасове електропостачання

Проектування тимчасового енергопостачання виконується в такому порядку:

- встановлюємо основних споживачів електроенергії;
- підраховуємо необхідну потужність по всіх споживачів;
- визначаємо джерело електроенергії;
- підбираємо знижувальний трансформатор;
- проектуємо тимчасову електромережу.

Знаходимо необхідну потужність трансформатора:

$$P = 1,1 \left(\sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_T K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{ос} K_3 \cdot \sum P_{он} \right), \text{ кВт}$$

де: 1.1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

P_c – потужність силових споживачів;

P_T – потужність для технологічних потреб;

$P_{об}$ – потужність пристроїв внутрішнього освітлення;

$P_{он}$ – потужність пристроїв зовнішнього освітлення;

K_1, K_2, K_3 – коефіцієнти попиту, залежні від числа споживачів;

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$ – коефіцієнти потужності для силових і технологічних навантажень.

Розрахунок ведемо в табличній формі.

Таблиця 5.6 Розрахунок потребуємої потужності

№ п/п	Найменування споживачів	Од. вим.	Кіл-ть	Потужність на од. кВ	Потужність усіх спож. кВ	Коеф-т попиту к	Коеф-т потужності $\cos\varphi$	Необхідна потужність
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	<u>1. Силові споживачі</u>							
1	Зварювальний трансформатор ЗТН - 24	шт	2	32	64	0,35	0,4	56
2	Компресор	шт	2	4	8	0,7	0,8	7,0
	<u>2. Технологічні споживачі - відсутні.</u>							

	<u>3. Внутрішнє освітлення</u>							
1	Побутові і адміністративні приміщення	м ²	298,8	0,015	4,482	0,8	1,0	3,59
2	Складські приміщення	м ²	324	0,005	1,62	0,8	1,0	1,296
	<u>4. Зовнішнє освітлення</u>							
1	Територія будівництва в районі виробництва робіт	м ²	2000	0,004	0,8	1	1	0,8
2	Головні проходи і проїзди	1 пункт	550	0,005	2,75	1	1	2,75
3	Другорядні проходи і проїзди	1 пункт	460	0,0025	1,15	1	1	1,15
4	Охоронне освітлення		680	0,0015	1,02	1	1	1,02
5	Аварійне освітлення		270	0,0007	0,19	1	1	0,19

$$P = 1,1(63 + 4,886 + 5,91) = 81,2 \text{ кВА}$$

Приймаємо СКТП 100–6(10)0,4 потужністю 100 кВА. Габарити 3,05×1,55 м.

5.5.7 Розрахунок потреби в транспортних засобах

Доставка конструкцій на будівельний майданчик здійснюється автомобільним транспортом.

Необхідне число машин N для перевезення певного виду вантажу по заданому маршруту визначається по формулі:

$$N = \frac{Q_{\text{сут}} \left(t_n + \frac{2l}{V} + t_m \right)}{q_{\text{факт}} \cdot T_m \cdot K_m} \quad \text{где, } Q_{\text{сут}} = \frac{Q_p}{T_p}$$

де $Q_{\text{сут}} = \frac{Q_p}{T_p}$ – добовий вантажопотік за заданим видом вантажу;

Q_p – сумарна кількість вантажу даного вигляду, що перевозиться для виконання якої-небудь роботи, t ;

T_p – тривалість розрахункового періоду вжитку даного вигляду вантажу відповідно до календарного плану, дні ;

t_n – тривалість завантаження і розвантаження транспортних засобів, година;

l – відстань перевезення вантажу в один кінець, км ;

V – середня швидкість руху транспортних засобів, км/час ;

t_m – тривалість маневрів автомашини при навантажувально-розвантажувальних роботах, година (0,05 – 0,1 години на 1 рейс);

$q_{\text{факт}}$ – фактична маса вантажу що перевозиться на даному виді транспорту (допускається перевантаження не більш 10%);

T_m – тривалість розрахункового періоду роботи транспортного засобу протягом зміни (7,5 годин);

K_m – коефіцієнт змінності роботи транспортних засобів (приймається від 1 до 3 змін).

1. Колони

$$Q = 47,125 \text{ т}$$

$$Q_{\text{сут}} = 47,125/1 = 47,125$$

Для перевезення колон використовуємо КРАЗ – 25851 вантажопідйомністю 25 т, $t_n = 0,57$; $L = 10$ км;
 $V = 10$ км/ч; $t_m = 0,05$

$$N = \frac{47,125 \left(10,57 + \frac{2 \cdot 10}{10} + 0,05 \right)}{25 \cdot 7,5 \cdot 1} \approx 1$$

Для перевезення колон використовуємо один транспортний засіб в добу при однозмінній роботі автотранспорту.

2. Рулоні матеріали

$$Q = 972 \text{ рул} \times 0,015 = 14,58 \text{ т}$$

$$Q_c = \frac{14,58}{8} = 1,82 \text{ т.}$$

Для перевезення приймаємо 1 бортову автомашину, в/п 2,5 т

3. Асфальтобетон.

$$Q = 21,2 \text{ м} \times 2,0 = 42,24 \text{ т.}$$

$$Q_c = \frac{42,24}{22} = 1,82 \text{ т}$$

Приймаємо один автосамоскид вантажопідйомністю 2,4 т.

5.5.8 Заходи щодо охорони праці і техніки безпеки для будгенплану

Відповідно до [21] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», для працюючих на об'єкті передбачені наступні вимоги і правила, які враховані на будгенплані.

Позначені зони дії вантажопідйомного крану, у тому числі і небезпечні, умови роботи в яких вимагають особливого забезпечення безпеки працюючим і які позначені відповідними застережливими знаками («Увага! Небезпечна зона!»).

Санітарно-побутові приміщення і приміщення для відпочинку працюючих, а також автомобільні і пішохідні дороги розташовані за межами небезпечних зон.

Організація будівельного майданчика забезпечує безпеку праці робітників на всіх етапах виробництва.

До монтажу конструкцій і супутніх йому робіт допускають робітників після проходження ними ввідного інструктажу, в процесі якого їх знайомлять з основними правилами безпечного ведення робіт з врахуванням специфічних особливостей даної споруди.

До монтажних і зварювальних робіт допускають монтажників і зварювальників-верхолазів, що мають довідку про медичний огляд, який вони проходять 2 рази в рік. До робіт верхолазів допускають монтажників, що мають розряд не нижче 4-го і стаж не менше одного року.

Всі робітники, що беруть участь в монтажних роботах, повинні носити каски, що оберігають від травм при падінні предметів з верхніх монтажних горизонтів; при роботі на висоті вони повинні надівати запобіжні пояси, якими прикріплюються до міцно встановлених елементів конструкцій.

В цілях створення необхідних умов для безпечного виробництва робіт на будівельному майданчику мають бути попереджувальні написи, виділені небезпечні зони, огорожені пройоми, а робочі місця при виробництві робіт у вечірній і нічний час – досить освітлені при найменшому нормативі освітленості – 30 лк.

Правильно експлуатувати монтажний кран. Для забезпечення стійкості крану його необхідно встановити на надійне і ретельно вивірену основу. Кран має бути забезпечений автоматичним пристроєм для обмеження вантажопідйомності, а його канати повинні періодично перевірятися.

При вітрі більше 6 балів припиняти монтажні роботи, зв'язані із застосуванням крану, а також на висоті і у відкритому місці.

Велика увага при монтажі має бути приділена електрозварювальним роботам, оскільки при виконанні їх окрім небезпеки поразки струмом існує і пожежна небезпека. Забороняється вести зварку під дощем, під час грози, сильного снігопаду і вітрі (більше 5 м/с). Зварювальник повинен працювати у спецодягу.

На території санітарно-побутових приміщень розташований щит з пожежогасящим інвентарем. На території будівництва знаходяться пожежний гідрант на відстані 2 м від дороги.

Заборонено перебування робітників на конструкціях під час їх переміщення. Заборонено знаходження робітників під переміщуваними елементами. Заборонено залишати заготовки на вісу під час перерв.

ТЕХНІКО - ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

Таблиця 5.7 Техніко-економічні показники проекту

№ п/п	Найменування показників	Од. вим.	Показники
1	Тривалість будівництва за ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» за проектом	міс. міс.	10,5 9,5
2	Загальна трудомісткість	чол-дн	5479
3	Трудомісткість на 1 м.кв	чол-дн	0,134
4	Питома трудомісткість ручних робіт	чол-дн	0,57
5	Максимальна кількість робітників	чол	72
6	Середня кількість робітників	чол	26
7	Площа будівлі	м ²	4326
8	Будівельний об'єм будівлі	м ³	72150

6. ОХОРОНА ПРАЦІ І ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ У БУДІВНИЦТВІ

Дипломник: Марінін Б. В.

Консультант: доц. Файзуліна О.А.

6.1. Заходи щодо охорони праці і техніки безпеки при будівництві

6.1.1 Виробництво земляних робіт

Виробництво земляних робіт можна починати після того, як буде встановлено, що на ділянках будівництва немає підземних комунікацій, а якщо вони є, необхідно отримати від відповідних організацій дозвіл на виробництво земляних робіт. Особливу увагу слід приділити роботам поблизу електрокабелів і високонапірних трубопроводів.

При розробці виїмок екскаваторами останні необхідно встановлювати для роботи на спланованому місці, ходові частини закріплювати прокладкою башмаків під колеса або підклинюванням гусениць.

Всі машини обладнуються сигналізацією, яка відома всім робітникам, що знаходиться в забої. У темний час доби дороги, забій і землявозні дороги мають бути освітлені. Забороняється знаходження людей під стрілою екскаваторів і в робочих зонах інших землерийних машин.

При розробці ґрунту буропідривним способом і засобами гидромеханізації необхідно дотримувати спеціальні вимоги по охороні праці і техніці безпеки.

6.1.2 Виробництво будівельно-монтажних робіт

При виробництві будівельно-монтажних робіт слід строго дотримувати вимоги ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [21], керуватися "Правилами пристрою і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів", а також правилами техніки безпеки, затвердженими органами державного нагляду.

Будівельна організація зобов'язана за участю замовника і субпідрядних організацій розробити і затвердити заходи щодо техніки безпеки і виробничої санітарії, обов'язкові для всіх організацій, що беруть участь в будівництві.

Перед початком робіт має бути складений акт-допуск, підписаний відповідальним виконавцем і замовником в якому мають бути визначені робочі зони, ділянки монтажу будівельних конструкцій і міри по забезпеченню безпеки виконання робіт.

До будівельно-монтажних робіт дозволяється приступати лише за наявності проекту виробництва робіт, в якому мають бути розроблені всі заходи щодо забезпечення техніки безпеки, а також виробничої санітарії. Цей проект має бути погоджений із службами техніки безпеки будівельних організацій. При виробництві робіт необхідно дотримувати вимоги норм "Процеси виробничі. Загальні вимоги безпеки" і передбачати технологічну послідовність виробничих операцій так, щоб попередня операція не була джерелом виробничої небезпеки при виконанні подальших.

Розташування тимчасових і постійних транспортних доріг, мереж електропостачання, кранів, механізованих установок, складських майданчиків і інших пристроїв повинно строго відповідати вказівкам в проекті виробництва робіт.

На території будівництва мають бути встановлені покажчики проїздів і проходів.

Небезпечні зони слід захищати або виставляти на їх межах попереджувальні написи і сигнали, видимі в денний і нічний час.

Проходи в котловани з ухилом більш 20° мають бути обладнані драбинами або сходами шириною не менше 0,6 м з поручнями заввишки не менше 1 м. У темний час доби окрім обгороджування мають бути виставлені світлові сигнали.

При виникненні на будівельному майданчику небезпечних умов роботи (зсуви, осідання основи під будівельними лісами, обрив електrolіній) люди мають бути негайно виведені з небезпечних зон, а небезпечні місця огорожені.

Металеві частини (корпуси, конструкції) будівельних машин і механізмів з електроприводом мають бути заземлені.

Робота і переміщення будівельних машин поблизу лінії електропередачі повинні вироблятися під безпосереднім керівництвом інженерно-технічного працівника, за наявності наряду-допуску.

Установка стріловидних кранів повинна вироблятися так, щоб при роботі між поворотною частиною крану при будь-якому його положенні і будовою, штабелями вантажів і іншими предметами було не менше 1 м.

Всі заходи, що відносяться до роботи монтажних механізмів, у кожному конкретному випадку мають бути погоджені зі всіма учасниками будівництва, службами техніки безпеки, а також інспекцією Держміськтехнагляду.

Швидкість руху автотранспорту біля будівельних об'єктів не повинна перевищувати 10 км/год, а на поворотах і в робочих зонах кранів – 5 км/год.

Складування будівельних конструкцій і виробів на висоті не повинно перевищувати норм, передбачених главою ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [21].

6.1.3 Виробництво обробних робіт

Техніка безпеки при штукатурних роботах.

Ліси і подмості для штукатурних робіт повинні відповідати проекту, навантаження на них не повинні перевищувати допустимих, а робочі настили, сходи і переходи слід захищати поручнями.

Розчинонасоси і розчиноводи перед початком роботи оглядають і опробують. В процесі їх дії стежать, щоб тиск не перевищував паспортний. Розбирати, ремонтувати і чистити розчинонасоси і розчиноводи можна лише після зняття тиску. Промивати і продувати шланги слід з особливою обережністю. Штукатури, що працюють з форсунками і соплами, мають бути зв'язані звуковою або світловою сигналізацією з операторами розчинонасосів.

При нанесенні розчину механічним засібом, а також в процесі ручного набризгу мають бути надіті захисні окуляри. При вживанні пилоподібних терпких речовин і фарбників штукатурки, окрім окулярів, повинні мати респіратори.

Внутрішні штукатурні роботи, а також виправлення обштукатурених поверхонь (стіл, стель) у разі потреби виробляють, як правило, з пересувних столиків і підмостей, а в сходових клітках – із спеціальних підмостей (столиків), що мають різну довжину опорних стійок. Зовнішні штукатурні роботи здійснюють, як правило, з металевих трубчастих або дерев'яних лісів.

Для будівель великої висоти застосовують і підвісні ліси і люльки. В деяких випадках зовнішні укуси будівель обштукатурюють з випускних лісів або настилів, виступаючих з проїомів. При обштукатурюванні фасадів будівель заввишки до трьох поверхів застосовують пересувні вежі. При штукатурних роботах не можна використовувати для підмащування випадкові предмети (прилади опалювання, раковини, бочки).

Приміщення, які обштукатурюють в зимовий період, якщо неможливо використовувати систему опалювання, просушують спеціальними нагрівальними приладами (калориферами, газовими горілками, електрокалориферами або повітрянагрівачами, що працюють на рідкому паливі).

Застосовувати для сушки і обігріву приміщень мангали, жаровні, бочки або інші ємкості, наповнені коксом, що горить, або вугіллям, що виділяє в приміщення продукти згорання палива, забороняється. Відстань між газовим калорифером і газовим балоном має бути не менше 1,5 м, а від балона до електропроводів – 1 м. При експлуатації електричних калориферів дотримують правила безпеки при роботі електричних установок. У просушуваних приміщеннях рекомендується знаходитися не більше 3 ч в день.

Техніка безпеки при малярних роботах.

При виготовленні фарбувальних складів і фарбуванні необхідно оберегатися від токсичності фарбників і розчинників. Особливо потрібно бути обережним при роботі з фарбами, приготованими на свинцевих або мідних пігментах.

Малярні роботи усередині приміщень, починаючи з висоти 1,1 м від перекриття або рівня землі, слід виконувати лише з міцно встановлених інвентарних підмостей. Зовнішні малярні роботи по обробці фасадів, ферм і інших конструкцій виконують з інвентарних лісів або люльок. При невеликій висоті застосовують пересувні телескопічні вежі. Не можна виконувати малярні роботи одночасно в двох рівнях по вертикалі без улаштування захисного настилу.

Малярні роботи усередині приміщень із застосуванням шкідливовпливаючих складів виконують при відкритих вікнах, не допускаючи при цьому протягів, або за наявності вентиляції, що забезпечує не менше чим двократний обмін повітря протягом 1 ч.

У місцях вживання нітрофарб і інших лакофарбних матеріалів і складів, створюючих вибухонебезпечні пари, забороняється вживання вогню або дії, які визивають іскроутворювання. Електропроводка в цих приміщеннях має бути знеструмлена або влаштована у вибухобезпечному виконанні.

У приміщеннях, свіжопофарбованих масляними фарбами або нітрофарбами, забороняється знаходитися більше 4 ч, палити і працювати з використанням вогню.

Працівники, які піддаються дії шкідливих або отруйних речовин, через кожні три місяці проходять медичний огляд.

При фарбуванні будівельних конструкцій і закритих ємкостей перхлорвініловими лаками користуються протигазами, при цьому необхідно дотримувати правила протипожежної безпеки. Після закінчення робіт ці фарби зливають в спеціальні бачки, що закриваються.

При попередній підготовці поверхонь шліфуванням, згладжуванням і іншими методами, а також при очищенні конструкцій застосовують шлеми, захисні окуляри і респіратори. Робітників, що використовують електричні щітки і шліфувальні апарати, забезпечують гумовими рукавичками, а в сирих місцях – гумовими чобітьми або галошами. При виробництві малярних робіт робітників забезпечують спецодягом, захисними окулярами з щільною оправою і респіраторами.

6.1.4 Виробництво покрівельних робіт

Виробництво робіт по улаштуванню покрівельних покриттів з водоізоляційним килимом з бітумних і бітумно-полімерних матеріалів і ремонту рулонних кровель повинні проводитися відповідно до вимог [21] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

До робіт по улаштуванню і ремонту кровель допускаються особи не молодше 21 років, які пройшли попередній і періодичний медичні огляди відповідно до вимог Мінздраву України; професійну підготовку; ввідний інструктаж по безпеці праці, пожежній і електробезпеці, що мають наряд-допуск.

Роботи по укладанню всіх шарів покриття повинні вироблятися лише при використанні засобів індивідуального захисту (ЗІЗ).

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт вирішується після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром основи, парапету і визначення, при необхідності, місць і способів надійного закріплення страхувальних пристосувань покрівельників.

Робочі місця мають бути вільними від сторонніх предметів, будівельного сміття і зайвих будівельних матеріалів.

Зона можливого падіння зверху матеріалів, інструментів і сміття з будівлі, на якій виробляються покрівельні роботи, має бути огорожена. На обгороджуванні небезпечної зони вивішують попереджувальні написи.

Роботи, що виконуються на відстані менше 2 м від межі перепаду висот рівного або більше 3 м, слід виконувати після установки тимчасових або постійних захисних обгороджувань.

За відсутності цих обгороджувань роботи слід виконувати із застосуванням запобіжного поясу, при цьому місця закріплення карабіна запобіжного поясу мають бути вказані в проекті виробництва робіт.

Розміщувати на даху матеріали допускається лише в місцях, передбачених проектом виробництва робіт, з вживанням заходів проти їх падіння, у тому числі від дії вітру.

На робочих місцях запас матеріалів не повинен перевищувати змінної потреби.

Вживання матеріалів, що не мають вказівок і інструкції по техніці безпеки і пожежної безпеки, не допускається.

Інструменти повинні забиратися з кровлі по закінченню кожної зміни.

Виконання робіт на кровлі під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози, вітру із швидкістю 15 м/с і більш не допускаються.

При роботі на даху з ухилом більш 20° або на краю даху при менших ухилах покрівельник забезпечується запобіжним поясом, який закріплюється канатом з карабіном за надійні конструкції.

Роботи по улаштуванню карнизних зв'язів, підвісних жолобів, поясів, водостічних труб ведуться з підмостей.

Робочі місця і проходи не повинні захищуватися в цілях виключення травматизму, а також повинні мати достатнє освітлення. Всі отвори і монтажні пройми в кровлі під час роботи мають бути закладені і огорожені. Механізми і установки при напрузі 36 В мають бути заземлені.

При користуванні ножицями для різання металів вільну руку слід тримати подалі від ріжучих частин, а відрізаний шматок відгинати так, щоб не поранити робочу руку задирками. Молоток повинен міцно сидіти на рукоятці, щоб він не зіскакував при ударі.

6.2 Техніка безпеки при монтажі металевих конструкцій

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівель і споруд не виконуються роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці, ділянці), на поверхах (ярусах), над якими виконуються переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або устаткування.

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування забезпечують їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду і наледі виконується до їх підйому.

Строповка конструкцій виконується вантажозахватними засобами, що забезпечують можливість дистанційної розстроповки з робочого горизонту у випадках, коли висота до замку вантажозахватного засобу перевищує 2 м.

Елементи монтуємих конструкцій під час переміщення стримуються від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв в роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Розчалування для тимчасового закріплення монтуємих конструкцій, як правило, прикріплюють до надійних опор (фундаментів, якорям і тому подібне). Кількість розчалувань, їх матеріали і переріз, способи натягнення і місця закріплення встановлені проектом виробництва робіт.

Розчалування розташовані за межами габаритів руху транспорту і будівельних машин. Розчалування не доторкуються гострих кутів інших

конструкцій. Перегин розчалювань в місцях зіткнення їх з елементами інших конструкцій допускається лише після перевірки міцності і стійкості цих елементів під впливом зусиль від розчалювань.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу застосовують інвентарні сходи, перехідні містки і трапи, що мають обгороджування.

Відповідальними особами не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їх елементах (фермам, ригелям і тому подібне), на яких неможливо встановити обгороджування, що забезпечує ширину проходу відповідно до норм, без вживання спеціальних запобіжних пристосувань (надійно натягнутого уздовж ферми або ригеля каната для закріплення карабіна запобіжного поясу і ін.).

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або устаткування закріплюються так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

Розстроповка елементів конструкцій, встановлених в проектне положення, виконується після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщення встановлених елементів конструкцій після їх розстроповки, за винятком випадків, обгрунтованих проектом виконання робіт, не допускається.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більш при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт. Роботи по переміщенню і установці вертикальних панелей і подібних ним конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більш.

Не допускається знаходження людей під монтуємими елементами конструкцій і устаткування до установки їх в проектне положення і закріплення.

При необхідності знаходження працюючих під монтуємими конструкціями, а також на конструкціях, повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні майданчики, сходи і інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, встановлюють і закріплюють на монтуємих конструкціях до їх підйому.

При виробництві монтажних робіт не допускається використовувати для

закріплення технологічного і монтажного оснащення устаткування і трубопроводи, а також технологічні і будівельні конструкції без узгодження з особами, відповідальними за правильну їх експлуатацію.

До виконання монтажних робіт встановлений порядок обміну умовними сигналами між особою, керівним монтажем, і машиністом (мотористом). Всі сигнали подаються лише одною особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником), окрім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, що відмітив явну небезпеку.

Вантажопідйомність гальмівних лебідок і поліспастів, вживаних при насуванні (пересуванні) конструкцій і устаткування, дорівнює вантажопідйомності тягових.

Монтаж конструкцій кожного подальшого ярусу (ділянки) будівлі або споруди виробляється лише після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) згідно з проектом.

Навісні металеві сходи заввишки більше 5 м повинні відповідати нормам і в деяких місцях захищені металевими дугами з вертикальними зв'язками і надійно прикріплені до конструкції або до устаткування. Під'їм робітників по навісних сходях на висоту більше 10 м допускається в тому випадку, якщо сходи обладнані майданчиками відпочинку не рідше чим через кожних 10 м по висоті.

При монтажі ділянок будівлі з декількома ярусами, кожен подальший ярус каркаса монтується лише після установки огорожуючої конструкції або тимчасових обгороджувань на попередньому ярусі.

В процесі монтажу конструкцій або споруд монтажники знаходяться на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або засобах підмоцнення.

На захватці, в якій ведеться монтаж конструкції будівлі, не допускається користуватися вантажопасажирським підйомником безпосередньо під час переміщення елементів конструкції.

Забарвлення і антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, виробляють, як правило, до їх підйому на проектну відмітку. Після підйому забарвлення або антикорозійний

захист виробляють лише в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Розпаковування і розконсервація підмета устаткування, яке буде монтуватися, виробляється в зоні, відведеній відповідно до проекту виробництва робіт, і здійснюється на спеціальних стелажах або підкладках заввишки не менше 100 мм.

Укрупнювальна збірка і до виготовлення конструкцій і устаткування, які будуть монтуватися, (нарізка різьблення на трубах, гнутті труб, підгонка стиків і тому подібні роботи) виконуються, як правило, на спеціально призначених для цього місцях.

В процесі виконання складальних операцій поєднання отворів і перевірка їх збігу у монтуємих деталях повинні вироблятися з використанням спеціального інструменту (конусних облямовувань, складальних пробок і ін.). Перевіряти збіг отворів у монтуємих деталях пальцями рук не допускається.

При монтажі устаткування в умовах вибухонебезпечного середовища застосовується інструмент, пристосування і оснащення, що унеможливають іскроутворення.

При монтажі устаткування застосовуються заходи для унеможливлення мимовільного або випадкового його включення.

При переміщенні конструкцій або устаткування декількома підймальними або тяговими засобами унеможливлено перевантаження будь-якого з цих засобів за допомогою запасу потужності використовуваного механізму.

При переміщенні конструкцій або устаткування відстань між ними і виступаючими частинами змонтованого устаткування або інших конструкцій по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

Кути відхилення від вертикалі вантажних канатів і поліспастів вантажопідйомних засобів в процесі монтажу не перевищують величину, вказану в паспорті, затвердженому в проекті або технічних умовах на цей вантажопідйомний засіб.

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Дипломник: Марінін Б. В.

Консультант: доц. Жусь О.М.

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Виробничі корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

Строительство расположено на территории м.Миколаїв

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на буронабивні палі (СОУ Д.2.2-01386326-005:2011)(Мостобуд);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2 - 2012);

Стоимость материальных ресурсов и машино-смен принята по региональным текущим ценам по состоянию на дату составления документации и по усредненным данным Госстроя Украины.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка Б до ДСТУ-Н Б Д.1.1-3-2013.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

- | | | |
|--|---------|-------------|
| 1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15 = 1), ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.11 | 2,50000 | % |
| 2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (К = 0,9), ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 Прил. К п. 26 | 0,99000 | % |
| 3. Средства на содержание службы заказчика (включая затраты на технический надзор), ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 Прил. К п. 44 | 2,50 | % |
| 4. Стоимость проектных работ, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 Прил. К п. 49 | - | % |
| 5. Показник витрат на покрытие риска, пов'язаного з проектною документацією, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16 | 4,50 | % |
| 6. Кошти на покрытие витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у | | |
| 7. Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16 | 1,048 | |
| 8. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16 | 6,20 | грн./люд.-г |
| 9. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16 | 1,60 | грн./люд.-г |

Загальна кошторисна трудомісткість

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах

Загальна кошторисна заробітна плата

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

Тарифна сітка для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

Тарифна сітка для робіт на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів при середньомісячній нормі

тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

215,68399	тис.люд.-г
180,910	тис.люд.-г
4337,008	тис.грн.
3400,00	грн.
2721,00	грн.

Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1
на загальнобудівельні роботи
виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

28198,82 тис. грн.
81,55558 тис.люд.-год.
1730,401 тис. грн.
3,7 розряд

Складений в поточних цінах станом на "21 січня" 2019 р.

№ п/п	Об'єкт (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	не зайнятих обслуговуванням машин
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	E1-145-2	Планування площ механізованим способом, група ґрунтів 2	1000м2	7,8	264,23	264,23	2061	-	2061	-	-	
					-	49,27	384		384	2,2633	17,65	
2	E1-16-2	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими електричними на гусеничному ході з ковшом місткістю 2,5 [1, 5-3] м3, група ґрунтів 2	1000м3	0,4843	3391,95	3189,55	1643	95	1545	10,23	4,95	
					196,31	999,09	484		484	51,1308	24,76	
3	E1-169-2	Розробка ґрунту вручну в котлованах з переміщенням пересувними транспортерами, група ґрунтів 2	100м3	0,323	3307,74	526,20	1068	898	170	171,7	55,46	
					2781,54	343,59	111		111	19,3934	6,26	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	CP5-1-2	Улаштування залізобетонних буронабивних палів діаметром 1500 мм у стійких ґрунтах 1-2 групи з бурінням свердловин обертальним [роторним] способом гідравлічною роторною буровою установкою SOILMEC R-825, довжина палів понад 12 м до 25 м	м3	81,7	19548,11 55,23	973,63 216,01	1597081	4512	79546 17648	2,46 9,3248	200,98 761,84
5	CP5-1-1	Улаштування залізобетонних буронабивних палів діаметром 1500 мм у стійких ґрунтах 1-2 групи з бурінням свердловин обертальним [роторним] способом гідравлічною роторною буровою установкою SOILMEC R-825, довжина палів до 12 м	м3	120,96	21848,97 59,95	967,92 215,29	2642851	7252	117080 26041	2,71 9,3032	327,8 1125,32
6	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,6282	121991,71 3294,47	1898,95 520,67	76635	2070	1193 327	195,75 25,4989	122,97 16,02
7	ЕН11-4-1	Улаштування гідроізоляції обклеювальної ізолом на мастиці бітуміноль, перший шар	100м2	3,49	4654,66 1065,95	3,34 2,87	16245	3720	12 10	51,1 0,1665	178,34 0,58
8	E8-4-4	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна цементна з рідким склом	100м2	2,094	4953,32 2761,10	77,72 24,21	10372	5782	163 51	140,3 1,4497	293,79 3,04
9	E1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	0,3956	1501,66 -	1501,66 326,33	594	-	594 129	- 17,673	- 6,99
10	E1-134-1	Уцілення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	39,56	619,28 339,29	279,99 83,44	24499	13422	11077 3301	18,36 5,1175	726,32 202,45
11	E1-130-1	Уцілення ґрунту причіпними котками на пневмоколісному ходу масою 25 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 25 см	1000м3	4,32	3782,91 -	3782,91 776,88	16342	-	16342 3356	- 35,8638	- 154,93
12	E9-17-2	Монтаж колон однопверхових і багатопверхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	18,46	20155,92 184,76	293,23 87,62	372078	3411	5413 1617	9,28 4,4616	171,31 82,36

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	E9-17-2	Монтаж колон одноповерхових і багатопверхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	28,665	<u>16358,67</u> 184,76	<u>293,23</u> 87,62	468921	5296	<u>8405</u> 2512	<u>9,28</u> 4,4616	<u>266,01</u> 127,89
14	E9-23-1	Монтаж вертикальних зв'язок у виалді ферм для прогонів до 24 м при висоті будівлі до 25 м	т	20,7	<u>19895,74</u> 1519,83	<u>550,48</u> 160,66	411842	31460	<u>11395</u> 3326	<u>80,16</u> 7,8576	<u>1659,31</u> 162,65
15	E9-22-1	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3 т	т	40,1	<u>15614,40</u> 697,73	<u>1024,32</u> 306,23	626137	27979	<u>41075</u> 12280	<u>36,8</u> 15,4292	<u>1475,68</u> 618,71
16	E9-26-2	Монтаж каркасів аераційних і світлоаераційних ліхтарів для будівель висотою до 25 м із кроком ферм до 12 м	т	2,4	<u>20925,12</u> 680,87	<u>1403,17</u> 407,92	50220	1634	<u>3368</u> 979	<u>32,64</u> 19,5156	<u>78,34</u> 46,84
17	E9-25-1	Монтаж прогонів із кроком ферм до 12 м при висоті будівлі до 25 м	т	1,65	<u>14845,03</u> 427,74	<u>424,14</u> 114,21	24494	706	<u>700</u> 188	<u>22,56</u> 5,6596	<u>37,22</u> 9,34
18	E9-30-1	Монтаж площадок із настилом і огороженою з листової, рифленої, просічної і круглої сталі	т	0,7	<u>17053,42</u> 1143,63	<u>1011,33</u> 242,61	11937	801	<u>708</u> 170	<u>57,44</u> 11,6206	<u>40,21</u> 8,13
19	E9-42-1	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа при висоті будівлі до 25 м	100м2	43,2	<u>94761,83</u> 961,65	<u>707,57</u> 188,87	4093711	41543	<u>30567</u> 8159	<u>50,72</u> 9,3275	<u>2191,1</u> 402,95
20	E7-16-1	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною до 7 м, площею до 10 м2 при висоті будівель до 25 м	100шт	2,45	<u>630311,38</u> 17282,13	<u>22203,14</u> 6370,70	1544263	42341	<u>54398</u> 15608	<u>816,35</u> 316,6905	<u>2000,06</u> 775,89
21	E7-57-1	Герметизація горизонтальних і вертикальних стиків стінових панелей прокладками на клеї в один ряд	100м шва	27,45	<u>1318,98</u> 180,66	<u>2,85</u> 0,89	36206	4959	<u>78</u> 24	<u>9,18</u> 0,0532	<u>251,99</u> 1,46
22	E7-45-1	Укладання панелей перекриття з обліранням по контуру площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	0,12	<u>117639,32</u> 5217,42	<u>3320,05</u> 1045,99	14117	626	<u>398</u> 126	<u>262,05</u> 58,9559	<u>31,45</u> 7,07

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
23	Е8-6-3	Мурування зовнішніх середньої складності стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	м3	65,9	<u>1235,53</u> 155,14	<u>72,07</u> 23,29	81421	10224	4749 1535	7,52 1,3175	<u>495,57</u> 86,82
24	Е8-7-5	Мурування перегородок неармованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	100м2	31,89	<u>16826,74</u> 3850,37	<u>728,47</u> 234,48	536605	122788	23231 7478	191,18 13,3468	<u>6096,73</u> 425,63
25	Е9-44-3	Монтаж віконних блоків алюмінієвих із нащипниками з алюмінію	т	36,8	<u>43274,83</u> 6014,21	<u>4061,20</u> 921,34	1592514	221323	<u>149452</u> 33905	<u>305,6</u> 43,9398	<u>11246,08</u> 1616,98
26	Е9-46-1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізмів відкривання	т	0,7	<u>27348,39</u> 1444,69	<u>2916,00</u> 777,00	19144	1011	2041 544	66,24 32,7836	<u>46,37</u> 22,95
27	ЕН10-18-2	Установлення віконних блоків зі спареними рамами у кам'яних стінах житлових і громадських будівель при площі прорізу більше 2 м2	100м2	4,752	<u>91267,72</u> 3625,65	<u>624,24</u> 194,17	433704	17229	<u>2966</u> 923	<u>184,23</u> 9,1866	<u>875,46</u> 43,65
28	ЕН10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прозіах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100м2	1,189	<u>182724,98</u> 2780,83	<u>1599,14</u> 497,42	217260	3306	<u>1901</u> 591	<u>139,67</u> 23,5338	<u>166,07</u> 27,98
29	ЕН11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100м2	42,24	<u>3090,93</u> 1039,50	<u>20,73</u> 17,76	130561	43908	876 750	56,25 1,0323	<u>2376</u> 43,6
30	ЕН11-11-6	Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини бетонних стяжок	100м2	337,92	<u>386,13</u> 32,34	<u>5,35</u> 4,58	130481	10928	<u>1808</u> 1548	<u>1,75</u> 0,2664	<u>591,36</u> 90,02
31	ЕН11-5-1	Улаштування гідроізоляції з поліетиленової плівки на бутилкаучуковому клеї із захистом руберойдом, перший шар	100м2	42,24	<u>7528,23</u> 4823,04	<u>5,35</u> 4,58	317992	203725	226 193	218,04 0,2664	<u>9210,01</u> 11,25
32	ЕН11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100м2	42,24	<u>3090,93</u> 1039,50	<u>20,73</u> 17,76	130561	43908	876 750	<u>56,25</u> 1,0323	<u>2376</u> 43,6
33	ЕН11-11-6	Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини бетонних стяжок	100м2	168,96	<u>386,13</u> 32,34	<u>5,35</u> 4,58	65241	5464	904 774	<u>1,75</u> 0,2664	<u>295,68</u> 45,01
34	ЕН11-19-1	Улаштування асфальтобетонних литих покриттів товщиною 25 мм	100м2	42,24	<u>4208,93</u> 934,78	-	177785	39485	-	<u>48,11</u> -	<u>2032,17</u> -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
35	ЕН11-19-2	Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини асфальтобетонних литих покриттів	100м2	211,2	631,10 70,53	-	133288	14896	-	3,63	766,66
36	ЕН11-28-1	Улаштування покриттів із плиток бетонних, цементних або мозаїчних на цементному розчині	100м2	0,1033	30358,87 2065,23	28,90 21,45	3136	213	3	107,62 1,2489	11,12 0,13
37	ЕН11-25-1	Улаштування покриттів з полімеррозчину на основі смоли ФАЕД-8Ф товщиною 10 мм	100м2	1,162	73888,28 3934,83	535,92 476,47	85858	4572	623 554	148,99 32,1984	173,13 37,41
38	ЕН15-207-3	Скління металевих віконних рам профільним склом марки ШП-300 або ШП-250 в два шари	м2	3502	423,63 43,23	16,36 4,88	1483552	151391	57293 17090	2,28 0,299	7984,56 1047,1
39	ЕН15-178-3	Фарбування графітом по металу заповнень віконних прорізів і ґрат за два рази	100м2	3,73	1753,60 1713,65	-	6541	6392	-	92,73	345,88
40	ЕН15-46-1	Просте шпукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін механізованим способом	100м2	86,96	2892,47 1113,74	102,65 83,97	251529	96851	8926 7302	55,3 5,778	4808,89 502,45
41	ЕН15-152-7	Високоякісне фарбування казеїновими розчинами стін всередині приміщень по підготовленій поверхні	100м2	86,96	2507,42 700,54	0,22 0,19	218045	60919	19 17	32,12 0,0111	2793,16 0,97
42	ЕН15-36-1	Поліпшене шпукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін механізованим способом	100м2	23,182	3650,43 1708,33	73,61 53,82	84624	39603	1706 1248	77,23 3,7044	1790,35 85,88
43	ЕН15-159-1	Вапняне фарбування фасадів з люльок з підготовленням поверхні	100м2	23,182	478,02 362,31	-	11081	8399	-	18,41	426,78
44	Е31-27-1	Улаштування одношарової та верхнього шару двошарової основи зі щебеню товщиною 10 см, межа міцності на стиснення понад 98,1 МПа [1000 кгс/см ²], із застосуванням автогрейдера	1000м2	0,2112	44283,23 62,39	5313,85 1170,08	9353	13	1122 247	3,67 56,034	0,78 11,83

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Разом прямі витрати по кошторису					27064560	1305055	645010		65022.1
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					27064560 25114495 1477337 1134260 7827,09 253064 28198820		172282		8706,39
		----- Всього по кошторису					28198820				
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					81555,58				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					1730401				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-2
на санітарно-технічні роботи
Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 7726,306 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 106,17149 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 2305,404 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,8 розряд

Складений в поточних цінах станом на "21 січня" 2019 р.

№ п/п	Об'єкт будівництва (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Опалення	100м3	491,4	3493,77 1042,44	84,33 52,33	1716839	512255	41440 25715	51 2,56	25061,4 1257,98	
2	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Вентиляція	100м3	491,4	3493,77 1042,44	84,33 52,33	1716839	512255	41440 25715	51 2,56	25061,4 1257,98	
3	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Водопостачання	100м3	491,4	1850,09 555,97	44,92 27,80	909134	273204	22074 13661	27,2 1,36	13366,08 668,3	
4	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Каналізація	100м3	491,4	3720,00 1113,98	89,96 55,80	1828008	547410	44206 27420	54,5 2,73	26781,3 1341,52	
Разом прями витрати по кошторису							6170820	1845124	149160 92511		90270,18 4525,78	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							6170820					
							4176536					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		всього заробітна плата, грн. Загальновиборничі витрати, грн. трудоємність в загальновиборничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1937635 1555486 11375,53 367769 7726306					
		----- Всього по кошторису					7726306					
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					106171,49					
		Кошторисна заробітна плата, грн.					2305404					

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-3
на електро-монтажні роботи
Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

794,973 тис. грн.
13,87147 тис.люд.-год.
301,203 тис. грн.
3,8 розряд

Складений в поточних цінах станом на "21 січня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.				Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	не зайнятих обслуговуванням машин	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Електроосвітлення	1000м3	49,14	3382,07 919,80	167,27 68,07	166195	45199	8220 3345	45 3,33	2211,3 163,64	
2	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Телефонізація	1000м3	49,14	4732,92 2289,28	139,24 39,24	232576	112495	6842 1928	112 1,92	5503,68 94,35	
3	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Диспетчерський зв'язок	1000м3	49,14	2158,57 981,12	70,45 20,85	106072	48212	3462 1025	48 1,02	2358,72 50,12	
4	Т_УКР ПОКАЗНИК И	Пожарна сигналізація	1000м3	49,14	1768,54 817,60	50,94 15,74	86906	40177	2503 773	40 0,77	1965,6 37,84	
Разом прями витрати по кошторису							591749	246083	21027 7071		12039,3 345,95	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							591749					
							324639					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. -----					253154 203224 1486,22 48049 794973					
		Всього по кошторису					794973					
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					13871,47					
		Кошторисна заробітна плата, грн.					301203					

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

Кошторисна вартість об'єкта 36720,099 тис.грн.
 Кошторисна трудомісткість 201,59854 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 4337,008 тис.грн.
 Вимірник одиничної вартості Тыс м3
 Будівельні обсяги 49,140 Тыс м3

Складений в поточних цінах станом на 21 січня 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	3	Кошторисна вартість, тис.грн.			7	8	9
			4	5	6			
		Найменування робіт і витрат						
1	Л. кошторис. 2-1-1	на загальнобудівельні роботи	28198,820	-	28198,820	81,55558	1730,401	573,847
2	Л. кошторис. 2-1-2	на санітарно-технічні роботи	7726,306	-	7726,306	106,17149	2305,404	157,230
3	Л. кошторис. 2-1-3	на електро-монтажні роботи	794,973	-	794,973	13,87147	301,203	16,178
Всього:			36720,099	-	36720,099	201,59854	4337,008	747,255

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту)

[підпис, (ініціали, прізвище)]

Начальник отдела

[підпис, (ініціали, прізвище)]

Склав

[підпис, (ініціали, прізвище)]

Перевірів

[підпис, (ініціали, прізвище)]

(назва організації, що затверджує)

Утверждено

Сводный сметный расчет в сумме 50929,682 тыс. грн.
В том числе возвратных сумм 137,7 тыс. грн.

(послання на документ про затвердження)

" " 20 г.

СВОДНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ СТОИМОСТИ ОБЪЕКТА СТРОИТЕЛЬСТВА №

Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки

Составлен в текущих ценах по состоянию на 21 січня 2019 г.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	мобіль та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	2-1	Глава 2. Объекты основного назначения Виробничий корпус ремонту дорожньо-будівельної техніки Разом по главі 2: Разом по главах 1-7:	36720,099 36720,099 36720,099	- - -	- - -	36720,099 36720,099 36720,099
2	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11	Глава 8. Временные здания и сооружения Средства на возведение и разборку временных зданий и сооружений производственного и вспомогательного назначения, предусмотренных проектом (рабочим проектом) Разом по главі 8: Разом по главах 1-8:	918,002	-	-	918,002
			918,002 37638,101	- -	- -	918,002 37638,101

1	2	3	4	5	6	7
3	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Прил. К п. 26	Глава 9. Средства на прочие работы и затраты Дополнительные затраты при выполнении строительных работ в зимний период (1,1X0,9)%	372,617	-	-	372,617
		Разом по главі 9:	372,617	-	-	372,617
		Разом по главах 1-9:	38010,718	-	-	38010,718
4	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Прил. К п. 44	Глава 10. Содержание службы заказчика Средства на содержание службы заказчика (включая затраты на технический надзор) (2,5 %)	-	-	950,268	950,268
		Разом по главі 10:	-	-	950,268	950,268
5	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Прил. К п. 49	Глава 12. Проектно-изыскательские работы и авторский надзор Стоимость проектных работ	-	-	-	-
6	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Прил. К п. 50	Стоимость экспертизы проектной документации (K=1,1)	-	-	42,906	42,906
7	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Прил. К п. 51	Средства на осуществление авторского надзора	-	-	-	-
		Разом по главі 12:	-	-	42,906	42,906
		Разом по главах 1-12:	38010,718	-	993,174	39003,892
		Сметная прибыль (П)	1337,241	-	-	1337,241
		Средства на покрытие административных расходов строительных организаций (АР)	-	-	345,094	345,094
		Кошти на покрытие ризику всіх учасників будівництва	1710,482	-	44,693	1755,175
		Средства на покрытие дополнительных затрат, связанных с инфляционными процессами	-	-	-	-
		Разом	41058,441	-	1382,961	42441,402
		Налог на добавленную стоимость (НДС) (20 %)	-	-	8488,280	8488,280
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	41058,441	-	9871,241	50929,682

3 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

- 3 -

1	2	3	4	5	6	7
	Зворотні суми У тому числі: - від тимчасових будівель і споруд(15 %)		-	-	-	137,7
	ДСТУ Б Д.1.1- 1:2013 п.5.8.18.1		-	-	-	137,700

Руководитель проектной
организации _____

Главный инженер проекта
(Главный архитектор проекта) _____

Руководитель отдела _____

2 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

- 2 -

38_СД_ССР

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:

	50929,682	тис.грн.
У тому числі:		
будівельні роботи -	41058,441	тис.грн.
вартість устаткування -	-	тис.грн.
інші витрати -	1382,961	тис.грн.
податок на додану вартість -	8488,280	тис.грн.
Вартість 1м3	1026,511	грн

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Составил:

Проверил:

Література

1. ДБН В.2.6-31:2006 «Будівельна кліматологія і геофізика» – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 77 с. (Державні будівельні норми України).
3. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення» – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
4. ДБН 2.01.2005 «Протипожежні норми» – [чинні від 2006-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.2.6 – 198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
6. Нілов О.О. «Металеві конструкції» / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І.Білик, І.Д. Белов, Л.І. Лавриненко, В.О. Володимирський / – К.: Сталь, 2010. – 869 с.
7. Купченко Ю.В. «Металеві конструкції» / Ю.В. Купченко, П.М. Сінгаївський / - О.: ОДАБА, 2018. – 228.
8. Методичні вказівки «Проектування сталевих ферм» – О.: ОДАБА, 2015.
9. ДСТУ Б EN 14509:2014 (EN 14509:2006, IDT + EN 14509:2006/AC:2008, IDT) Панелі теплоізоляційні самонесучі з двостороннім металевим облицюванням. Вироби заводського виготовлення. – К. – Мінрегіон України, 2014. – 196 с.
10. ДСТУ Б В.2.6-189:2013 Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. – К. – Мінрегіон України, 2014. – 51 с.
11. ДСТУ Б В 2.7-169:2008 (EN 13162:2001, NEQ) Вироби теплоізоляційні з мінеральної вати ламельні. – К. – Мінрегіон України, 2009.
12. ДБН В.2.6 – 198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
13. Інтернет-ресурс <https://www.uscc.ua> (Український центр сталевих будівництва)

14. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення» – [чинні від 2018-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. (Державні будівельні норми України).
15. Методичні вказівки «Проектування фундаментів» – О.: ОДАБА, 2016.
16. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів» – [чинні від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. (Державний стандарт України).
17. ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції» – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. (Державний стандарт України).
18. Методичні вказівки «Технологія будівельного виробництва» – О.: ОДАБА, 2014.
19. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» – [чинні від 2016-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. (Державні будівельні норми України).
20. ДСТУ Б В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу» – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. (Державний стандарт України).
21. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» – [чинні від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. (Державні будівельні норми України).
22. Методичні вказівки «Організація будівельного виробництва» – О.: ОДАБА, 2016.
23. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» – [чинні від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. (Державний стандарт України).

