

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ**

Навчально-науковий інститут заочної
та післядипломної освіти

Кафедра будівельних
конструкцій



ДИПЛОМНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: «Ангар площею 1100 м.кв. у с.Ямниця Івано-Франківського району
Івано-Франківської області із аналізом роботи конструкцій даху»

Студент	_____	Мартиняк І.В.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник роботи	_____	Боднар Ю.І.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Консультанти:	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
_____	_____	
(підпис)	(прізвище та ініціали)	
_____	_____	
(підпис)	(прізвище та ініціали)	

Дубляни – 2022

**ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ**

Навчально-науковий інститут заочної та післядипломної освіти

Кафедра будівельних
конструкцій

«Затверджую»

Зав. кафедрою

(підпис)

З А В Д А Н Н Я

на дипломну магістерську роботу
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

Студенту

Мартиняк Іван Васильович

1. Тема роботи *«Ангар площею 1100 м.кв. у с.Ямниця Івано-Франківського району Івано-Франківської області із аналізом роботи конструкцій даху»*

Керівник магістерської роботи *Боднар Ю.І., канд.техн.наук, доцент*
(прізвище, ім'я, по-батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджена наказом ЛНАУ від *2022 року №*

2. Строк здачі студентом закінченої роботи: *до 12 грудня 2022 р.*
3. Вихідні дані для роботи: *Будівля каркасна, каркас сталевий.*
4. Перелік питань, які необхідно розробити:
Розробити архітектурно-планувальне вирішення будинку. Розрахувати та законструювати елементи каркасу. Запроектувати технологію влаштування бетонних підлог, організацію виконання робіт при будівництві та будівельний генеральний план. Виконати аналіз роботи несучої конструкції даху. Розробити заходи з охорони праці та довкілля.
5. Перелік графічного матеріалу:
Плани, фасади, розрізи, генплан (1-2 арк.)
Конструкція покриття, каркасу (2 арк.)
Технологічна карта на влаштування бетонних підлог (1 арк.)
Будівельний генеральний план (1 арк.)
Наукова робота (1 арк.)
Календарний графік виконання робіт (1 арк.)

6. Консультанти розділів магістерської роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали, вчена ступінь та наукове звання консультанта	Підпис
1	<i>Степанюк А.В., канд.арх., доцент</i>	
2	<i>Боднар Ю.І., канд.техн.наук, доцент</i>	
3	<i>Мазурак А.В., канд.техн.наук, доцент</i>	
4	<i>Матвійшин Є.Г., докт.екон.наук, професор</i>	
5	<i>Березовецький А.П., канд.техн.наук, доцент</i>	
6	<i>Боднар Ю.І., канд.техн.наук, доцент</i>	

7. Дата видачі завдання: « ____ » _____ 20__ р.

Календарний план виконання магістерської роботи

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Термін виконання етапів роботи	Відмітка про виконання
1	Архітектурно-планувальний розділ	<i>20.09.2022</i>	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	<i>10.10.2022</i>	
3	Технологія та організація будівництва	<i>30.10.2022</i>	
4	Економіка будівництва	<i>10.11.2022</i>	
5	Охорона праці та довкілля	<i>20.11.2022</i>	
6	Наукова робота	<i>02.12.2022</i>	

Студентка

(підпис)*Мартиняк І. В.*
(прізвище та ініціали)Керівник
магістерської роботи_____
(підпис)*Боднар Ю.І.*
(прізвище та ініціали)

РЕФЕРАТ

Дипломна магістерська робота: 67 с. текст. част., 14 табл., 14 рис., 7 арк. граф. част., 31 бібліографічних джерел. Ангар площею 1100 м.кв. у с.Ямниця Івано-Франківського району Івано-Франківської області із аналізом роботи конструкцій даху. Мартиняк Іван Васильович. Кафедра будівельних конструкцій. Дубляни, ЛНУП, 2022.

Запроектовано сільськогосподарський ангар для обробки та тимчасового зберігання зерна з необхідними поясненнями, обґрунтуваннями, розрахунками, висновками, кресленнями. Об'ємно-планувальне рішення забезпечує зручність використання приміщень. Несучі та огроджуючі конструкції металеві.

ЗМІСТ

ВСТУП	6
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	7
1.1 Технологія зберігання зерна	7
1.2 Коротка характеристика будівлі	8
1.3 Конструктивні вирішення	8
2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	10
2.1 Підбір профільованого настилу	10
2.2 Розрахунок прогонів.....	12
2.3 Проектування ферми	15
2.3.1 Визначення зусиль у стержнях	15
2.3.2 Підбір перерізів стержнів	18
2.3.3 Розрахунок вузлів	21
2.4 Розрахунок рами	26
3 ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	30
3.2 Технологія влаштування бетонних підлог	30
3.2.1 Обсяги робіт	30
3.2.2 Механізми для виконання робіт	30
3.2.3 Визначення кількості матеріалів	30
3.2.4 Калькуляція трудозатрат	31
3.2.5 Склад бригади.....	31
3.2.6 Вказівки з технології та організації робіт	32
3.2.7 Контроль якості робіт	33
3.3 Календарний план будівництва.....	35
3.3.1. Визначення об'ємів робіт	35
3.3.2. Вибір крану для монтажу	36
3.3.3. Розробка календарного плану	37
3.4 Будгенплан	39
3.4.1 Загальні положення.....	39
3.4.2 Розрахунок освітлення будмайданчика	40

	5
3.4.3	Визначення площ адміністративно-побутових споруд..... 40
4	ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ..... 42
4.1	Об'єктний кошторис..... 42
4.2	Зведений кошторисний розрахунок..... 43
4.3	Економічний ефект..... 45
4.4	Техніко-економічний аналіз прийнятих рішень..... 47
5	ОХОРОНА ПРАЦІ..... 48
5.1	Основні положення безпечного виконання бетонних робіт..... 48
5.2	Небезпечні та шкідливі чинники при бетонуванні..... 49
5.3	Вимоги безпеки перед початком бетонних робіт..... 49
5.4	Вимоги безпеки під час виконання бетонних робіт..... 50
5.5	Вимоги безпеки після закінчення бетонних робіт..... 55
5.6	Охорона ґрунтово-рослинного шару..... 56
5.7	Збереження і покращення ландшафту..... 56
6	НАУКОВА РОБОТА..... 57
	ВИСНОВКИ..... 64
	БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК..... 65

ВСТУП

Особливу привабливість для господарств, які займаються вирощуванням різних зернових культур, можуть представляти досить недорогі ангари, цілком здатні зіграти роль зерносклади і зернотоку. Це тим більш актуально, що за останній час наша країна значно збільшила обсяги вирощування зерна, що призводить до необхідності створення належних умов для зберігання зібраного зерна. Зважаючи на необхідність вирішувати цю задачу неухильно зростає потреба в будівництві різноманітних складів. Одним з типів зерноскладів і є такі, де зерно зберігається насипом на підлозі. Для збільшення термінів зберігання влаштовується примусове вентилявання. Завантаження та розвантаження складу може проводитись шнековими транспортерами. При цьому є змога рівномірно розподілити зерно складищу. Для збільшення місткості складу можуть бути застосовані спеціальні підпирні стінки.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Технологія зберігання зерна

Для забезпечення оптимальних умов зберігання зерна у зерноскладах необхідно враховувати складні процеси післязбирального дозрівання, які проходять в зерні при його зберіганні. Ці процеси протікають на протязі одного-двох місяців і супроводжуються посиленням диханням зерна й виділенням вологи.

Підвищена вологість прискорює фізіологічні процеси у зерні. Так при збільшенні вологості понад 14% у зерні розвивається й поступово наростає процес поглинання з повітря кисню і виділення вуглекислоти, вологи та теплоти. Якщо вільного кисню бракує, то процес відбувається за рахунок кисню, що утворюється із зерна. У зерні починаються процеси подібні до спиртового бродіння, що призводить до зниження якості зерна.

При зниженні температури процеси в зерні сповільнюються, з підвищенням - прискорюються.

Підвищена вологість зерна та температура сприяють також розвитку цвілевих грибків і бактерій, які можуть швидко зіпсувати зерно.

Отже при підготовці зерна до зберігання у зерноскладах проводять очищення, знезараження, а при потребі просушування зерна. При зберіганні забезпечується контроль вологості і температури та хороша вентиляція.

Зерносклади проектують неопалюваними. Вони повинні бути сухими, чистими, добре вентилуватися, недоступними для гризунів, птахів, комах і інших шкідників зерна й ретельно захищені від проникання в них атмосферних опадів, поверхневої й ґрунтової вологи. Повинен бути забезпечений вільний підхід до зерна для спостереження за його станом і можливість обробки зерна під час зберігання. Технологічні процеси, пов'язані з експлуатацією зерноскладів (завантаження, вивантаження, обробка, переміщення зерна й

ін.), повинні бути механізовані із застосуванням стаціонарних чи пересувних механізмів.

Зерно здебільшого зберігають насипом. Добре очищене продовольче й фуражне зерно, з нормальною вологістю (не вище 14%), що пройшло стадію післязбирального дозрівання можна зберігати в підлогових зерноскладах насипом шаром до 3 м, а при наявності активної вентиляції - до 5м. У період післязбирального дозрівання зерно вологістю більше 16...17% можна зберігати насипом невеликої висоти - 1...1,5 м. Висоту насипу можна збільшити при короткотерміновому зберіганні. Також висоту насипу можна змінювати, збільшуючи її у холодний період та зменшуючи у теплий період року. Для механізації завантаження, розвантаження, переміщення при обробці зерна в зерноскладах застосовують стаціонарні й пересувні механізми (стрічкові конвеєри та норії, гвинтові конвеєри та ін.)

1.2 Коротка характеристика будівлі

Будівля прямокутна в плані. Розміри в осях 18м х60 м. Відмітка низу несучої конструкції покриття (ферми) рівна +6,00. За 0.000 прийнята відмітка чистої підлоги. Несучий сталевий каркас будівлі запроектований по рамно-зв'язковій схемі.

Для забезпечення жорсткості будівлі в поздовжньому напрямку запроектовано вертикальні зв'язки між колонами (в осях 5-6) і горизонтальні зв'язки між фермами. Незмінність покриття забезпечується профнастилом по прогонах розміщених на верхніх поясах ферм з кроком 3.0м. Вітрове навантаження на торець будівлі через прогони по верху колон передається на вертикальні зв'язки по колонах. В цьому процесі також бере участь диск покриття та горизонтальні зв'язки.

1.3 Конструктивні вирішення

Фундаменти.

Фундаменти запроектовані збірні залізобетонні.

Каркас

Поперечна рама каркасу складається з колон з постійним по висоті перерізом із прокатних колонних двотаврів, жорстко защемлених у фундаменті й кроквяних ферм шарнірно з'єднаних з колонами.

Ферми покриття прольотом 18м – трапецевидні із сталевих гнutoзварних профілів квадратного перерізу [2]. Максимальна висота ферми 2,0м, мінімальна - 1,1м. Кожна ферма складається із двох відправних марок. Монтажні з'єднання фланцеві. До верхніх поясів ферм приварюються пластини для кріплення прогонів.

Покриття.

Прогони виконані із гнутих рівнополичних швелерів 200x100x6 (ДСТУ 8806:2018 [3]) та кріпляться на болтах до приварених до верхніх поясів ферм пластин.

Покриття із оцинкованого профільованого листа НС_Б35-1035-0,7 (ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010). Кут нахилу покрівлі складає 6° . Згідно вимог ДБН В.2.6-220:2017 [5] передбачена герметизація стиків.

Кріплення профнастилу до прогонів здійснюється самонарізами із ущільнювальними шайбами. По периметру будівлі кріплення в кожен хвилю, а в інших місцях - через хвилю. Стики профлістів обов'язково розміщують на прогонах. Покрівельні профлісти монтуються з напуском по довжині не менше 150мм, і по ширині - не менше однієї хвилі.

Водовідведення із даху організоване, зовнішнє згідно ДБН В.2.6-220:2017 [5]. Система водовідведення складається із водостічних прикарнизних жолобів, водостічних труб із оцинкованої сталі товщиною 0,7мм та елементів їх кріплення. Відстань між водостічними трубами 20 м.

Стіни.

Стіни із оцинкованого профільованого листа С8-1170-0,6 (ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010). Профільований лист кріпиться до стінових прогонів за допомогою самонарізів В6x25.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Підбір профільованого настилу

Згідно проекту нахил даху рівний 6° . Попередньо приймаємо масу профільованого настилу рівною 10 кг на квадратний метр. Граничне розрахункове навантаження на профнастил рівне сумі навантаження від власної ваги, снігового та вітрового навантаження.

Розрахункове граничне навантаження від власної ваги рівне

$$q_G = q_{G0} \cdot \gamma_f = 10 \cdot 9,8 \cdot 1,05 = 102,9 \text{ Н/м}^2 = 0,103 \text{ кН/м}^2$$

Вітрове навантаження на покрівлю визначимо із використанням ПК ЛИРА-САПР (ЭСПРИ). Будівля проектується для 3 вітрового району (рис.9.1) [6]. Тип місцевості - сільська з невисокими спорудами і деревами. Висота над рівнем моря 244м. Рельєф рівнинний $\varphi < 0,05$ - коефіцієнт рельєфу $C_{rel} = 1$. Геометричні параметри будівлі (H, l, α , b) приймаємо згідно креслень. Приймаємо $T = T_{ef} = 60$ років, $\eta = 0,02$. Вхідні дані для розрахунку та розрахункове граничне вітрове навантаження показано на рис.2.1, рис.2.2.

Рис.2.1. Вітрове навантаження на лівий скат покрівлі

Ветровые нагрузки

Расчет Отчет Единицы измерения Справка

Строительные нормы: ДБН В.1.2-2:2006

Район строительства: III

Тип местности: II - сельская местность с оградями (заборами), небольшими сооружениями, домами и деревьями

Ветровой район: III

W_0 : 0.49034 КН/м²

Главный период больше 0.25 сек.

Тип сооружения: 2. Здания с двускатными покрытиями

Направление ветра

Н = 7.20 м

α = 6.000 °

b = 60.00 м

l = 18.00 м

h = 0.95 м

Но, км: 0.244

Сrel: 1

Результаты

Эксплуатационная нагрузка: -0.04 КН/м²

Предельная нагрузка: -0.24 КН/м²

Конструкция: со стальным каркасом здания

Поверхность: Правый скат кровли

Шаг сканирования: 1 м . лет 60 η = 0.02

Расчитать Отчет Выход

Рис.2.2. Вітрове навантаження на правий скат покрівлі

Оскільки вітрове навантаження є від'ємним, то його при визначенні максимального навантаження не враховуємо.

Снігове навантаження на покрівлю визначимо також із використанням ПК ЛИРА-САПР (ЭСПРИ). Характеристичне значення снігового навантаження для району будівництва рівне 1410 Па (додаток Е) [6]. Висота над рівнем моря 244м. Геометричні параметри будівлі (L , α) приймаємо згідно креслень. Приймаємо $T = T_{ef} = 60$ років, $\eta = 0,02$, $C_e = 1$. Вхідні дані для розрахунку та розрахункові граничне та експлуатаційне снігове навантаження показане на рис.2.3.

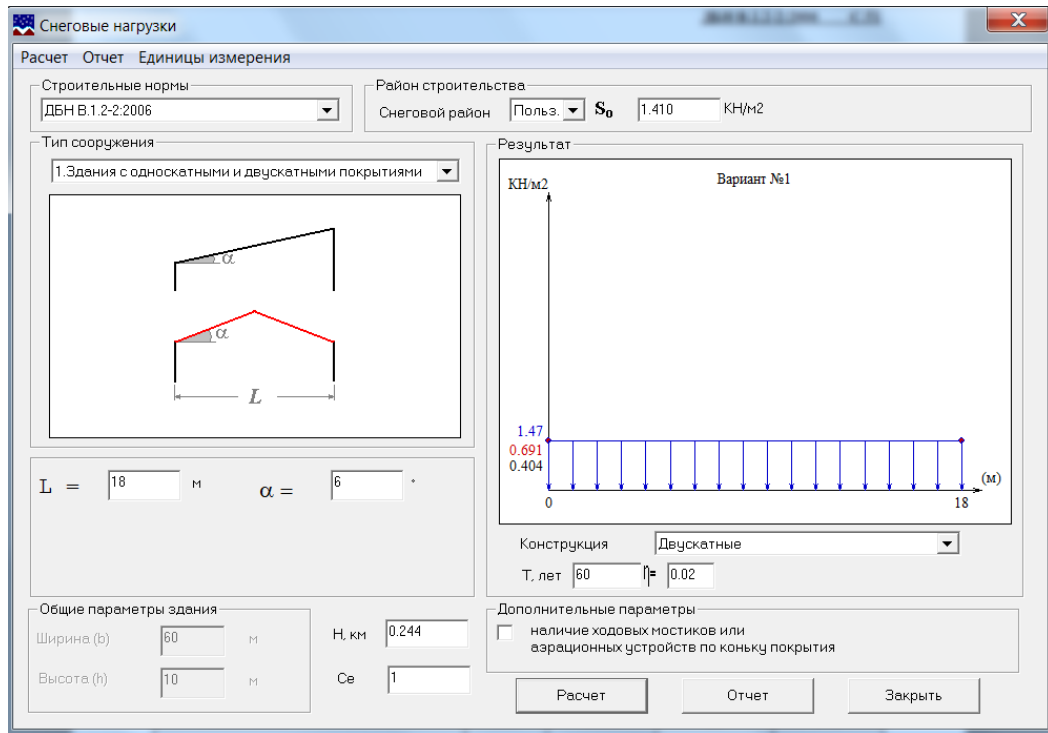


Рис.2.3. Снігове навантаження на покрівлю

Розрахункове граничне снігове навантаження на горизонтальну проекцію

$1,47 \text{ кН/ м}^2$. Розрахункове граничне снігове навантаження на поверхню покрівлі рівне $1,47 \cdot \cos 6^\circ = 1,46 \text{ кН/ м}^2$

Тоді максимальне граничне навантаження для підбору профільованого настилу рівне $1,563 \text{ кН/ м}^2$ ($159,5 \text{ кг/ м}^2$), а максимальне експлуатаційне - $0,789 \text{ кН/ м}^2$ ($80,5 \text{ кг/ м}^2$). За таблицею [28] при відстані між опорами (прогонами) $3,0 \text{ м}$ (згідно проекту) приймаємо профіль ТП-35б (НС_Б35-1035-0,7 - ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010) , довжина 9 м ., маса $6,7 \text{ кг/ м}^2$.

2.2 Розрахунок прогонів

Прогін розташований на верхніх поясах ферм, тобто згинається в площині, яка нахилена до головної площини перерізу під кутом 6° (рис.2.4).

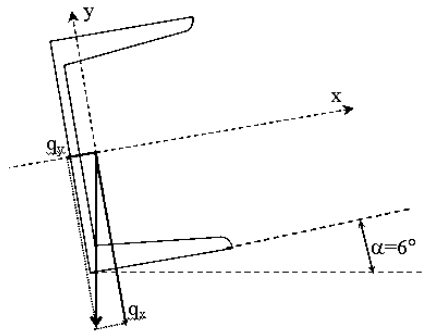


Рис.2.4. До розрахунку прогона

На прогін діє навантаження від ваги профільованого настилу покрівлі, власної ваги та снігу. Розрахункова схема прогону - однопролітна шарнірно оберта балка, яка працює на косий згин.

Погонне навантаження визначаємо по формулі:

$$q=(q_1+s\cdot\cos 6^\circ)\cdot a+1,05\cdot q_2$$

$$q_n = \left(\frac{q_{0n}}{\cos \alpha} + S_e \right) \cdot L_m + q_{n1};$$

$$q = \left(\frac{q_0}{\cos \alpha} + S_m \right) \cdot L_m + q_1;$$

$a=3$ - віддаль між осями прогонів

q_1 – навантаження від профільованого настилу

s – снігове навантаження згідно норм

q_2 – навантаження від власної ваги прогону; попередньо приймаємо власну вагу прогону рівною 0,2 кН/м.

Тоді розрахункове граничне навантаження на прогін рівне

$$q=(q_1+s\cdot\cos 6^\circ)\cdot a+1,05\cdot q_2=(1,05\cdot 6,7\cdot 9,8+1470\cdot\cos 6^\circ)\cdot 3+1,05\cdot 200=4802,7\text{Н/м}$$

Розрахункове експлуатаційне навантаження на прогін рівне

$$q_e=(q_1+s\cdot\cos 6^\circ)\cdot a+1,05\cdot q_2=(6,7\cdot 9,8+691\cdot\cos 6^\circ)\cdot 3+200=2458,6\text{Н/м}$$

$$2458,6/4802,7=0,51$$

На рис.2.5, рис.2.6 представлено епюри у прогоні отримані в рамках програмного комплексу ЛІРА-САПР

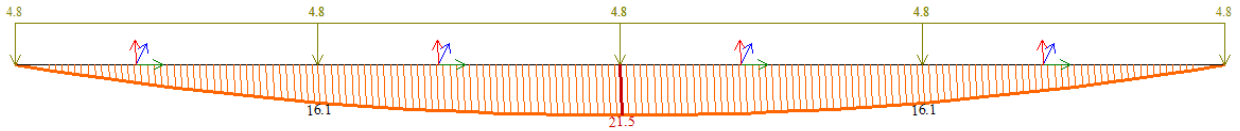


Рис.2.5. Епюра моментів від згину в вертикальній площині, кНм

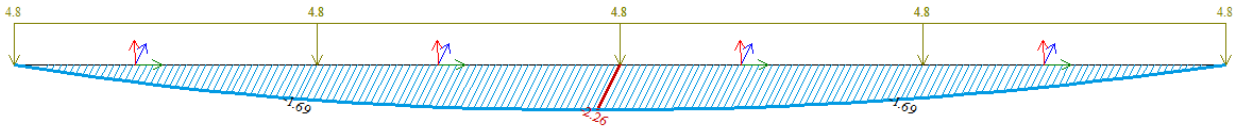


Рис.2.6. Епюра моментів від згину у горизонтальній площині, кНм

Для підбору перерізу прогону, який працює на косий згин, задаємося відношенням $k_w = W_x / W_y = 5$

$$W_{cal}^x = \frac{M_x + k_w \cdot M_y}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{21500 + 5 \cdot 2260}{240 \cdot 1} = 136,7 (\text{см}^3);$$

Згідно сортаменту (таблиця 1, ДСТУ 8806:2018 [3]) підбираємо гнутий рівнополічний швелер 200x100x6

$$W_x = 140,08 \text{ см}^3; W_y = 31,14 \text{ см}^3; I_x = 1400,08 \text{ см}^4; I_y = 224,37 \text{ см}^4; m = 17,79 \text{ кг/м};$$

Перевіримо на міцність підібраний переріз:

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = 21500 / 140,08 + 2260 / 31,14 = 226 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

Умова забезпечення міцності виконується.

Виконаємо перевірку прогону за другою групою граничних станів. Для цього підрахуємо складові граничного експлуатаційного навантаження у вертикальній та у горизонтальній площинах. Отримаємо

$$q_{ex} = q_e \cdot \cos 6^\circ = 2458,6 \cdot \cos 6^\circ = 2445,1 \text{ Н/м}$$

$$q_{ey} = q_e \cdot \sin 6^\circ = 2458,6 \cdot \sin 6^\circ = 257,0 \text{ Н/м}$$

Тоді прогин у вертикальній площині рівний

$$f_x = 5 \cdot q_{ex} \cdot b^4 / (384 \cdot E \cdot I_x) = 5 \cdot 2,445 \cdot 6^4 / (384 \cdot 2,06 \cdot 1400,08) = 1/70 \text{ м} = 0,0143 \text{ м}$$

Прогин у горизонтальній площині

$$f_y = 5 \cdot q_{ey} \cdot b^4 / (384 \cdot E \cdot I_y) = 5 \cdot 0,257 \cdot 6^4 / (384 \cdot 2,06 \cdot 224,37) = 1/107 \text{ м} = 0,0094 \text{ м}$$

Тоді максимальне переміщення при косому згині рівне

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,0143^2 + 0,0094^2} = 0,0171 \text{ м}$$

$\frac{f}{b} = \frac{l}{350,9} < \frac{l}{200}$ - прогін задовольняє вимогам норм за другою групою граничних станів [7].

Навантаження від власної ваги прогону рівні: експлуатаційне - $17,79 \cdot 9,81 = 174,5$ Н/м, граничне розрахункове - $1,05 \cdot 174,5 = 183,2$ Н/м.

2.3 Проектування ферми

2.3.1 Визначення зусиль у стержнях

Підрахуємо навантаження на вузли ферми. Постійне навантаження рівне сумі власної ваги профнастилу, прогонів та власної ваги ферми.

Навантаження від профнастилу рівне: розрахункове граничне - $3 \cdot 6 \cdot 6,7 \cdot 9,81 \cdot 1,05 / \cos 6^\circ = 1249,0 \text{ Н}$; розрахункове експлуатаційне - $3 \cdot 6 \cdot 6,7 \cdot 9,81 / \cos 6^\circ = 1189,6 \text{ Н}$.

Навантаження від ваги прогонів рівне: розрахункове граничне - $6 \cdot 183,2 = 1099,2$ Н; розрахункове експлуатаційне - $6 \cdot 174,5 = 1047,0$ Н.

Сумарне постійне навантаження: розрахункове граничне - $1249,0 + 1099,2 = 2348,2 \text{ Н}$; розрахункове експлуатаційне - $1189,6 + 1047,0 = 2236,6 \text{ Н}$.

Тимчасове снігове навантаження : розрахункове граничне - $3 \cdot 6 \cdot 1470 = 26460 \text{ Н}$; розрахункове експлуатаційне - $3 \cdot 6 \cdot 691 = 12438 \text{ Н}$

Визначимо зусилля у стержнях ферми із використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР. З'єднання у вузлах будемо вважати шарнірними. Ферма завантажена постійним навантаженням і тимчасовим сніговим. Навантаження прикладене у вузлах верхнього поясу. Величини сил визначені вище. На рис.2.6 приведено розрахункову схему ферми в рамках ЛІРА-САПР із нумерацією вузлів та стержнів.

Продовження таблиці 2.1

5	1	1	-	A1	1	170.586	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
5	2	1	-	A1	1	170.586	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
6	1	1	-	A1	2	- 96.523	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
6	2	1	-	A1	2	- 96.523	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
7	1	1	-	A1	2	- 200.431	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
7	2	1	-	A1	2	- 200.431	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
8	1	1	-	A1	2	- 218.175	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
8	2	1	-	A1	2	- 218.175	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
9	1	1	-	A1	2	- 218.175	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
9	2	1	-	A1	2	- 218.175	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
10	1	1	-	A1	2	- 200.431	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
10	2	1	-	A1	2	- 200.431	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
11	1	1	-	A1	2	- 96.523	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
11	2	1	-	A1	2	- 96.523	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
12	1	1	-	A1	1	116.871	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
12	2	1	-	A1	1	116.871	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
13	1	1	-	A1	2	- 99.954	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
13	2	1	-	A1	2	- 99.954	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
14	1	1	-	A1	1	38.686	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
14	2	1	-	A1	1	38.686	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
15	1	1	-	A1	2	- 34.928	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
15	2	1	-	A1	2	- 34.928	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
16	1	1	-	A1	2	- 8.768	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
16	2	1	-	A1	2	- 8.768	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
17	1	1	-	A1	1	8.179	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
17	2	1	-	A1	1	8.179	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
18	1	1	-	A1	1	8.179	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
18	2	1	-	A1	1	8.179	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
19	1	1	-	A1	2	- 8.768	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
19	2	1	-	A1	2	- 8.768	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
20	1	1	-	A1	2	- 34.928	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
20	2	1	-	A1	2	- 34.928	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
21	1	1	-	A1	1	38.686	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
21	2	1	-	A1	1	38.686	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
22	1	1	-	A1	2	- 99.954	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
22	2	1	-	A1	2	- 99.954	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
23	1	1	-	A1	1	116.871	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
23	2	1	-	A1	1	116.871	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2

2.3.2 Підбір перерізів стержнів

Ферма проектується із гнutoзварних профілів прямокутного перерізу (ДСТУ Б В.2.6-8-95[2]) згідно ДБН В.2.6-198:2014 [9].

Верхній пояс:

Прийmemo усі стержні верхнього поясу однакового поперечного перерізу із сталі С255 ($R_y=250$ МПа).

Максимальне зусилля у стержнях верхнього поясу при РСЗ рівне -218,2кН (стиск). Довжини стержнів - 3.015м. Розрахункові довжини $L_{efx} = 3.015(м)$; $L_{efy} = 3.015(м)$.

Задаємося значенням коефіцієнта $\varphi=0,8$.

Тоді площа поперечного перерізу стержня з умов забезпечення стійкості рівна

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{218,2 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 250 \cdot 1} = 1091 \text{ мм}^2 = 10,91 \text{ см}^2$$

Приймаємо згідно сортаменту профіль 80*80*4 мм (площа перерізу $A=12,2$ см²). Момент інерції $I_x = 115,3 \text{ см}^4$, Тоді радіуси інерції даного профілю

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{115,3}{12,2}} = 3,07 \text{ см}$$

Гнучкість стержня рівна $\lambda_x = \frac{301,5}{3,07} = 98$;

Умовна гнучкість рівна

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 98 \sqrt{\frac{250}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,41$$

Згідно додатку Ж [9] для кривої *a* коефіцієнт стійкості рівний $\varphi=0,615$.

Тоді нормальне напруження у стержні рівне

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{218,2 \cdot 10^3}{0,615 \cdot 12,2 \cdot 10^2} = 291 \text{ Н / мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 250 \cdot 1 = 250 \text{ Н / мм}^2$$

Умова не задовольняється. Збільшуємо переріз. Приймаємо 80*80*5. (площа перерізу $A=15,0$ см²). Момент інерції $I_x = 138 \text{ см}^4$,

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{138}{15}} = 3,033 \text{ см}$$

Гнучкість стержня рівна $\lambda_x = \frac{301,5}{3,033} = 99;$

Умовна гнучкість рівна

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 99 \sqrt{\frac{250}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,44$$

Згідно додатку Ж [9] для кривої a коефіцієнт стійкості рівний $\varphi=0,606$.

Тоді нормальне напруження у стержні рівне

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{218,2 \cdot 10^3}{0,606 \cdot 15 \cdot 10^2} = 240 \text{ Н / мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 250 \cdot 1 = 250 \text{ Н / мм}^2$$

Умова задовольняється.

Коефіцієнт α рівний

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{218,2 \cdot 10^3}{0,606 \cdot 15 \cdot 10^2 \cdot 250 \cdot 1} = 0,96 > 0,5$$

Згідно [9] отримаємо граничну гнучкість $\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,96 = 122 > \lambda = 99$.

Нижній пояс

Прийmemo усі стержні нижнього поясу однакового поперечного перерізу із сталі С255 ($R_y=250$ МПа).

Стержні нижнього поясу ферми розтягнуті. Для них згідно ДБН гранично допустима гнучкість $\lambda_u=400$.

Максимальне зусилля у стержнях нижнього поясу рівне $N=223$ кН

Площа поперечного перерізу, визначена з умови міцності, рівна

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{223 \cdot 10^3}{250 \cdot 1} = 892 \text{ мм}^2 = 8,92 \text{ см}^2$$

Згідно сортаменту приймаємо профіль 50*50*5 мм з площею поперечного перерізу $A=8,6$ см² Момент інерції $I_x=I_y=28,3$ см⁴,

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{28,3}{8,6}} = 1,814 \text{ см}$$

Перевіримо гнучкість елементів $\lambda_x = \frac{\mu \cdot l_x}{i_x} \leq \lambda_u$, $\lambda_y = \frac{\mu \cdot l_y}{i_y} \leq \lambda_u$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{0,9 \cdot 300}{1,814} = 149 < 400 \quad \text{умова задовольняється.}$$

Розкіс стиснутий

Найбільше зусилля у стиснутому розкосі рівне $N = -99,95$ кН.

Тоді площа поперечного перерізу стержня з умов забезпечення стійкості рівна

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{99,95 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 250 \cdot 1} = 500 \text{ мм}^2 = 5,00 \text{ см}^2$$

Приймаємо згідно сортаменту профіль $50 \times 50 \times 4$ мм ($A = 7,1 \text{ см}^2$, Момент іне-

$$\text{рції } I_x = I_y = 24,5 \text{ см}^4), \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{24,5}{7,1}} = 1,86 \text{ см}$$

Тоді розрахункова гнучкість

$$\lambda = l_x / i_x = 200 / 1,86 = 108$$

а умовна гнучкість

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 108 \sqrt{\frac{250}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,76$$

За додатком Ж ДБН [9] для кривої «а» коефіцієнт стійкості рівний $\varphi = 0,538$.

Тоді нормальне напруження у стержні

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{99,95 \cdot 10^3}{0,538 \cdot 7,1 \cdot 10^2} = 262 \text{ Н / мм}^2 > R_y \cdot \gamma_c = 250 \cdot 1 = 250 \text{ Н / мм}^2$$

Оскільки перенапруження є незначним ($4,6\% < 5\%$), то залишаємо підібраний переріз.

Розкіс розтягнутий

Найбільше зусилля у розтягнутому розкосі рівне $N = 116,9$ кН.

Площа поперечного перерізу, визначена з умови міцності, рівна

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{116,9 \cdot 10^3}{250 \cdot 1} = 468 \text{ мм}^2 = 4,68 \text{ см}^2$$

Приймаємо згідно сортаменту профіль 50*50*4 мм ($A=7,1\text{см}^2$)

Згідно сортаменту геометричні характеристики даного профілю: $A=7,1\text{см}^2$, $h=50\text{мм}$, $b=50\text{мм}$, $t=4\text{мм}$, $I_x=I_y=24,5\text{см}^4$, $i_x=i_y=1,86\text{см}$, $m=5,57\text{кг/м}$.

Виконуємо перевірку на гранично допустиму гнучкість елементів за формулами $\lambda_x = \frac{\mu \cdot l_x}{i_x} \leq \lambda_u$, $\lambda_y = \frac{\mu \cdot l_y}{i_y} \leq \lambda_u$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{0,9 \cdot 177}{1,86} = 85,6 < 400 \quad \text{умова виконується}$$

2.3.3 Розрахунок вузлів

Виконаємо розрахунок вузла кріплення розкосів до верхнього поясу у вузлі 8.

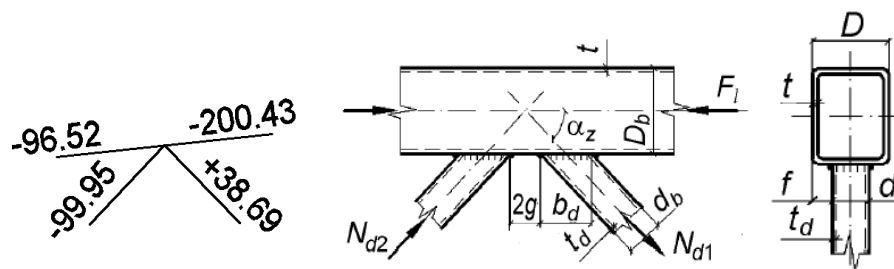


Рис 2.9. Зусилля та геометричні параметри вузла 8

Перевірка стінки поясу у місцях кріплення розкоса

Оскільки у стержнях ґратки зусилля різних знаків та задовольняються умови ($d/D=50/80 < 0,9$ та $(g_1 + g_2)/b = (10 + 10)/84,895 < 0,25$), то необхідно перевірити несучу здатність стінки поясу у місцях кріплення розкосів на місцевий згин за формулою Ф.1 [9]

$$\left(\frac{|N_d| + 1,5 \cdot |M_d| \cdot 10^3 / d_b}{(0,4 + 1,8 \cdot g/b) \cdot f \cdot |\sin \alpha_z| \cdot 10^3} \right) / (\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + g + (2 \cdot D \cdot f)^{0,5})) = \left(\frac{|-99,9538| + 1,5 \cdot |-0,0825243| \cdot 10^3 / 50}{(0,4 + 1,8 \cdot (7,5 + 7,5) / 84,8952) \cdot 15 \cdot |\sin -2,51182| \cdot 10^3} \right) / (0,9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 5^2 \cdot (84,8952 + (7,5 + 7,5) + (2 \cdot 80 \cdot 15)^{0,5})) = 0,81 < 1$$

- несуча здатність стінки поясу у місцях кріплення розкосів на місцевий згин забезпечена

$N_2 = -99,95\text{кН}$ - зусилля у розкосі

$M_d = -0,0825243\text{кНм}$ - згинальний момент

$d_b = 50\text{мм}$ - висота поперечного перерізу розкосу в площині вузла

$g=15$ мм - половина відстані між суміжними стінками сусідніх елементів решітки

$b = 84.8952$ мм - довжина ділянки лінії перетину прилеглого елемента з поясом в напрямку осі пояса

$f = (D - d)/2 = (80 - 50)/2 = 15$ мм (див. рис.)

$\alpha_2 = -2.51182$ - кут між віссю пояса і віссю прилеглого елемента (рад)

$\gamma_c = 0.9$ - коефіцієнт умов роботи

$\gamma_d = 1$ - коефіцієнт впливу знаку зусилля в сусідньому елементі

$\gamma_D = 1$ - коефіцієнт впливу поздовжньої сили в поясі, який визначається при стисненні в поясі

$R_y = 240$ МПа - розрахунковий опір сталі за текучістю

$t = 5$ мм - товщина стінки пояса

$D = 80$ мм - ширина поперечного перерізу пояса

$N_4 = 38.6863$ кН - зусилля у розкосі

$d = 50$ мм - ширина поперечного перерізу труби розкосу, що примикає

Згинальний момент M_d визначається

$$M_d = M_y + M_{loc} = 0 + -0.0825243 = -0.0825243 \text{ кНм}$$

Локальний момент M_{loc} визначається

$$M_{loc} = -1 \cdot (N_1 + 307.363) \cdot e \cdot 10^{-3} \cdot r_2 / (2r_1 + r_2 + r_4) = -1 \cdot (-200.431 + 307.363) \cdot 6.4601 \cdot 10^{-3} \cdot (2.89896 \cdot 10^7) / (2 \cdot (9.42886 \cdot 10^7) + (2.89896 \cdot 10^7) + (2.5097 \cdot 10^7)) = -0.0825243 \text{ кНм}$$

$N_1 = -200.431$ кН - зусилля у поясі

$e = 6.4601$ мм - ексцентриситет

$r_i = I_{yi} \cdot E \cdot 10^4 / L_{el,i}$ ($i=1,2,4$) - погонна жорсткість елемента

$$r_2 = 28.3 \cdot 206000 \cdot 10^4 / 2011 = (2.89896 \cdot 10^7) \text{ Н*мм}$$

$$r_1 = 138 \cdot 206000 \cdot 10^4 / 3015 = (9.42886 \cdot 10^7) \text{ Н*мм}$$

$$r_4 = 24.5 \cdot 206000 \cdot 10^4 / 2011 = (2.5097 \cdot 10^7) \text{ Н*мм}$$

Перевірка стиснутого розкоса у місцях кріплення до пояса

Зусилля в розкосі $N_2 = -99,95$

Оскільки умова ($d/D = 50/80 < 0.9$ та $g/b = (7.5 + 7.5)/84.8952 \leq 0.25$) - задовільняється , то

$$|N_2| + 0.5 \cdot |M_d/d_b \cdot 10^3| \cdot (1.4 + 0.018 \cdot D/t) \cdot |\sin \alpha_2| \cdot 10^1 / (\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot k \cdot R_{yd} \cdot A_d) \cdot (3 \cdot (1 + d/d_b)) / (2 \cdot (2 + d/d_b)) = |-99.9538| + 0.5 \cdot |-0.165049| / (50 \cdot 10^3) \cdot (1.4 + 0.018 \cdot 80/5) \cdot |\sin - 2.51182| \cdot 10^1 / (0.9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 8.6) \cdot (3 \cdot (1 + 50/50)) / (2 \cdot (2 + 50/50)) = 0,54$$

$M_d = -0.165049$ кНм згинальний момент

$d_b = 50$ мм - висота поперечного перерізу розкосу в площині вузла

$D = 80$ мм - ширина поперечного перерізу пояса

$t = 5$ мм - товщина стінки пояса

$\alpha_2 = -2.51182$ - кут між віссю пояса і віссю прилеглого елемента (рад)

$\gamma_c = 0.9$ - коефіцієнт умов роботи

$\gamma_d = 1$ - коефіцієнт впливу знака зусилля в сусідньому елементі

$k = 1$ - оскільки умова ($4 \cdot (t_d/\max(d, d_b))^2 - R_{yd}/E = 4 \cdot (5/\max(50, 50))^2 - 240/206000 \leq 0$) - не задовільняється

$R_{yd} = 240$ МПа - розрахунковий опір сталі за текучістю прилеглого елемента

$A_d = 8.6$ см² - площа поперечного перерізу розкосу

$d = 50$ мм - ширина поперечного перерізу розкосу

$g = 15$ мм - половина відстані між суміжними стінками сусідніх елементів

решітки $b = 84.8952$ мм - довжина ділянки лінії перетину розкоса з поясом в напрямку осі пояса

Перевірка розтягнутого розкоса у місцях кріплення до пояса

Зусилля в розкосі $N_4 = 38.69$.

Оскільки умови ($d/D = 50/80 < 0.9$ та $g/b = 15/84.8952 \leq 0.25$) - задовольняються , то несучу здатність розкосу у місці примикання до пояса перевіряють за формулою:

$$|N_4| + 0.5 \cdot |M_d/d_b \cdot 10^3| \cdot (1.4 + 0.018 \cdot D/t) \cdot |\sin \alpha_4| \cdot 10^1 / (\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot k \cdot R_{yd} \cdot A_d) \cdot (3 \cdot (1 + d/d_b)) / (2 \cdot (2 + d/d_b)) = |38.6863| + 0.5 \cdot |0.142887| / (50 \cdot 10^3) \cdot (1.4 + 0.018 \cdot 80/5) \cdot |\sin - 0.82845| \cdot 10^1 / (0.9 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 7.1) \cdot (3 \cdot (1 + 50/50)) / (2 \cdot (2 + 50/50)) = 0.27 < 1$$

$$M_d = 0.142887 \text{ кНм}$$

$d_b = 50$ мм - висота поперечного перерізу розкосу, що примикає, в площині вузла

$D = 80$ мм - ширина поперечного перерізу пояса

$t = 5$ мм - товщина стінки труби пояса

$\alpha_4 = -0.82845$ - кут між віссю пояса і віссю прилеглого елемента (рад)

$\gamma_c = 0.9$ - коефіцієнт умов роботи

$\gamma_d = 1.2$ - оскільки умова ($N_4 = 38.69 > 0$) - задовільняється

$k = 1$ - оскільки умова $(4 \cdot (t_d / \max(d, d_b))^2 - R_{yd} / E = (4 \cdot (4 / \max(50, 50))^2 - 240 / 206000 \leq 0)$ - не задовільняється

$R_{yd} = 240$ МПа - розрахунковий опір сталі за текучістю прилеглого елемента

$A_d = 7.1$ см² - площа поперечного перерізу розкосу

$d = 50$ мм - ширина поперечного перерізу розкосу

$g = 15$ мм - половина відстані між суміжними стінками сусідніх елементів

решітки $b = 67.8533$ мм - довжина ділянки лінії перетину розкосу з поясом в напрямку осі пояса

Перевірка міцності зварних швів кріплення стиснутого розкосу до пояса

$N_2 = -99.95$ кН - зусилля у розкосі

Оскільки умови ($d/D = 50/80 < 0.9$, $g/b = 15/84.8952 \leq 0.25$) та

$(\beta_f R_{wf} / (\beta_z R_{wz})) = (0.7 \cdot 180 / (1 \cdot 166.5) \leq 1)$ - задовільняються, то міцність зварних швів перевіряють за формулою

$$|N_2| + 0.5 \cdot |M_d| / d_b \cdot 10^3 \cdot (1.06 + 0.014 \cdot D/t) \cdot |\sin \alpha_2| \cdot 10^3 / (\beta_f k_f \gamma_c R_{wf} (2 \cdot d_b / (\sin \alpha_2) + d) \cdot \gamma_{wf} / \gamma_n = |-99.9538| + 0.5 \cdot |-0.0825243| / 50 \cdot 10^3 \cdot (1.06 + 0.014 \cdot 80/5) \cdot |\sin -2.51182| \cdot 10^3 / (0.7 \cdot 4 \cdot 0.9 \cdot 180 \cdot (2 \cdot 50 / |\sin -2.51182| + 50) \cdot 1/1 = 0,76 < 1$$

$$M_d = -0.0825243 \text{ кНм}$$

$d_b = 50$ мм - висота поперечного перерізу розкосу в площині вузла

$D = 80$ мм - ширина поперечного перерізу пояса

$t = 5$ мм - товщина стінки пояса

$\alpha_2 = -2.51182$ - кут між віссю пояса і віссю розкоса (рад)

$\beta_f = 0.7$ - коефіцієнт, що враховує технологію зварювання

$k_f = 4$ мм - катет зварного шва

$\gamma_c = 0.9$ - коефіцієнт умов роботи

$R_{wf} = 180$ МПа - розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) по металу шва

$d = 50$ мм - ширина поперечного перерізу розкосу

$\gamma_{wf} = 1$ - коефіцієнт умов роботи шва

$\gamma_n = 1$ - коефіцієнт надійності за призначенням

$\beta_z = 1$ - коефіцієнт, що враховує технологію зварювання

$R_{wz} = 0.45 \cdot 370 = 166.5$ МПа - розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) по металу межі сплавлення

$g = 15$ мм - половина відстані між суміжними стінками сусідніх елементів

решітки $b = 84.8952$ мм - довжина ділянки лінії перетину прилеглого елемента з поясом в напрямку осі пояса

Перевірка міцності зварних швів кріплення розтягнутого розкоса до пояса

$N_4 = 38,69$ кН - зусилля у розкосі

Оскільки умови ($d/D = 50/80 < 0.9$, $g/b = 15/84.8952 \leq 0.25$) та $(\beta_f \cdot R_{wf} / (\beta_z \cdot R_{wz})) = (0.7 \cdot 180 / (1 \cdot 166.5)) \leq 1$ - задовольняються, то міцність зварних швів перевіряють за формулою

$$\begin{aligned} & |N_4| + 0.5 \cdot |M_d / d_b \cdot 10^3| \cdot (1.06 + 0.014 \cdot D/t) \cdot |\sin \alpha_4| \cdot 10^3 / (\beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot (2 \cdot d_b / |\sin \alpha_4| + \\ & d) \cdot \gamma_{wf} / \gamma_n) = |38.6863| + 0.5 \cdot |0.0825243 / 50 \cdot 10^3| \cdot (1.06 + 0.014 \cdot 80/5) \cdot |\sin - \\ & 0.82845| \cdot 10^3 / (0.7 \cdot 4 \cdot 0.9 \cdot 180 \cdot (2 \cdot 50 / |\sin -0.82845| + 50)) \cdot 1/1 = 0,59 < 1 \end{aligned}$$

$M_d = 0.0825243$ кНм

$d_b = 50$ мм - висота поперечного перерізу розкосу в площині вузла

$D = 80$ мм - ширина поперечного перерізу пояса

$t = 5$ мм - товщина стінки пояса

$\alpha_4 = -0.82845$ - кут між віссю пояса і віссю розкосу (рад)

$\beta_f = 0.7$ - коефіцієнт, що враховує технологію зварювання

$k_f = 3$ мм - катет зварного шва

$\gamma_c = 0.9$ - коефіцієнт умов роботи

$R_{wf} = 180$ МПа - розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) по металу шва

$d = 50$ мм - ширина поперечного перерізу розкосу

$\gamma_{wf} = 1$ - коефіцієнт умов роботи шва

$\gamma_n = 1$ - коефіцієнт надійності за призначенням

$\beta_z = 1$ - коефіцієнт, що враховує технологію зварювання

$R_{wz} = 0.45 \cdot 370 = 166.5$ МПа - розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) по металу межі сплавлення

$g = 15$ мм - половина відстані між суміжними стінками сусідніх елементів

решітки $b = 67.8533$ мм - довжина ділянки лінії перетину прилеглого елемента з поясом в напрямку осі пояса

Решту вузлів перевіряємо із використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР. За результатами розрахунків корегуємо перерізи стержнів. Остаточо приймаємо стержні верхнього поясу перерізом $80 \cdot 80 \cdot 5$, стержні нижнього поясу - $80 \cdot 80 \cdot 4$, стержні ґратки крім стержнів 13; 22 - $50 \cdot 50 \cdot 4$, стержні 13; 22 - $50 \cdot 50 \cdot 5$

2.4 Розрахунок рами

На раму діє постійне навантаження, снігове навантаження, вітрове навантаження. Ферму замінюємо стержнем із великою жорсткістю. Постійне розрахункове граничне навантаження у місцях середніх вузлів з врахуванням ваги ферми рівне $2348 + 10000/6 = 4015$ Н. Тимчасове снігове розрахункове граничне навантаження - 26460Н. Вітрове навантаження визначено аналогічно п.2.1 і приведено на рис.2.10

Ветровые нагрузки (ДБН В.1.2-2:2006)
ЛИРА САПР. Киев, Украина.

Исходные данные

Район строительства	Тип сооружения	Схема	Параметры
Тип местности - II	2.Здания с двускатными покрытиями (со стальным каркасом здания) Главный период больше 0.25 сек.		H = 7.20 м
Ветровой район - III	Поверхность - Левая стена		l = 18.00 м
$\omega_0 = 0.49$ КН/м ² $H_0 = 0.24$ км; $C_{alt} = 1.0$ $C_{rel} = 1.0$	Шаг сканирования = 1.00 м		$\alpha = 6.000^\circ$
	T = 60.0 лет; $Y_{fm} = 1.04$; $\eta = 0.020$; $Y_{fe} = 0.21$		b = 60.00 м

Результаты расчета

Привязка, (м)	Эксплуатационная нагрузка, (КН/м ²)	Предельная нагрузка, (КН/м ²)	Привязка, (м)	Эксплуатационная нагрузка, (КН/м ²)	Предельная нагрузка, (КН/м ²)
0.00	0.09	0.44	1.00	0.09	0.44
2.00	0.09	0.44	3.00	0.09	0.44
4.00	0.09	0.44	5.00	0.09	0.44
6.00	0.09	0.46	7.00	0.10	0.48
7.20	0.10	0.49			

Ветровые нагрузки (ДБН В.1.2-2:2006)
ЛИРА САПР. Киев, Украина.

Исходные данные

Район строительства	Тип сооружения	Схема	Параметры
Тип местности - II	2.Здания с двускатными покрытиями (со стальным каркасом здания) Главный период больше 0.25 сек.		H = 7.20 м
Ветровой район - III	Поверхность - Правая стена		l = 18.00 м
$\omega_0 = 0.49$ КН/м ² $H_0 = 0.24$ км; $C_{alt} = 1.0$ $C_{rel} = 1.0$	Шаг сканирования = 1.00 м		$\alpha = 6.000^\circ$
	T = 60.0 лет; $Y_{fm} = 1.04$; $\eta = 0.020$; $Y_{fe} = 0.21$		b = 60.00 м

Результаты расчета

Привязка, (м)	Эксплуатационная нагрузка, (КН/м ²)	Предельная нагрузка, (КН/м ²)	Привязка, (м)	Эксплуатационная нагрузка, (КН/м ²)	Предельная нагрузка, (КН/м ²)
0.00	-0.05	-0.26	1.00	-0.05	-0.26
2.00	-0.05	-0.26	3.00	-0.05	-0.26
4.00	-0.05	-0.26	5.00	-0.05	-0.26
6.00	-0.05	-0.28	7.00	-0.05	-0.29
7.20	-0.05	-0.29			

Рис.2.10 Результаты визначення вітрового навантаження

Тоді погонне по висоті граничне розрахункове вітрове навантаження на ліву колону рівне: внизу до відмітки 5,0 - $0,44 \cdot 6 = 2,64 \text{ кН/м}$, на відмітці 7,2 - $0,49 \cdot 6 = 2,94 \text{ кН/м}$, на праву колону - відповідно $1,56 \text{ кН/м}$ та $1,74 \text{ кН/м}$.

Зусилля в рамі визначаємо в рамках ПК ЛІРА-САПР. Розрахункова схема із нумерацією вузлів, стержнів та вітровим навантаженням представлена на рис.2.11.

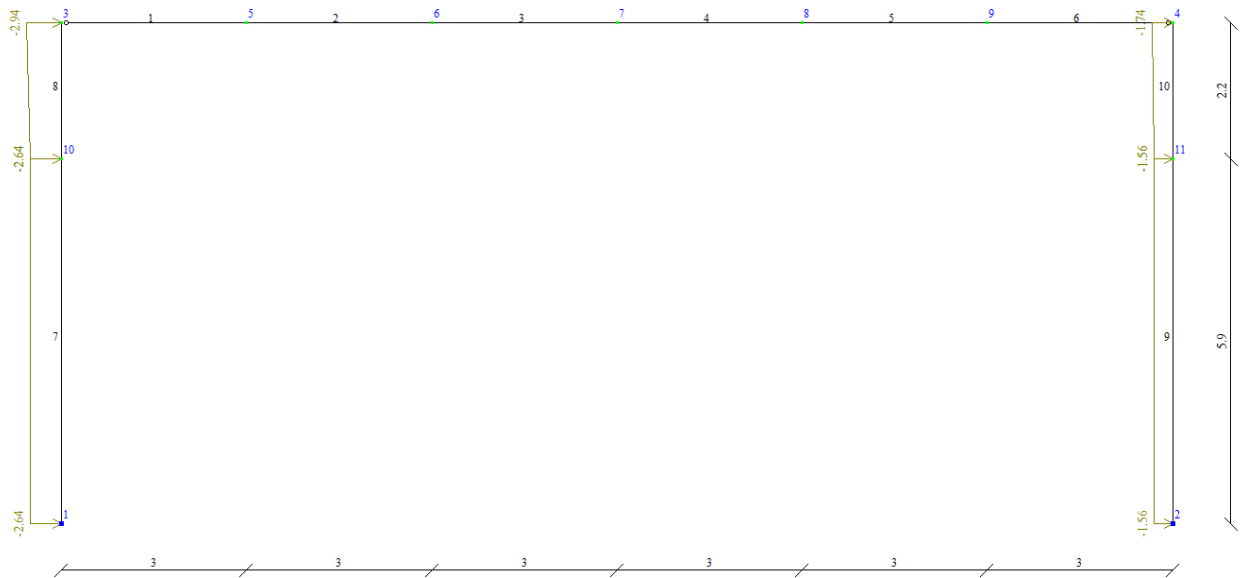


Рис.2.11. Розрахункова схема рами

У таблиці 2.2 приведено отримані в результаті розрахунку РСЗ у перерізах лівої колони рами.

Таблиця 2.2

РСЗ в колоні рами

РСЗ(стержні)						Зусилля						№№ завант
№ елем	№ перер	№ стовпця	Країн/сегм	Група РСЗ	Критерій	N (кН)	Mк (кН*м)	Mу (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qu (кН)	№№ завант
7	1	1	-	A1	1	- 12.045	0.000	75.288	- 20.017	0.000	0.000	1 3
7	1	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
7	2	1	-	A1	1	- 12.045	0.000	48.635	- 16.123	0.000	0.000	1 3
7	2	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
7	2	2	-	A1	6	- 83.487	0.000	43.772	- 14.510	0.000	0.000	1 2 3
7	3	1	-	A1	1	- 12.045	0.000	27.726	- 12.229	0.000	0.000	1 3
7	3	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
7	3	2	-	A1	6	- 83.487	0.000	24.954	- 11.006	0.000	0.000	1 2 3
7	4	1	-	A1	1	- 12.045	0.000	12.561	- 8.335	0.000	0.000	1 3
7	4	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
7	4	2	-	A1	6	- 83.487	0.000	11.305	- 7.501	0.000	0.000	1 2 3
7	5	1	-	A1	1	- 12.045	0.000	3.139	- 4.441	0.000	0.000	1 3
7	5	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
7	5	2	-	A1	6	- 83.487	0.000	2.825	- 3.997	0.000	0.000	1 2 3
8	1	1	-	A1	1	- 12.045	0.000	3.139	- 4.441	0.000	0.000	1 3
8	1	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2

Продовження таблиці 2.2

8	1	2	-	A1	6	- 83.487	0.000	2.825	- 3.997	0.000	0.000	1 2 3
8	2	1	-	A1	1	- 12.045	0.000	1.099	- 2.968	0.000	0.000	1 3
8	2	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
8	2	2	-	A1	6	- 83.487	0.000	0.990	- 2.671	0.000	0.000	1 2 3
8	3	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
8	3	1	-	A1	14	- 12.045	0.000	- 0.119	- 1.454	0.000	0.000	1 3
8	4	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
8	4	1	-	A1	13	- 12.045	0.000	- 0.493	0.101	0.000	0.000	1 3
8	5	1	-	A1	2	- 91.425	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
8	5	1	-	A1	13	- 12.045	0.000	0.000	1.697	0.000	0.000	1 3

На основі отриманих розрахункових сполучень зусиль (РСЗ) в рамках ЛІРА-САІР виконано підбір перерізу колон рами. Результати приведені у таблиці 2.3

Таблиця 2.3

Результати підбору перерізу колони

Колони															
Елемент	НП	Група	Крок ребер (планок)	Проценти вичерпання несучої здатності колони по перерізах, %											Довжина елемента
				нор	CY1	CZ1	CYZ	ГY1	ГZ1	CC	CP	1ГC	2ГC	М.C	
7				Підібрано: 1. Двотавр 35К1 Профіль: 35К1; ГОСТ 26020 - 83 Сталь: С235; ДБН В.2.6-198:2014											
7	1		0.00	18	6	21	0	52	90	29	35	21	90	35	5.90
7	2		0.00	13	14	17	0	52	90	29	42	17	90	42	5.90
7	3		0.00	8	10	11	0	52	90	29	42	11	90	42	5.90
7	4		0.00	5	7	8	0	52	90	29	42	8	90	42	5.90
7	5		0.00	3	4	8	0	52	90	30	42	8	90	42	5.90

3 ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.2 Технологія влаштування бетонних підлог

3.2.1 Обсяги робіт

Згідно проекту площа підлоги становить 1080 м².

3.2.2 Механізми для виконання робіт

Механізми, які застосовуються для виконання робіт приведені у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Механізми для ведення робіт

Робота	Назва машини та механізму
Ущільнення ґрунту щебенем	Самохідний каток.
Влаштування бетонної основи	Бетонувальна машина СМ-241
Влаштування бетонного фінішного покриття	Віброрейка СО-132А, загладжувальна машина СО-170

3.2.3 Визначення кількості матеріалів

Необхідна кількість матеріалів, необхідних для влаштування бетонних підлог наведена у таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Необхідна кількість матеріалів

№	Назва матеріалу	Одиниця вимірювання	Кількість
1	Бетонна суміш для основи, крупність заповнювача 20-40	м ³	162,0
2	Бетонна суміш для покриття, крупність заповнювача 10-20	м ³	54,0
3	Вода для поливу	м ³	10,0
4	Щебінь для ущільнення основи, фракція 40-70	м ³	54,0

3.2.4 Калькуляція трудозатрат

Калькуляцію трудозатрат на влаштування бетонної підлоги виконано в табличній формі (таблиця 3.3).

Таблиця 3.3

Калькуляція трудозатрат на влаштування бетонної підлоги

Назва будівельного процесу	Од.вим.	Обсяг роботи	Затрати праці		Склад ланки, розряд
			На од. люд-год.	На обсяг люд.-дн.	
Ущільнення ґрунту щебенем	100 м ²	10,80	1,74	2,35	1-3р
Влаштування бетонної основи	100 м ²	10,80	7,80	10,53	1-3р, 1-2р.
Влаштування гідроізоляції	100 м ²	10,80	4,16	5,62	1-3р, 1-2р.
Влаштування бетонного покриття	100 м ²	10,80	9,70	13,10	1-4р, 1-3р

3.2.5 Склад бригади

У таблиці 3.4 наведено кількісний та кваліфікаційний склад бригади робітників для виконання робіт із влаштування бетонної підлоги

Таблиця 3.4

Склад бригади для влаштування бетонної підлоги

Назва роботи	Кваліфікація та кількість
Влаштування бетонного покриття	Машиніст 3 розряду - 1 особа, бетонувальники 4 розряду - 4 особи
Влаштування бетонної основи	Бетонувальники 3 розряду - 2 особи, 2 розряду - 2 особи
Ущільнення ґрунту щебенем	Машиніст 3 розряду - 1 особи

3.2.6 Вказівки з технології та організації робіт

Спочатку готують основу під підлогу ущільнюючи ґрунт . Ущільнення здійснюється механічними катками.

Далі влаштовують бетонну основу товщиною 150мм (мінімум 100мм) із бетону класу С16/20. Готову бетонну суміш доставляють бетонозмішувачами та подають у місце бетонування. Бетонування здійснюють смугами через одну. Для відгородження смуг застосовують маякові дошки на гранях смуги, які виставляють по висоті за допомогою нівеліра згідно проектної відмітки поверхні бетонної підготовки. Маякові дошки застосовують товщиною 40-60мм і шириною, рівною висоті підготовки. Дошки кріплять до основи коликami, розміщеними з інтервалом не рідше 1,5м та заглибленими на 30 см. Якщо грань забетонованої смуги межує із деформаційним швом, то її перед бетонуванням сусідньої смуги обмазують шаром бітуму товщиною 1,5 - 2 мм. Усадочні шви створюють вкладанням у свіжу бетонну суміш металевої смуги товщиною 5 мм. Смуга повинна бути заглиблена у бетон на третину товщини бетонної підготовки. Приблизно через пів години після укладки металевої смуги видаляють. Пізніше, після набору бетоном міцності, шви заповнюють бітумом.

Бетонні покриття виконують при температурі матеріалу та основи не нижчій 5°C. При тому ця температура повинна підтримуватися до набрання бетоном, як мінімум 50% міцності. Для приготування покриття застосовують портландцемент марки не нижче 400 та щебінь крупність якого не перевищує 0,6 товщини покриття. Клас бетону приймаємо С16/20 (не нижче С12/15). Для покращення якості поверхні та зменшення трудомісткості робіт до складу бетону вводять ефективні пластифікатори, які суттєво збільшують рухливість бетонної суміші.

На очищений шар бетонної основи вздовж осей А, В встановлюють дерев'яні або металеві маякові рейки. Відстань від стіни до першого ряду рейок 0,5м. Відстань між рейками не більше 3,0м. Маякові рейки вирівнюють по

рівню на проектній відмітці винесеній попередньо на стінку та фіксують на цементному розчині. Перед початком укладання бетонного покриття основу зволожують. Бетонну суміш покриття доставляють безпосередньо до місця бетонування бетонозмішувачами, вкладають між маяковими рейками смугами через одну та розрівнюють. Вирівняна поверхня повинна бути на 4-5мм вище маякових рейок з урахуванням ущільнення при вібруванні. Бетон ущільнюють віброрейками з пересуванням направляючих по маякових рейках паралельно до поверхні яка обробляється. У місцях контакту із колонами вкладаються прокладки із руберойду. Час вібрування, враховуючи незначну товщину бетонного покриття, є мінімальним і визначається появою вологи на поверхні. Швидкість пересування віброрейки біля 1м/хв. Вал вібратора повинен обертатися в напрямку руху рейки. У важкодоступних місцях ущільнюють трамбівкою вагою 10 кг.

Після ущільнення і схоплення бетонної суміші здійснюють обробку поверхні спеціальними машинами для затирання та загладжування поверхні бетону. Робочим органом цих машин є диск для затирання. При цьому формується поверхня покриття. Через 2-5год здійснюють повторну обробку покриття спеціальними машинами із лопастями.

Як відомо бетон повинен набирати міцність у вологому середовищі. Для цього поверхню покривають мішковиною та поливають водою на протязі 7-10 діб. В цей період поверхня завжди повинна бути вологою. Мішковина дозволяє рівномірно розподілити вологу і не допускає спливу води у нижчі місця і як результат локального висихання, що призведе до утворення тріщин.

3.2.7 Контроль якості робіт

Підлога повинна бути рівною і перевіряється 2-х метровою рейкою. Зазор між рейкою і покриттям підлоги повинен бути не більше 1мм. Зазор між рейкою та поверхнею підстилаю чого шару повинен бути не більше 10мм. Відхилення від горизонтальності площини повинно бути не більше 0,2 від

відповідного розміру приміщення і не більше 50мм. На підлозі не допускаються тріщини і пори.

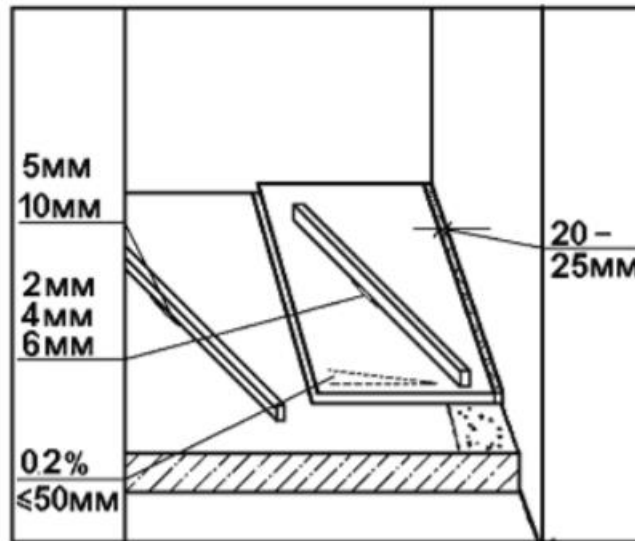


Рис.3.1 Допустимі відхилення

Виконання робіт із влаштуванні бетонного покриття контролює майстер. Здійснюється контроль таких операцій: якість підготовки основи, якість матеріалів, якість укладки бетонної суміші. Контролю підлягають наступні параметри: ступінь ущільнення бетонної суміші, товщина шару покриття, горизонтальність поверхні, рівність поверхні підлоги, наявність температурних швів та їх відповідність проекту, дотримання температурних та вологісних умов набору міцності бетону. Способи контролю: візуально, за допомогою засобів вимірювання розмірів (метр складний, рулетка), нівеліром, рівнем будівельним, двохметровою рейкою. Контроль здійснюється на усіх етапах: підготовка до бетонування, процес бетонування, процес схоплення та набору міцності бетоном.

3.3 Календарний план будівництва

3.3.1. Визначення об'ємів робіт

Відомість об'ємів робіт

Таблиця 3.5

№ п/п	Назва робіт	Од.вим	Кількість
1	Роботи підготовчого періоду	.	
2	Розвантаження та складування конструкцій	т	89
3	Зрізка рослинного шару	1000 м ²	4,71
4	Влаштування траншей під фундаменти	100 м ³	3,9
5	Зачищення дна траншей	100 м ²	2,6
6	Влаштування піщаної основи під фундамент	100 м ²	2,6
7	Монтаж фундаментів	шт	26
8	Зворотне засипання пазух із трамбуванням	100 м ³	3,5
9	Монтаж сталевих колон	шт/т	22/27,0
10	Монтаж сталевих зв'язків по колонах	шт/т	2/0,9
11	Постановка болтів	100 шт	1,04
12	Зварювання	10 п.м.	0,3
13	Укрупнення кроквяних ферм	шт/т	11/12,2
14	Монтаж кроквяних ферм	шт/т	11/12,2
15	Монтаж зв'язків по кроквяних фермах	шт/т	30/8,6
16	Монтаж прогонів	шт/т	80/11,5
17	Укладання профільованого настилу	100 м ²	11,90
18	Постановка шурупів	100 шт	24
19	Влаштування бетонної підлоги	100 м ²	10,80
21	Монтаж торцевих стійок фахверка	шт/т	8/5,8
22	Монтаж воріт	шт	2
23	Монтаж ригелів стінового огородження	шт/т	150/12,7

Продовження таблиці 3.5

24	Монтаж стінового огороження	100 м ²	10,40
25	Постановка шурупів	100 шт	35
26	Монтаж вікон	100 м ²	0,72
27	Навішення ринв	п.м.	122

3.3.2. Вибір крану для монтажу

Виконаємо підбір крана необхідного для монтажу конструкцій. Кран підбирається за параметрами: висота підйому гачка, вантажопідйомність, виліт стріли.

1. Монтажна висота підйому гачка H_m визначається за співвідношенням

$$H_m = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

h_1 – висота від рівня основи монтажного крану до відмітки опори, на яку встановлюється елемент, м.

h_2 - висота над опорою на яку піднімається конструкція при монтажі; як правило приймається 0,5 – 1 м

h_3 – висота елемента, що монтується.

h_4 – висота строп чи інших вантажно-захватних пристроїв, що використовуються при монтажі.

Для нашого проекту вказані параметри приймають наступні значення:

$$h_1 = 8.40 \text{ м}$$

$$h_3 = 0.035 \text{ м}$$

$$h_4 = 1,5 \text{ м}$$

$$H_m = 8,40 + 1 + 0,035 + 1,5 = 10,94 \text{ (м)}$$

2. Необхідну вантажопідйомність (Q_m) визначають, як суму мас конструкції, що монтується, і монтажних засобів, які піднімаються разом з конструкцією при монтажі.

$$Q_m = Q + \sum g$$

Q – маса елемента, що монтується, т.

g – маса монтажних засобів, т.

$$Q_m = 1,0 + 0,2 = 1,2 (\text{т})$$

3. Виліт стріли.

При монтажі довгих елементів кут приймаємо в межах $45^\circ - 60^\circ$. Приймаємо $\alpha = 60^\circ$. Тоді довжина стріли рівна:

$$L_c = (H_0 - h_c) / \sin \alpha + (B + 2S) / (2 \cos \alpha) = (9,5 - 1,5) / \sin 60^\circ + (6 + 2 \cdot 1,5) / (2 \cos 60^\circ) = 18,24 \text{ м.}$$

Тоді виліт стріли рівний:

$$l_{\text{впл}} = L_c \cdot \cos \alpha + d = 18,24 \cdot 0,5 + 1,5 = 10,62 \text{ м}$$

Приймаємо для монтажу кран на автомобільному шасі КТА-18. Характеристики крану приведені на рис. 3.2

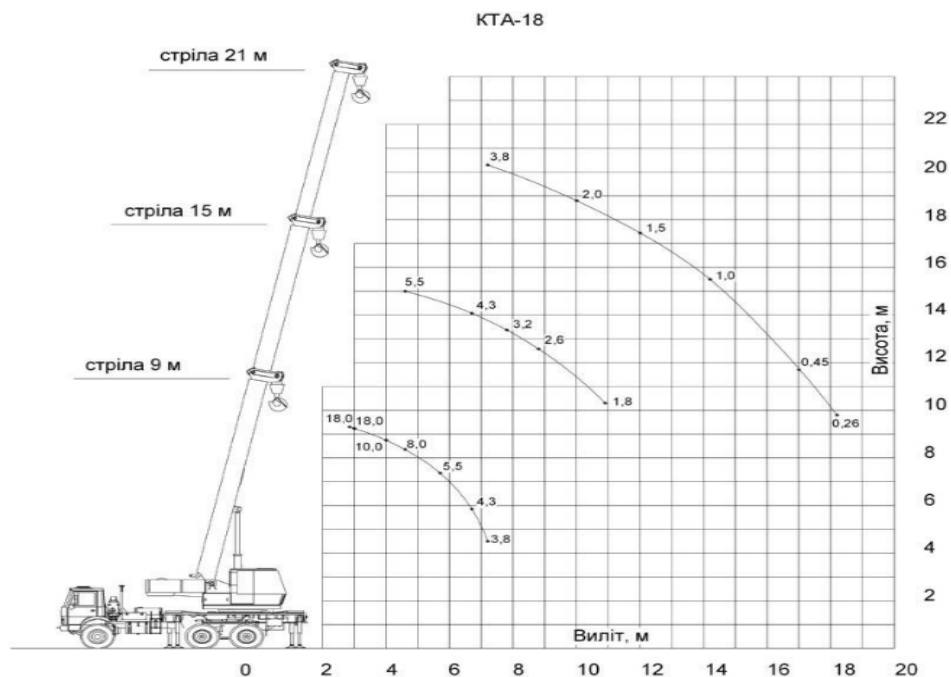


Рис.3.2. Технічні характеристики крану КТА-18

3.3.3. Розробка календарного плану

Згідно нормативних вимог об'єктний календарний план в складі проекту виконання робіт розробляється для нескладних об'єктів. Календарний

план розробляють відповідно до вимог норм ДБН А.3.1-5:2016 (додаток Л) [11]. У календарному плані з умов техніки безпеки та оптимізації процесів задається послідовність виконання робіт та визначаються їх терміни. Згідно ДБН А.3.1-5:2016 [11] проект виконання робіт також містить графіки: руху робітників (виконується згідно додатку Л.4 [11]), постачання, конструкцій та матеріалів (виконується згідно додатку Л.2 [11]), роботи основних машин та механізмів (виконується згідно додатку Л.5 [11]).

Порядок розробки об'єктного календарного плану виконання робіт:

- формують перелік будівельних робіт;
- визначають методи виконання робіт;
- підраховують об'єми робіт;
- підраховують необхідні матеріали та конструкції;
- згідно нормативів підраховують працемісткість робіт та їх тривалість;
- встановлюють послідовність робіт;
- складають графік виконання робіт;
- будують графік руху робітників;
- складають графік надходження на об'єкт конструкцій та матеріалів;
- будують графік роботи на об'єкті основних будівельних механізмів та машин.

У дипломній роботі об'єми робіт приймаємо згідно робочих креслень. Об'єми робіт підготовчого періоду, розвантаження та складування конструкцій та матеріалів, електромонтажні та сантехнічні, роботи з влаштування вентиляція та невраховані роботи приймають в відсотках до загального об'єму робіт.

Працемісткість кожної роботи приймаємо згідно норм [12]. Загальні працезатрати на виконання кожного виду робіт визначають як добуток об'єму робіт на нормативну працемісткість. Склад працюючих бригад, кількість необхідних машин та механізмів приймають відповідно до технологічних вимог та необхідних термінів будівництва.

3.4 Будгенплан

3.4.1 Загальні положення

Будівельний генеральний план (будгенплан) - це план будівельного майданчика з показаним розміщенням будівель, що будуються, доріг, складів, монтажних кранів тимчасового енергопостачання та ін.

Рух транспорту на будівельному майданчику запроектовано за кільцевою схемою. Передбачено окремі в'їзд та виїзд з території будівництва. Ширина доріг 7м. У місцях прилеглих до складів передбачені розширення дороги до 9,6м

На будмайданчику запроектовано склади для зберігання будівельних конструкцій та матеріалів (закритий склад, склад-навіс та відкрита площадка), а також адміністративно-побутові приміщення (офіс, кімната відпочинку, гардеробна, душові, туалет та ін.)

Відкриті склади конструкцій та матеріалів розміщені в зоні дії крану. При складуванні матеріалів та конструкцій дотримано вимог норм: проходи між штабелями шириною не меншою за 0,7 м; відстань між проходами 25-30 м; штабелі матеріалів розміщені від краю дороги не далше ніж 0,5м.

При недостатній освітленості будівельний майданчик освітлюється прожекторами.

Дощові та талі поверхневі води відводяться створенням ухилу 1-2 % і в дощовий відстійник.

Доступ сторонніх осіб у монтажну зону обмежується огорожею висотою 1.2м з встановленням відповідних знаків та табличок. Гаки вантажопідйомних кранів обладнані запобіжними засобами. Робота крану дозволяється при силі вітру до 6 балів (до 10-12м/с).

3.4.2 Розрахунок освітлення будмайданчика

Будівельний майданчик у темну пору доби освітлюється прожекторами. Необхідна кількість прожекторів для освітлення:

$$n = \frac{\rho ES}{P_l};$$

де ρ – питома потужність прожектора, Вт/(м²·лк

E –освітленість, лк;

S – площа будмайданчика, що освітлюється, м²;

P_l – потужність лампи прожектора, Вт

Тоді отримаємо:

$$n = \frac{0.25 \cdot 2 \cdot 13359}{1000} = 6,7;$$

Приймаємо 7 прожекторів з індивідуальним розміщенням опор.

3.4.3 Визначення площ адміністративно-побутових споруд

На будівельному майданчику розміщуються тимчасові будівлі із приміщеннями санітарно-побутового і адміністративного призначення. Їх площі визначають виходячи із максимальної кількості працівників на будмайданчику. При цьому враховують кількість робітників згідно календарного графіку, а також інженерно-технічних працівників, службовців, допоміжного персоналу (у процентному відношенні до робітників). Розрахунок кількості працівників приведено у таблиці 3.6.

Таблиця 3.6

Працівники на будмайданчику за категоріями

№	Категорії	%	К-сть	В т.ч.	
				чол. 70%	жін. 30%
1	Робітники	83,9	9	7	2
2	Інженерно-технічні працівники	11	1	1	-
3	Службовці	3,6	1	-	1
4	Обслуговуючий персонал	1,5	1	1	-
	Разом	100	12	9	3

Площа приміщень визначається, як добуток нормативного показника на кількість працівників, що користуються приміщенням. Розрахунок приведено у таблиці 3.7.

Таблиця 3.7

Відомість площ адміністративно-побутових приміщень, м²

№	Назва приміщення	Нормативний показник	Кількість працівників, що користуються приміщенням	Необхідна площа приміщення
1	Гардероб			
	- для чолов.	1,5	9	13,5
	- для жінок	1,5	3	4,5
2	Душова:			
	- для чолов.	0,82	9	7,38
	- для жінок	0,82	3	2,46
3	Офіс	4	2	8

Площі приміщень повинні бути не меншими за отримані в результаті розрахунків (табл.3.7).

4 ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ

4.1 Об'єктний кошторис

на будівництво об'єкта: Ангар площею 1100 м.кв.

Кошторисна вартість	1924.88	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	169.71	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	514.29	тис.грн.
Вимірник одиничної вартості (будівельний об'єм = 8424 м3)	228.50	грн

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість, тис. грн.					Кошторисна трудоміст., тис.люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис.грн.	Показн. одинич. вартості, грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	установка, меблів	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	УРН	Загальнобудів. роботи	1684.8				1684.80	166.80	505.44	200.00
2	УРН	Опалення	0.00				0.00	0.00	0.00	0.00
3	УРН	Вентиляція	21.06				21.06	2.08	6.32	2.50
4	УРН	Водопровід	0.00				0.00	0.00	0.00	0.00
5	УРН	Каналізація	0.00				0.00	0.00	0.00	0.00
6	УРН	Електроосвітлення	8.42				8.42	0.83	2.53	1.00
7	УРН	Технол. обладнання		0.00	210.60		210.60	0.00	0.00	25.00
		Всього	1714.28	0.00	210.60	0.00	1924.9	169.71	514.29	228.50

4.2 Зведений кошторисний розрахунок

Ангар площею 1100 м.кв.

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість			Інші витрати	Загальна розрах. кошт. вартість, тис. грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Глава 1	Підготовка території будівництва	34.29	0.00			34.29
		Всього для глави 1	34.29	0.00			34.29
	Глава 2	Основні об'єкти будівництва					
2	02_01	Ангар площею 1100 м.кв.	1714.28	0.00	210.60	0.00	1924.88
		Всього для глави 2	1714.28	0.00	210.60		1924.88
3	Глава 3	Об'єкти підсобного та обслуговувального призначення	257.14	0.00			257.14
		Всього для глави 3	257.14	0.00			257.14
4	Глава 4	Об'єкти енергетичного господарства	85.71	0.00			85.71
		Всього для глави 4	85.71	0.00			85.71
5	Глава 5	Об'єкти транспортного господарства і зв'язку	51.43	0.00			51.43
		Всього для глави 5	51.43	0.00			51.43
6	Глава 6	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепlopостачання та газопостачання	137.14	0.00			137.14
		Всього для глави 6	137.14	0.00			137.14
7	Глава 7	Благоустрій та озеленення території	54.00				54.00
		Всього для глави 7	54.00				54.00
		Всього для глав 1-7	2334.00	0.00	210.60	0.00	2544.60
8	Глава 8	Тимчасові будівлі і споруди	61.71	0.00			61.71
		Всього для глави 8	61.71	0.00			61.71
		Всього для глав 1-8	2395.71	0.00	210.60	0.00	2606.31
9	Глава 9	Інші роботи і витрати					
						0.00	0.00
		Всього для глави 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		Всього для глав 1-9	2395.71	0.00	210.60	0.00	2606.31
10	Глава 10	Утримання служби замовника і авторський нагляд					
11		Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд)				78.19	78.19
12		Здійснення авторського нагляду				0.00	0.00
		Всього для глави 10	0.00	0.00	0.00	78.19	78.19
13	Глава 11	Підготовка експлуатаційних кадрів				26.06	26.06
		Всього для глави 11	0.00	0.00	0.00	26.06	26.06
14	Глава 12	Проектні та випусквальні роботи					
15		Кошторисна вартість проектно-випусквальних робіт				0.72	0.72
		Всього для глави 12	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72
		Всього для глав 1-12	2395.71	0.00	210.60	78.91	2685.22
		Кошторисний прибуток (П)	2395.71	0.00			2395.71
		Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва (Р)				96.67	96.67
		Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)				268.52	268.52
		Разом (гл1-12 + П + Р + І)	2395.71	0.00	210.60	444.10	3050.41
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва, всього				677.19	677.19
		В тому числі:					
		а) відрахування коштів у державний інноваційний фонд				30.50	30.50
		б) Відрахування коштів на виконання робіт та послуг з розвитку доріг загального користування				36.60	36.60
		в) ЦДВ				610.08	610.08
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	2395.71	0.00	210.60	888.20	3494.52
		Зворотні суми					9.26

4.3 Економічний ефект

Економічний ефект від скорочення термінів будівництва отримують у сфері експлуатації та у сфері будівництва. У сфері експлуатації ефект отримують від дострокового введення в дію об'єкту. Його величину обчислюють за формулою:

$$E_d = E_H \times \Phi (T_1 - T_2)$$

де: E_H - нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень ($E_H = 0,15$).

Φ -	вартість спорудження об'єкту,	тис.грн.
$\Phi =$	1924.9	тис.грн.
T_1 -	0.21	року - нормативний термін будівництва
T_2 -	0.19	року тривалість будівництва за проєктом
$E_d =$	4.81	тис.грн.

У сфері будівництва ефект отримують завдяки економії умовно-постійних накладних витрат. Його величину визначають за формулою:

$$E_6 = 0,5 H \left(1 - \frac{T_1}{T_2} \right)$$

де: 0,5 - частка умовно-постійних у загальній сумі накладних витрат. H - накладні витрати в складі кошторисної вартості. Для розрахунку суми накладних витрат приймаємо норму накладних витрат -20,6%. Взявши кошторисну вартість об'єкту (K) отримуємо:

$$H = K \times 0,206$$

$$K = 1924.88 \quad \text{тис.грн.}$$

$$H = 1924.88 \times 0,206 = 396.53 \quad \text{тис.грн.}$$

Тоді ефект від економії умовно-постійних накладних витрат становить:

$$E_6 = 77.00 \quad \text{тис.грн.}$$

Загальний ефект від скорочення термінів будівництва буде:

$$E_3 = E_d + E_6$$

$$E_3 = 81.81 \text{ тис.грн.}$$

Економічний ефект від використання прогресивних конструкцій визначають за порівнянням з базовим варіантом. Порівнюючи вартість будівництва об'єкту за проектом з типовим вирішенням, визначаємо ефект, що зумовлений прогресивним конструктивним рішенням.

За типовим проектом вартість загальнобудівельних робіт становить

$$1853.28 \text{ тис.грн.}$$

Для нашого проекту вартість загальнобудівельних робіт становить

$$1684.80 \text{ тис.грн.}$$

Ефект становить:

$$E_k = 168.48 \text{ тис.грн.}$$

З врахуванням галузевого індекса ($K=1,104$) та коефіцієнтів збільшення прямих накладних затрат і планових нагромаджень цей ефект становитиме:

$$E_k = 168.48 \times 1,104 \times (1+0,9792+0,1009+0,0881)$$

$$E_k = 403.29 \text{ тис.грн.}$$

Сумарний економічний ефект становить:

$$E_c = E_3 + E_k = 485.10 \text{ тис.грн.}$$

4.4 Техніко-економічний аналіз прийнятих рішень

Основні показники дипломного проекту

Показники	Показники по дипломному проекту
А. Показники об'ємно-планувального і конструктивного рішення	
1. Коефіцієнт забудови	0.1
2. Коефіцієнт збірності	0.83
Б. Показники кошторисної вартості	
3. Загальна кошторисна вартість будівництва, тис.грн. в тому числі кошторисна вартість БМР, тис.грн.	3494.52 2395.71
4. Вартість одного метра кубічного будови, грн.	228.50
В. Показники проекту виробництва	
5. Загальні трудовозатрати на БМР, людино-днів	255
6. Трудовозатрати на 1 м. кубічний будівлі, люд.-днів/м.кубічний	0.03
7. Максимальна кількість робітників на БМР люд.	9
8. Середня кількість робітників на БМР люд.	5
9. Середня продуктивність одного робітника в день на будівництві об'єкту, тис. грн./люд.днів	9.39
10. Тривалість будівництва об'єкту, місяці а) нормативна б) проектна	2.5 2.3
11. Сумарний економічний ефект, тис.грн. в тому числі: а) від прийнятих прогресивних проектних рішень б) від скорочення термінів будівництва.	485.10 403.29 81.81

5 ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1 Основні положення безпечного виконання бетонних робіт

До самостійної роботи бетонярем допускаються особи, які:

- досягли 18 річного віку і мають відповідну кваліфікацію;
- пройшли медичний огляд у встановленому порядку та не мають медичних протипоказань;
- пройшли вступний інструктаж з охорони праці;
- пройшли спеціальне навчання, первинний інструктаж та оволоділи практичними навичками безпечного ведення робіт під час стажування протягом 2-15 змін (залежно від стажу, досвіду і характеру роботи).

Бетоняр зобов'язаний:

- користуватися засобами колективного та індивідуального захисту;
- додержуватись зобов'язань щодо охорони праці, передбачених колективним договором (угодою, трудовим договором) та правилами внутрішнього трудового розпорядку;
- проходити у встановленому порядку попередні та періодичні медичні огляди;
- співробітничати з роботодавцем у справі організації безпечних і нешкідливих умов праці, особисто вживати посильних заходів щодо усунення будь-якої виробничої ситуації, яка створює загрозу його життю чи здоров'ю, або людей, які його оточують, повідомляти про небезпеку свого безпосереднього керівника або іншу посадову особу.

У процесі невиконання робіт бетоняр повинен користуватися виданим йому спецодягом. Це:

- штани брезентові;
- куртка бавовняна;
- рукавиці комбіновані;
- чоботи гумові або черевики шкіряні. На роботах з віброінструментом:
- рукавиці антивібраційні замість рукавиць комбінованих;

- штани на утепленій підкладці;
- валянки бавовняні.

Бетоняр має право відмовитися від дорученої роботи, якщо створилася виробнича ситуація, небезпечна для його життя чи здоров'я або для людей, які його оточують, і навколишнього природного середовища. Факт наявності такої ситуації підтверджується спеціалістами з охорони праці підприємства за участю представника профспілки і уповноваженого трудового колективу.

5.2 Небезпечні та шкідливі чинники при бетонуванні

Фізичні небезпечні та шкідливі виробничі чинники:

- машини і механізми, що рухаються;
- підвищена запиленість повітря робочої зони;
- підвищена або знижена вологість повітря;
- підвищена або знижена температура повітря робочої зони;
- підвищена рухомість повітря;
- недостатня освітленість робочої зони;
- підвищена сонячна радіація;
- розміщення робочого місця на значній щодо поверхні землі або підлоги висоті (глибині).

Психофізіологічні небезпечні та шкідливі виробничі чинники:

- фізичні перевантаження (статичні, динамічні);
- нервово-психічні перевантаження (монотонність праці, емоційні перевантаження).

5.3 Вимоги безпеки перед початком бетонних робіт

Перед початком робіт бетоняр зобов'язаний:

- Перевірити справність спецодягу, спецвзуття, засобів індивідуального захисту. Одягнути їх.
- Перевірити справність застосовуваних інструментів і пристосувань та їх заземлення.

- Очистити робоче місце і проходи до нього від сторонніх предметів, сміття, а взимку - від снігу та криги і посипати піском.
- Візуальним оглядом впевнитись у справності риштувань або підмостків, перевіривши при цьому вертикальність стійок, цілісність робочих настилів і огороження, вузли кріплення елементів.
- Упевнитися в тому, що для проходу до робочого місця, яке розташоване на висоті або в котловані чи траншеї, а також для переходу з однієї конструкції на іншу, або по ділянках укладеної арматури, встановлені драбини, перехідні містки.
- Оглянути зону електропрогрівання бетону. Зона повинна бути обгородженою і позначеною попереджувальними написами та плакатами.
- Отримати у працівника електротехнічного персоналу дозвіл на експлуатацію електрообладнання.
- Перевірити наявність огорож у небезпечній зоні будівельних робіт.

5.4 Вимоги безпеки під час виконання бетонних робіт

1. Перед пуском обладнання перевірити огорожу на всіх його відкритих рухомих частинах.

Виявивши несправність механізмів та інструментів, а також огорож, припинити роботу і негайно повідомити керівника робіт.

2. Під час роботи з ручним інструментом (скребки, бучарди, лопати, трамбівки) стежити за справністю ручок, цілісністю насаджування на них інструментів, а також за тим, щоб робочі поверхні інструментів не були пошкоджені, затуплені тощо.

3. Вмикати машини, електроінструменти і освітлювальні лампи лише за допомогою комутаційних апаратів. Не дозволяється з'єднувати і роз'єднувати електродроти, що перебувають під напругою.

У разі необхідності продовження електродротів, викликати електрика.

4. У холодний час року користуватися приміщеннями, спеціально відведеними для обігрівання. Обігріватися в котельнях, колодязях теплотрас, у бункерах, а також калориферами забороняється.
5. При подачі бетонної суміші конвеєром його верхній кінець розташовувати над вантажоприймальним майданчиком на довжину не менше 0,5 м.
6. Під час роботи конвеєра стежити за його стійкістю, а також за справністю захисних навісів, що огороджують конвеєр над проходами і проїздами.
7. У разі ковзання стрічки конвеєра зупинити конвеєр і викликати чергового слюсаря.
8. Очищати ролики і стрічку конвеєра від налиплого бетону, а також натягувати і укріплювати стрічку можна лише при вимкненому електродвигунові. При цьому на пускачеві необхідно вивісити застережний напис: „Не вмикати!\", а запобіжники зняти. Знімати запобіжники може лише електрик.
9. Переходити через конвеєр спеціальними містками з перилами.
10. При піднятті бетонної суміші кранами перевірити надійність кріплення бадді чи контейнера до гака крана, справність тари і секторного затвора. Відстань від низу бадді чи контейнера в момент вивантаження до поверхні, на яку відбувається вивантаження, не повинна бути більше 1 м.
11. При доставці бетону в автосамоскиді слід дотримуватися таких правил: у момент підходу самоскида бетоняріві слід перебувати на узбіччі, протилежному тому, на якому відбувається рух;
 - не дозволяється підходити до самоскида до повної його зупинки, стояти біля бункера укладача і перебувати під піднятим вантажем у момент розвантаження самоскида;
 - піднятий кузов очищати від налиплого бетону совковою лопатою чи скребком з довгим держакком; не можна бити по дну кузова знизу під час очищення, треба стояти на землі. Стояти на колесах і бортах самоскида забороняється;
 - не можна проходити по проїжджій частині естакад, на яких пересуваються самоскиди.

12. Перед початком укладки бетонної суміші в опалубку перевірити:

- кріплення опалубки, риштувань і робочих настилів;
- кріплення до опор завантажувальних воронок, лотків і хоботів для спускання бетонної суміші в конструкцію, а також надійність скріплення окремих ланок металевих хоботів один з одним;
- стан захисних козирків чи настилу навколо завантажувальних воронок.

13. Перед укладкою бетонної суміші у форми перевірити правильність і надійність монтажних петель.

14. Укладати бетон в конструкції, розташовані нижче рівня його подачі на 1,5 м, лише по лотках, ланкових хоботах і віброхоботах.

15. При укладанні бетонної суміші з негороджених майданчиків на висоті понад 3 м, а також при бетонуванні конструкції, що мають ухил понад 30 градусів (карнизи, ліхтарі, покриття), бетоняр повинен працювати із застосуванням запобіжного пояса, прикріпленого до надійних опор.

16. Бетонувати стики збірних елементів на висоті до 5,5 м слід із звичайних риштувань, а при більшій висоті - із спеціальних.

17. Бетонна суміш в той чи інший віброхобот видається за вказівкою виконроба чи майстра за допомогою заздалегідь обумовленої сигналізації.

18. Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами бетоняреві слід виконувати такі вимоги:

- перевіряти справність електровібратора шляхом його у підвішеному стані протягом 1 хвилини, при цьому не можна вpirати наконечник у тверду основу.

- вмикати електровібратор лише з допомогою комутаційних апаратів.
- тягнути вібратор за шланговий дріт чи кабель при його переміщенні захищається.

- у разі обриву дротів, що перебувають під напругою, іскріння контактів і несправності електровібратора слід припинити роботу і негайно повідомити про це майстра (виконроба).

- робота з вібратором на приставних драбинах, а також на нестійких риштуваннях, настилах, опалубці тощо забороняється.
- при роботі з електровібратором слід одягати гумові діелектричні рукавиці чи боти.
- щоб уникнути падіння вібратора, слід прикріпити його до опори конструкції сталевим канатом.
- притискати руками переносний вібратор до поверхні укладеного бетону забороняється. Переміщати вібратор вручну під час роботи дозволяється лише з допомогою гнучких тяг.
- при роботі вібратором з гнучким валом необхідно забезпечити прямий напрям валу, в крайньому разі - з невеликими плавними вигинами.
- не можна допускати утворення на валу петель.
- при тривалій роботі вібратором необхідно через кожні півгодини вимикати його на п'ять хвилин для охолодження.
- під час дощу вібратори слід вкривати брезентом чи забирати у приміщення.
- під час перерви у роботі, а також переходу з одного місця на інше вібратори треба вимикати.

19. Стояти на формі чи на бетонній суміші при її ущільненні забороняється.

20. Бетоняр, якій бетонує конструкції, що підлягають електропрогріванню, повинен пройти спеціальний інструктаж з безпечних методів роботи.

21. Працівники, що працюють поблизу ділянок, які прогріваються, повинні бути попереджені про небезпеку ураження електричним струмом.

22. Ділянки бетону, які прогріваються, повинні бути огорожені, а вночі добре освітлені. Огорожу встановлюють на відстані не менше 3 м від межі ділянки, що перебуває під струмом.

На межах ділянки слід вивішувати застережні плакати і написи: „Небезпечно!“, „Струм ввімкнено!“, а також правила надання першої допомоги при ураженні струмом.

23. Роботи з електропрогрівання бетону повинні проводитись під наглядом електротехнічного персоналу. Перебування людей на ділянках електропрогрівання і виконання будь-яких робіт забороняється, за винятком вимірювання температури.
24. У зоні робіт з електропрогрівання обов'язково повинна бути сигнальна лампочка, що розташована на видному місці та загоряється при вмиканні струму на ділянці. Починаючи з цього моменту, на робочому майданчику можуть перебувати лише особи, що обслуговують установку.
25. Бетоняр, що виконує електропрогрівання, зобов'язаний працювати в діелектричному гумовому взутті і таких же рукавицях; інструмент повинен мати ізольовані ручки.
26. Перед бетонуванням слід переконатися, що ділянка, яка прогрівалась, не перебуває під струмом.
27. При бетонуванні на погано освітлених ділянках дозволяється користуватись переносними лампами напругою не більше 12 В.
28. Перед вивантаженням бетонної суміші бетоняр зобов'язаний переконатися в правильності розташування арматури і електродів. Відстань між електродами і арматурою повинна бути не менше 5 см. Бетонну суміш необхідно розвантажувати дуже обережно, не зрушуючи електроди.
29. Поливати бетон можна лише після зняття напруги в конструкціях, що прогрівалися.
30. Перед електропрогріванням бетону для кращого контакту з дротами кінці електродів, які виступають, необхідно очистити від бетонної суміші. Після закінчення електропрогрівання кінці електродів, що виступають з бетону, слід зрізати.
31. Працювати на майданчику, де проводиться електропрогрівання бетону, не дозволяється. Виконувати роботи слід спеціальним монтерським інструментом із застосуванням діелектричних рукавиць і калош. Інструменти повинні мати ізольовані ручки.

32. Вимірювати температуру бетону слід в діелектричних гумових калошах і рукавицях. При цьому необхідно бути дуже обережним, не підходити впритул до конструкції, а також не опиратися на неї. Роботи по можливості виконують однією рукою, тримаючи другу за спиною чи збоку.

33. Перевіряти наявність напруги на частинах електроустановки рукою забороняється. Для цього слід застосовувати струмошукачі чи контрольні лампи, які мають на кінцях дротів наконечники.

34. Ходити чи перевозити бетон у зоні електропрогрівання, що перебуває під напругою, дозволяється лише по спеціально влаштованих ходах і риштуваннях.

35. При електропрогріванні монолітних конструкцій, бетонованих частинами, не забетонована арматура, зв'язана з ділянкою, що прогрівається, повинна бути заземлена.

5.5 Вимоги безпеки після закінчення бетонних робіт

Після закінчення бетонних робіт необхідно:

- Відключити від мереж електроживлення за допомогою комутаційних апаратів пристосування та інструмент, що використовувались під час роботи.
- Механізми і шлангові розчинопроводи очистити від бетонної суміші та бруду.
- Привести у порядок робоче місце і проходи.
- Ручний інструмент і пристосування очистити від розчину і прибрати в місце їх зберігання.
- Зняти і привести в порядок спецодяг, спецвзуття та інші засоби індивідуального захисту.
- Про всі помічені під час роботи недоліки повідомити майстра.

5.6 Охорона ґрунтового-рослинного шару

При прив'язці проекту до місцевих умов передбачено максимальне зберігання існуючого ландшафту і влаштування організованого стоку атмосферних опадів.

Перед виконання будівельно-монтажних робіт передбачається верхній родючий шар ґрунту зрізати. Необхідно зрізати родючий ґрунт товщиною 0,30м. Більша частина землі перевозиться на неродючі ґрунти, а частина відкладається в насип, а після завершення будівництва використовується для влаштування газонів.

5.7 Збереження і покращення ландшафту

В період проведення підготовчих до будівництва робіт та при виконанні будівельних робіт максимально зберігаються зелені насадження і ландшафт території. При крайній необхідності слід отримати спеціальний дозвіл уповноважених органів місцевої влади на незначне видозмінення існуючого ландшафту на період проведення будівельних робіт з умовою його повернення в попередній стан або покращення після введення об'єкта в експлуатацію.

Покращенню ландшафту сприяє посадка дерев і кущів, посіви газонів, які також запобігають водяній і вітровій ерозії.

6 НАУКОВА РОБОТА

Виконаємо дослідження впливу на напружено-деформований стан моделювання вузлових з'єднань стержнів запроєктованої ферми. Будемо розглядати роботу ферми при сніговому навантаженні усього прольоту. Із-за симетричності задачі будемо показувати результати тільки для половини ферми.

З'єднання стержнів ферми у вузлах можна моделювати шарнірним або жорстким. При розрахунку без застосування комп'ютерних засобів вузли вважають шарнірними, ферма є статично визначеною і може бути легко розрахована із застосуванням методу вирізання вузлів, методу моментних точок чи проєкцій. В стержнях при вузлових навантаженнях виникають тільки поздовжні сили. При розрахунках із застосуванням програмних комп'ютерних засобів вузли можна вважати жорсткими. Тоді у стержнях виникають поздовжні сили, згинальні моменти та поперечні сили.

Спочатку проаналізуємо зусилля у стержнях ферми із шарнірними вузлами. На рис. 6.1 показані епюри поздовжніх сил, а на рис. 6.2 - переміщення вузлів. У таблиці 6.1 приведені зусилля у стержнях ферми, а у таблиці 6.2 - переміщення вузлів ферми.

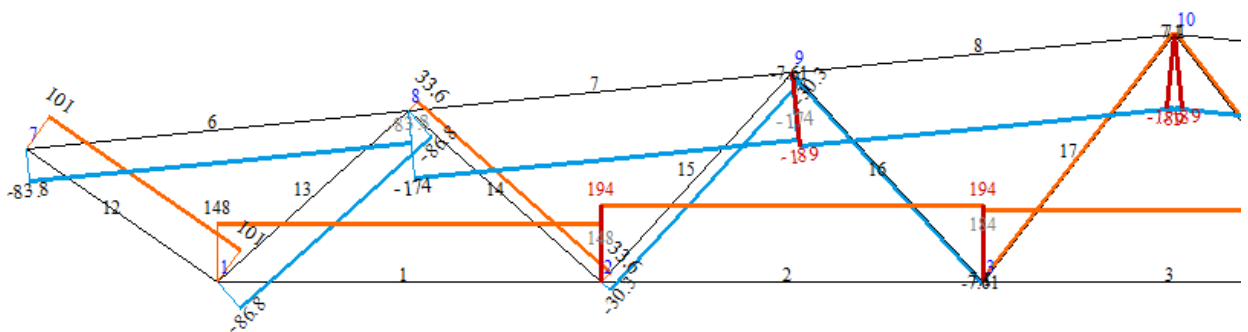


Рис.6.1. Поздовжня сила у фермі з шарнірними вузлами

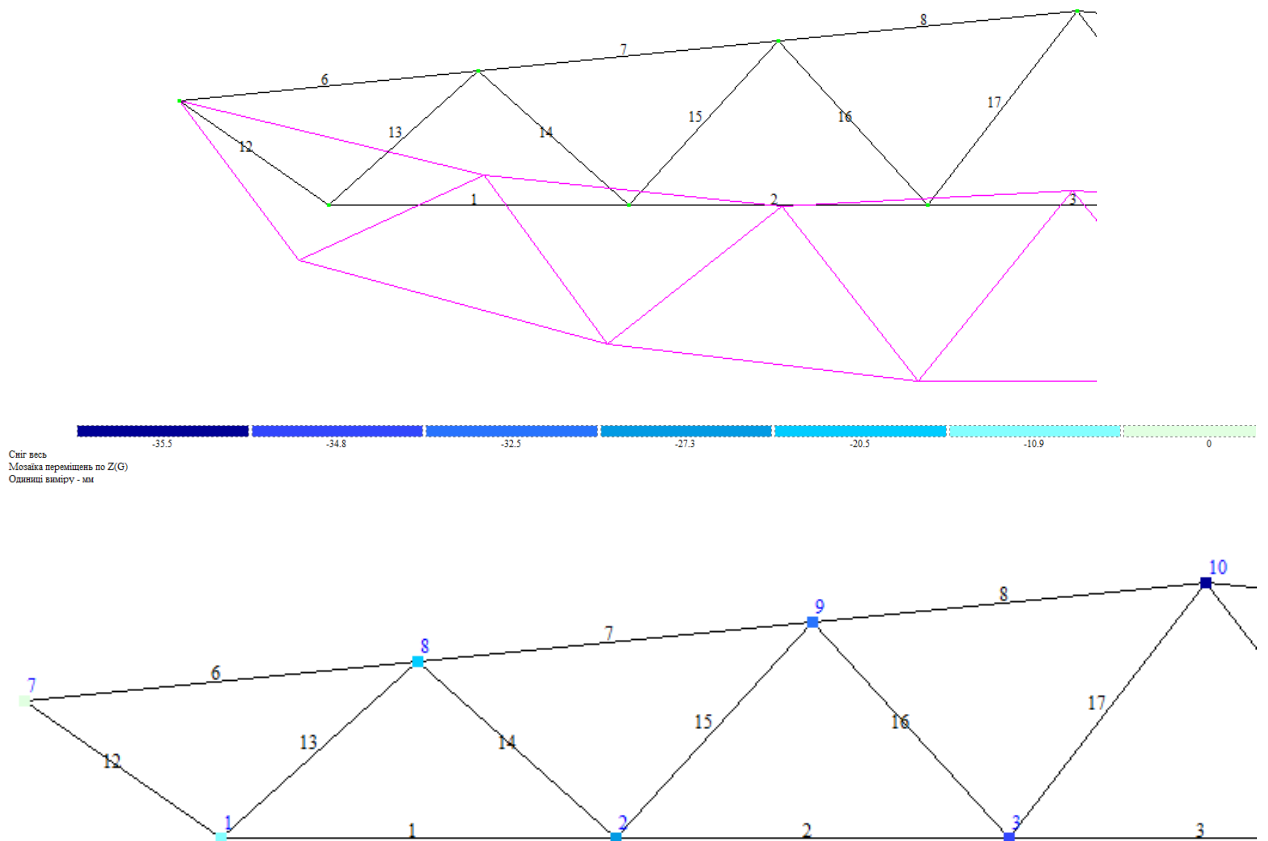


Рис.6.2. Вертикальні переміщення вузлів ферми з шарнірними вузлами

Таблиця 6.1

Поздовжня сила у фермі з шарнірними вузлами

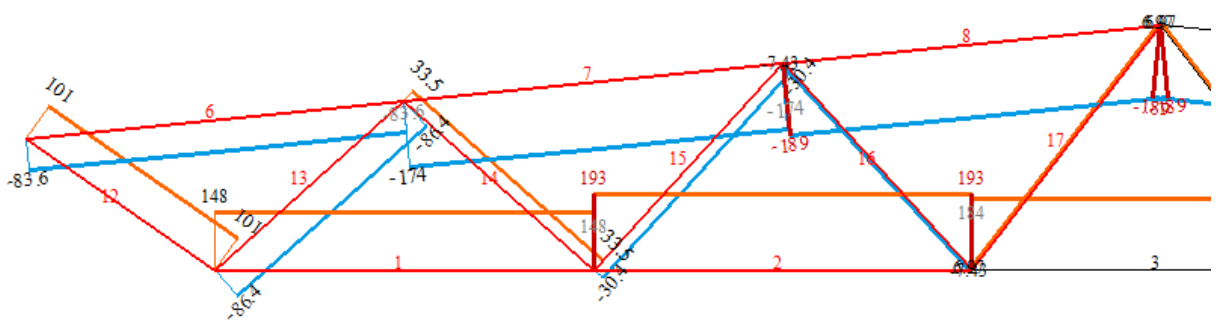
№ стер- жня	Зусилля N, кН	№ стер- жня	Зусилля N, кН
1	148.097	13	- 86.777
2	193.610	14	33.586
3	184.129	15	- 30.323
4	193.610	16	- 7.612
5	148.097	17	7.100
6	- 83.798	18	7.100
7	- 174.008	19	- 7.612
8	- 189.412	20	- 30.323
9	- 189.412	21	33.586
10	- 174.008	22	- 86.777
11	- 83.798	23	101.463
12	101.463		

Таблиця 6.2

Переміщення вузлів ферми з шарнірними вузлами

№ вузла	X (мм)	Z (мм)
1	- 6.017	- 10.901
2	- 4.249	- 27.313
3	- 1.938	- 34.758
4	0.259	- 34.758
5	2.570	- 27.313
6	4.338	- 10.901
7	0.000	0.000
8	1.227	- 20.489
9	0.720	- 32.483
10	- 0.840	- 35.457
11	- 2.399	- 32.483
12	- 2.906	- 20.489
13	- 1.679	0.000

Проаналізуємо зусилля у стержнях ферми з жорсткими вузлами задавши перерізи стержнів згідно проекту. На рис. 6.3-6.5 показані епюри зусиль M , Q , N , а на рис. 6.6 - переміщення вузлів.

Рис.6.3. Зусилля N (поздовжня сила) у фермі з жорсткими вузлами

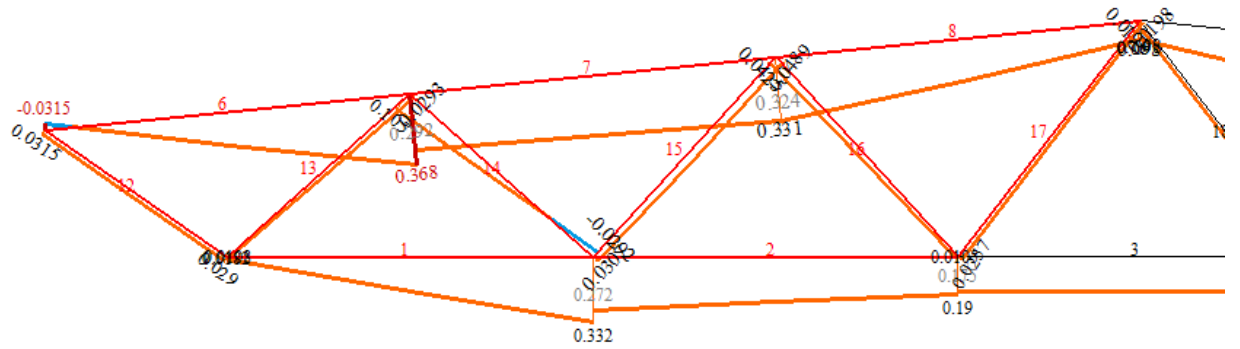


Рис.6.4. Зусилля M (згинальний момент) у фермі з жорсткими вузлами

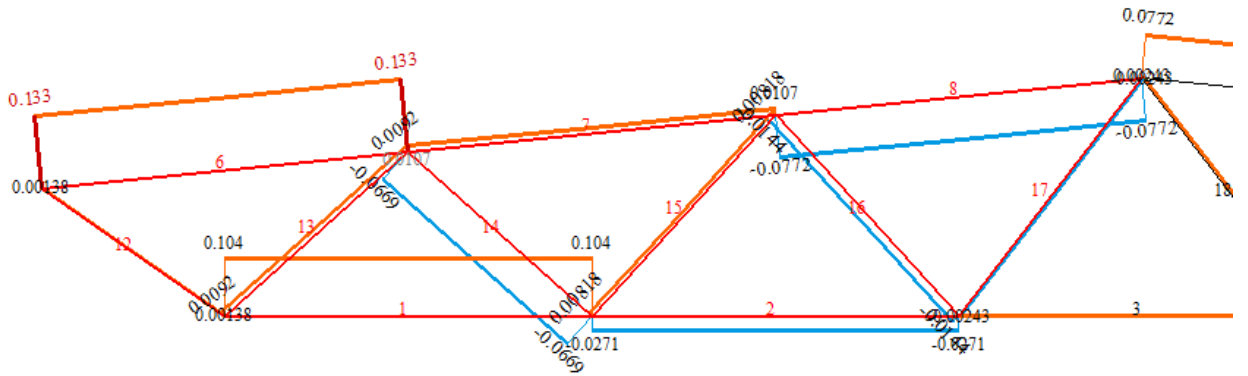


Рис.6.5. Зусилля Q (поперечна сила) у фермі з жорсткими вузлами

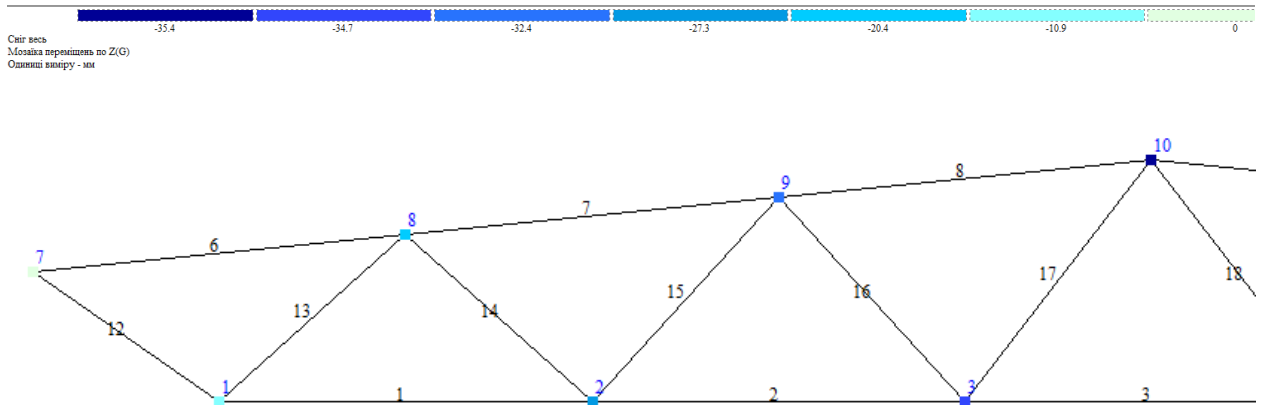


Рис.6.6. Вертикальне переміщення вузлів ферми з жорсткими вузлами

У таблиці 6.3 приведені зусилля (M, Q, N) , а у таблиці 6.4 - переміщення вузлів для ферми з жорсткими вузлами.

Таблиця 6.3

Зусилля в елементах ферми з жорсткими вузлами

№ елем	Зусилля		
	N (кН)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)
1	147.670	0.018	0.104
2	193.241	0.272	- 0.027
3	183.978	0.175	0.000
4	193.241	0.190	0.027
5	147.670	0.332	- 0.104
6	- 83.645	- 0.031	0.133
7	- 173.597	0.292	0.011
8	- 189.171	0.331	- 0.077
9	- 189.171	0.098	0.077
10	- 173.597	0.324	- 0.011
11	- 83.645	0.368	- 0.133
12	101.261	0.029	0.001
13	- 86.434	0.011	0.009
14	33.550	0.105	- 0.067
15	- 30.394	0.031	0.008
16	- 7.426	0.042	- 0.014
17	6.971	0.026	- 0.002
18	6.971	0.020	0.002
19	- 7.426	0.011	0.014
20	- 30.394	0.049	- 0.008
21	33.550	- 0.029	0.067
22	- 86.434	0.029	- 0.009
23	101.261	0.029	0.001

Таблиця 6.4

Переміщення вузлів ферми з жорсткими вузлами

№ вузла	Переміщення		
	X, (мм)	Z, (мм)	UY, (рад*1000)
1	- 6.005	- 10.879	6.233
2	- 4.242	- 27.256	4.025
3	- 1.936	- 34.695	1.106
4	0.260	- 34.695	- 1.106

Продовження табл.6.4

5	2.567	- 27.256	- 4.025
6	4.329	- 10.879	- 6.233
7	0.000	0.000	7.327
8	1.224	- 20.444	5.542
9	0.720	- 32.420	2.273
10	- 0.838	- 35.397	0.000
11	- 2.395	- 32.420	- 2.273
12	- 2.900	- 20.444	- 5.542
13	- 1.675	0.000	- 7.327

У таблиці 6.5 приведено порівняння поздовжніх сил, а у таблиці 6.6 - переміщень у фермах із шарнірними та із жорстким вузлами.

Таблиця 6.5

Порівняння N в стержнях для ферм з шарнірними та жорсткими вузлами

№ елем	Зусилля N, кН		Різниця N, %
	жорсткі вузли	шарнірні вузли	
1	147.670	148.097	0.29
2	193.241	193.610	0.19
3	183.978	184.129	0.08
4	193.241	193.610	0.19
5	147.670	148.097	0.29
6	- 83.645	- 83.798	0.18
7	- 173.597	- 174.008	0.24
8	- 189.171	- 189.412	0.13
9	- 189.171	- 189.412	0.13
10	- 173.597	- 174.008	0.24
11	- 83.645	- 83.798	0.18
12	101.261	101.463	0.20
13	- 86.434	- 86.777	0.40
14	33.550	33.586	0.11
15	- 30.394	- 30.323	-0.23
16	- 7.426	- 7.612	2.51
17	6.971	7.100	1.85
18	6.971	7.100	1.85
19	- 7.426	- 7.612	2.51
20	- 30.394	- 30.323	-0.23
21	33.550	33.586	0.11
22	- 86.434	- 86.777	0.40
23	101.261	101.463	0.20

Таблиця 6.6

Порівняння переміщень для ферм з шарнірними та жорсткими вузлами

№ вузла	Переміщення z, мм		Різниця, %
	жорсткі вузли	шарнірні вузли	
1	- 10.879	- 10.901	0.20
2	- 27.256	- 27.313	0.21
3	- 34.695	- 34.758	0.18
4	- 34.695	- 34.758	0.18
5	- 27.256	- 27.313	0.21
6	- 10.879	- 10.901	0.20
7	0.000	0.000	
8	- 20.444	- 20.489	0.22
9	- 32.420	- 32.483	0.19
10	- 35.397	- 35.457	0.17
11	- 32.420	- 32.483	0.19
12	- 20.444	- 20.489	0.22
13	0.000	0.000	

Отже для запроєктованої ферми зусилля N (поздовжня сила) в усіх стержнях при шарнірних з'єднаннях вузлів є більшою за поздовжню силу при жорстких з'єднаннях вузлів. Більшими є і прогини (переміщення вздовж осі Oz) для ферми з шарнірними з'єднаннями вузлів. Однак різниця в зусиллях та переміщеннях є незначною і не перевищує для поздовжніх сил 1.3%, а для прогинів - 0.52%.

ВИСНОВКИ

1. За час виконання магістерської дипломної роботи на тему „ Ангар площею 1100 м.кв. у с.Ямниця Івано-Франківського району Івано-Франківської області із аналізом роботи конструкцій даху ”, я розширив та поглибив знання у галузі будівництва, отримав навички проектування будівель та аналізу роботи конструкцій.
2. При проектуванні застосовані сучасні металеві конструкції: колони із сталевих прокатних профілів, покриття по фермах із гнуто-зварних тонкостінних профілів, стіни та покрівля із сталевих профільованих листів.
3. Надійність будинку в цілому забезпечується розрахунком несучих конструкцій методами граничних станів, передовими технологією та організацією виконання будівельно-монтажних робіт.
4. Для запроектованої ферми зусилля N та прогини при шарнірних з'єднаннях вузлів є більшими за зусилля N та прогини при жорстких з'єднаннях вузлів. Однак ця різниця є незначною.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.2-43:2021. Будівлі та споруди. Складські будівлі. Основні положення. К. 2021.
2. ДСТУ Б В.2.6-8-95 Профілі сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні і прямокутні для будівельних конструкцій. К.1995.
3. ДСТУ 8806:2018 Швелери сталеві гнуті рівнополічні. Сортамент. К. 2018.
4. ДСТУ 8802:2018. Вироби з тонколистової сталі із захисно-декоративним покриттям для будівництва. Загальні технічні умови. К. 2018.
5. ДБН В.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд. К. 2017.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. К. 2006.
7. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. К. 2006.
8. ДСТУ Б В.2.6-74 2008 Ферми сталеві кроквяні з гнutoзварних профілів прямокутного перерізу. Технічні умови. К.2009.
9. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К. 2014.
10. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. К. 2016.
11. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. К. 2016.
12. ДСТУ Б Д.2.2-11:2012 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. К. 2012.
13. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. К. 2012.
14. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва") ч.1 Технологічна та виконавча документація. К.1997. 128 с.
15. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції / За ред. Ф.Є.Клименка: Підручник. Львів: Світ, 2002 312 с.
16. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник. Нілов О.О. та ін. / Під заг. ред. О.О. Нілова та О.В.Шимановського. К.: Видавництво «Сталь». 2010. 869 с

17. Романюк В. В. Металеві конструкції. Розрахунок елементів і з'єднань: навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2014. 448 с.
18. Металеві конструкції : підручник / В. Д. Свердлов і ін. Вінниця : Вінницький національний технічний ун-т, 2003. 264 с
19. Справочник конструктора металлических конструкций // В.Т.Васильченко, А.Н.Рутман, Е.П.Лукьяненко. – 2-е изд., перераб. и доп. К.: Будивэльнык, 1990. 312 с.
20. Технологія будівельного виробництва: Підручник/ М.Г.Ярмоленко, Є.Г.Романушко, В.І.Терновий та ін.; За ред. М.Г.Ярмоленка. 2-ге вид., допов. і переробл. К.:Вища шк. 2005. 342 с.
21. Панченко В.О., Костюк М.Г., Качура А.О., Окуневський Л.М. Технологія і механізація будівельних процесів. Харків. 2005. 243 с.
22. Будівельні крани (конструкції, технічні характеристики, вибір та експлуатація): навч. посіб. / Л. А. Хмара, М. П. Колісник, А. Ф. Шевченко та ін. Дніпропетровськ: ІМА-прес. 2015. 356 с.
23. Г.К.Лоїк Проектування будівельних генеральних планів: Навч.посіб.для студ.вищ.навч.закл.-К.,Ірпінь:ВТ „Перун”, 2005. 120с.
24. Організація будівництва С.А.Ушацький, Ю.П.Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А.Ушацького. Підручник. К.: Кондор, 2007. 521с.
25. Пугач В.І., Люлька В.С. Охорона праці в будівництві. Навчальний посібник. Харків: Рубікон . 1998 . 304 с.
26. Пістун І.П., Березовецький А.П., Трунова І.О., Кельман І.І., Затварська Т.Ю. "Охорона праці (практикум) ": Навч. посіб. /За заг. Ред. к.т.н., доц. І.П. Пістуна. Львів: "Тріада плюс", 2011. 436с.
27. Охрана труда в строительстве. Инженерные решения: Справочник / В.И.Русин, Г.Г.Орлов, Н.М.Неделько и др. К.: Будивэльнык, 1990. 208с.
28. ТПК. PDF-бібліотека. Профнастил.
<https://www.tpk.ua/tehresurs/pdfbiblioteka/>
29. LIRALAND GROUP. <https://www.liraland.ua>

30.ЛИРА-САПР. Книга I. Основы. Е.Б Стрелец–Стрелецкий, А.В. Журавлев, Р.Ю. Водопьянов. Под ред. проф. А.С. Городецкого. Электронное издание, 2019г. 154 с. <https://www.liraland.ua/files/format-pdf/>