

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

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

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**ЦЕХ РЕМОНТУ ТРАНСФОРМАТОРНОГО ОБЛАДНАННЯ
В М.НІКОПЛЬ**

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-1

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



_____ Сухарєв Микола Євгенович

Керівник: канд. техн. наук, доцент



_____ Шемет Руслан Миколайович

Рецензент: канд. техн. наук, доцент



_____ Бутенко С.В

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри
будівельних конструкцій



___к.т.н., доц. Спіранде К.В.

« 1 » червня 2026 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

Сухарєв Микола Євгенович

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: **Цех ремонту трансформаторного
обладнання в м. Нікополь** затверджен анаказом ректора ХНУМГ від «26»
травня 2026р. № 447-03 .

Термін подання завершеної роботи на кафедру «15» червня 2026 р.
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні
вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-
планувальні рішення об'єкту.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно
розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-
конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва,
розділ охорони праці.

Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових
креслень):

- архітектурно-будівельна частина архітектурно-конструктивне
рішення, теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції
- розрахунково-конструктивна частина розрахунок та конструювання
колон, розрахунок ферми покриття
- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на
зведення окремих елементів будівлі

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1.Архітектурно-будівельна частина		<i>Шемер Р.М.</i>		
2.Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок Підземної частини об'єкту	Александрович В.А.		
	Розрахунок Надземної частини об'єкту	<i>Шемер Р.М.</i>		
3.Технологічні рішення та організація будівництва		Братішко С.М.		
4. Охорона праці		Косенко Н.О.		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	<i>02.06-04.06.2026</i>	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	<i>05.06-10.06.2026</i>	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	<i>11.06-12.06.2026</i>	виконано
4.	Охорона праці	<i>12.06-13.06.2026</i>	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи



к.т.н., доц. Шемер Р.М.

Завдання прийняв до виконання



Сухарєв М.С.

Дата видачі завдання «01» _____ червня 2026 р.

ЗМІСТ ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ

ВСТУП	5
1. Розділ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	6
1.1. Вихідні дані	7
1.2. Об'ємно-планувальне рішення	9
1.3. Архітектурно-конструктивні рішення	10
1.4. Інженерно-технічне обладнання	16
1.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	17
2. Розділ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	18
2.1. Розрахунок надземної частини об'єкту	19
2.1.1. Компонування поперечної рами	19
2.1.2. Розрахунок поперечної рами	20
2.1.3. Статичний розрахунок поперечної рами	34
2.1.4. Розрахунок колони крайнього ряду	35
2.1.5. Розрахунок ферми покриття	56
2.2. Розрахунок підземної частини об'єкту	81
2.2.1. Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика	81
2.2.2. Визначення повного найменування ґрунтів	87
2.2.3. Розрахунок пальових фундаментів за несучою здат	89
2.2.4. Розрахунок основи пальового фундаменту по деформаціям	92
2.2.5. Визначення осідання фундаментів	93
2.2.6. Розрахунок ростверку на продавлювання	94
2.2.7. Визначення перетинів арматури ростверку	97
2.2.9. Розрахунок фундаменту на продавлювання	100
3. Розділ 3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	104
3.1. Специфікація монтажних елементів	105
3.2. Технологія улаштування збірних конструкцій	105
3.3. Визначення монтажних характеристик конструкцій та вибір монтажних кранів.	110
3.4. Вибір і розрахунок потреби в транспортних засобах	117
3.5. Технологічні розрахунки	120
3.6. Підсумкові техніко-економічні показники	121
4. Розділ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ	122
4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	123
4.2. Законодавча та нормативна база охорони праці	127
4.3. Нормативні акти з охорони праці для робітників	130
4.4. Виробнича санітарія	134
4.5. Висновки	137
Список використаних джерел	138

ВСТУП

Метою кваліфікаційної роботи є проєкт розширення підприємства з ремонту трансформаторного обладнання у м. Нікополь через будівництво нових цехів.

Будівництво — ключова сфера діяльності, результатом якої є готова продукція певного призначення. Сучасний промисловий сектор потребує активного залучення внутрішніх резервів та ресурсозберігаючих технологій. Це критично важливо для спеціалізованих об'єктів, зокрема цехів з обслуговування енергетичного обладнання.

Різноманіття конструкцій вимагає застосування широкого спектра технологій, де провідним елементом є будівельний процес. Він об'єднує організаційні, проєктні та монтажні роботи, а також взаємодію з державними та приватними структурами.

Сьогодні розвиток промислового будівництва залежить від правильного врахування нових технологічних тенденцій, можливостей техніки та умов праці. У ринковому середовищі всі ресурси та результати діяльності підприємства підлягають грошовій оцінці, що дозволяє ефективно співставляти витрати з прибутком.

Специфіка промислових будівель полягає у великій місткості та відповідності виробничому циклу. Тому їх проєктування базується на раціональному розташуванні обладнання та особливостях процесу обслуговування продукції.

Розділ 1

АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані

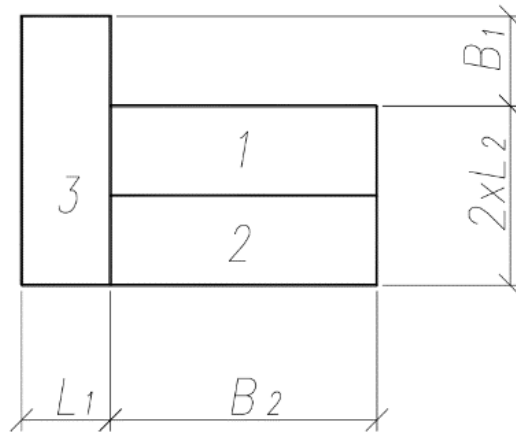


Рис.1.1 – Схема виробничої будівлі.

Назва виробничої будівлі: цех ремонту трансформаторного обладнання в м.Нікополь

Завдання до проектування: побудова цеха «Складальної та комплектувальної ділянки» та ще 2 цеха: «Збиральний відділ. Ремонтно-механічна діляниця і обмотувальна та сушильно-просочувальна ділянки».

Добудова має прямокутну форму з розмірами в плані – 48м х 96м та складається з 2 паралельних прольотів в осях «А – Л» та «3 – 19», та примикає торцем до перпендикулярно розташованого до них в осях «А – Р» та «1 – 2» цеху, розміром 72м х 30м.

Запроектовані цеха виконують зі збірного залізобетону, ширина прольоту одного цеха 24м, крок колон крайнього ряду – 6м, середнього ряду – 12м. Мають температурний шов по осі «11».

ТЕХНІЧНЕ ЗАВДАННЯ

- - Розбиральний відділ та ремонтно-механічна ділянки;
- - Обмотувальна та сушильно -просочувальна ділянки ;
- - Складальна та комплектувальна ділянки;

Подальше технічне завдання:

- Конструкція покриття для сталевих каркасу: з/б ребристі плити, ухил 1;4;
- Крок колон прольотів зі сталевим каркасом: 6 м;
- Довжина B_1 сталевих каркасу: 24 м; прольот l_1 : 30 м;
- Максимальна вантажопідйомність мостових кранів прольотів зі збірним з/б каркасом: 30 тс;
- Крок колон для прольотів зі збірним з/б каркасом:
 - крайніх колон 6 м; середніх колон 12 м;
- Довжина B_2 для збірного з/б каркасу: 96 м; прольот l_2 : 24 м;
- Відмітка головки кранової рейки для збірного з/б каркасу: 11,45 м;
- Конструкція покриття для збірного з/б каркасу: ферма розкісна 24 м; ребристі з/б плити;
- відмітка головки кранової рейки для прольоту зі сталевим каркасом: 25,35 м;
- максимальна вантажопідйомність мостових кранів прольотів зі сталевий саркасом: 125 тс.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальні рішення будинку розроблені у відповідності до вимог ДБН В.2. 24:2009.

Будинок складається у плані з двох паралельних залізобетонних прольотів «1», «2» та перпендикулярного металевого цеху «3». Довжина прольотів «1», «2» – по 76 м, ширина – по 24 м. Довжина прольоту «3» – 72 м, а ширина 3 – 30 м. Планувальна система виробничої будівлі – зальна.

Відмітка головки кранової рейки прольотів «1», «2» +11,45м. Максимальна вантажопідйомність мостових кранів – по 30 тс. Крок колон крайніх рядів прольотів – по 6 м крок, колон середніх рядів прольотів 12 м. Температурні шви розміщуються в прольотах 1, 2 по осі 11.

Відмітка головки кранової рейки прольоту «3» +25,35. Максимальна вантажопідйомність мостових кранів – 125 тс. Крок колон – 6 м. Температурний шов відсутній.

Техніко-економічні показники об'ємно планувальних рішень будівлі

- Площа забудови (P_3) – 6816 6869 м²;
- Корисна площа (P_k) – 6798 м²;
- Робоча площа (P_p) – 6798м²;
- Конструктивна площа ($P_{кон}$) – 168,84 м²;
- Площа стін (P_c) – 113,1м²;
- Об'єм будинку (O) – 234919,8 м³;
- $K_1 = O/P_k = 34,56$ м²;
- $K_2 = P_p/P_k = 1$ м²;
- $K_3 = P_k/P_3 = 0,99$ м²;
- $K_4 = P_c/P_k = 0,66$ м².

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення

Будівля має каркасну конструктивну систему з поперечним розташуванням плоских несучих рам. За будівельною технологією об'єкт є повнозбірним, виконаним із залізобетонних та сталевих конструкцій. Просторова жорсткість та стійкість будинку забезпечується жорстким закріпленням колон у фундаментах сталевими зв'язками та дисками покриттів. Міцність будинку забезпечується несучою здатністю основ, фундаментів, колон, крокв'яних несучих конструкцій.

Збірні залізобетонні колони.

Збірні залізобетонні колони рядові — двогілкові, по серії 1.424.1-9.

Колона крайнього ряду, марка по проекту К-1, перетином по надкрановій частині $b \times h = 600 \times 380$ мм, та по підкрановій частині $b \times h = 600 \times 1000$ мм, довжина елемента складає $l = 15,75$ м. Крок колон К-1 складає 6 м.

Колона середнього ряду, марка по проекту К-2, перетином по надкрановій частині $b \times h = 600 \times 600$ мм, та по підкрановій частині $b \times h = 600 \times 1400$ мм, довжина елемента складає $l = 15,05$ м. Крок колон К-2 складає 12 м.

Колони встановлюються у фундаменти стаканного типу та жорстко у них замонолічуються.

Сталеві колони.

Сталеві колони рядові — прийняті двогілкові колони крайніх рядів по серії 1.424.3-7 випуск 7. Колони опираються на монолітні залізобетонні фундаменти та закріплені до них анкерними болтами з шайбами та гайками і обетоновані з відмітки -0.600 до 0.000 .

Колона металева крайнього ряду, марка по проекту Мк-1, складеного перетину з двотавра №75 та швелера №75. Довжина колони складає 33,4 м. Крок сталевих колон — 6 м.

Сполучення колон з фундаментами по серії 2.440-2.

Сталеві колони фахверкові.

Сталеві колони фахверкові запроектовані суцільні одностовбурні двотаврового перетину по серії 1.427.3. Марка по проекту Фк-1. Колони опираються на монолітні залізобетонні фундаменти фахверків і закріплені до них анкерними болтами з шайбами та гайками. Крок фахверкових колон – 6 м. Сполучення колон з фундаментами по серії 2.440-2.

Вертикальні сталеві зв'язки між колонами.

Вертикальні сталеві зв'язки між рядовими залізобетонними колонами прийняті по серії 1.424.1-9 вип. 3, а між сталевими рядовими колонами по серії 1.424.3-7. Зв'язки прийняті порталні. Зв'язки приварені до закладних деталей залізобетонних колон або з'єднані болтами, шайбами і гайками зі сталевими колонами.

Залізобетонні підкранові балки.

Залізобетонні підкранові балки запроектовані двотаврові по серії 1.426.1-4.

З/б підкранові балки спираються на консолі збірних залізобетонних колон і закріплені до них болтами, шайбами і гайками.

Підкранова балка крайнього ряду, марка по проекту Пб-1, має тавровий перетин з висотою $h=1000\text{мм}$, та шириною полиці $b=600\text{мм}$. Довжина $l=6\text{м}$.

Підкранова балка середнього ряду, марка по проекту Пб-2, має двотавровий перетин з висотою $h=1400\text{мм}$, та шириною полиці $b=400\text{мм}$. Довжина $l=12\text{м}$.

На підкранові балки установлені підкранові рейки по ДСТУ 2484-94.

Сталеві підкранові балки виробничого будинку.

Сталеві підкранові балки виробничого будинку запроектовані з двотавру №75 по серії 1.426.2-7. Марка по проекту ПБм-1. Сталеві підкранові балки спираються на консолі збірних залізобетонних і сталевих колон і закріплені до них болтами, шайбами і гайками. До сталевих підкранових балок закріплені гальмові балки і ферми по серії 1.426.2-7. Довжина підкранових балок – 6м.

На підкранові балки установлені підкранові рейки по ДСТУ 2484-94

Ферми покриття крокв'яні збірні залізобетонні.

Крокв'яні залізобетонні ферми, макра по проекту Ф-1, прийняті сегментні, прольотом 24м по серії 1.463.1-16.3-3Ф4 з кроком 6 м.

Ферми опираються на оголовки крайніх рядових колон та на нижній пояс підкров'них збірних залізобетонних ферм по середнім рядам колон та закріплені до них гайками та шайбами.

Сполучення ферм Ф-1 з колонами крайнього ряду та підкров'яними фермами приймаю по серії 2.400-12.93.

Ферми збірні залізобетонні підкров'яні.

Ферми збірні залізобетонні підкров'яні, марки по проекту Фп-1, прийняті по серії 1.463.1-4/87 прольотом 12 м.

Ферми Фп-1 опираються на оголовки збірних залізобетонних рядових колон середніх рядів К-1, відмітка верху яких +14,0 м, та закріплені до них гайками з шайбами.

Сполучення ферм з колонами по серії 2.400-12.93.

Ферми сталеві крокв'яні покриття.

Сталеві крокв'яні ферми покриття, марки по проекту Фм-1, прийняті по серії 1.460.2-10/88 з ухилом верхніх поясів: $i=1,5\%$ прольотом 30 м, виготовлені з парних кутиків. Ферми установлені на сталевих опорних стійках та закріплені до оголовків сталевих колон болтами з шайбами. Крок ферм 6 м.

Сполучення ферм з колонами по серії 2.440-2.

Світлоаераційні ліхтарі виробничого будинку.

Світлоаераційні ліхтарі: - прямокутні з двохярусним освітленням в другому прольоті шириною 6 м по серії 1.464-13/82. Ліхтарі встановлені на верхнім поясі збірних залізобетонних крокв'яних розкосних ферм покриття Ф-1 закріпленням гайками з шайбами.

Сполучення ліхтарів з фермами по серії 1.464-13/82.

Збірні залізобетонні плити покриття.

Збірні залізобетонні плити покриття запроектовані ребристими, марка по проекту ПР-1, прийняті по серії 1.465.1-21.94. Перетин плит ПР-1 $b \times h = 3 \times 6$ м, довжина $l = 6$ м.

Плити опираються на верхні пояси збірних залізобетонних крокв'яних ферм Ф-1, сталевих крокв'яних ферм покриттів Фм-1 та ліхтарних ферм та приварені до них через закладні деталі.

По плитам запроектована пароізоляція із двох шарів руберойду. По руберойду запроектований шар утеплювача товщиною 200 мм. По утеплювачу запроектована армована стяжка товщиною 20 мм.

Сполучення плит з фермами по серії 2.400-12.93.

Утеплення прийнято за ДСТУ БВ.2.7-99-2000.

Конструкція пароізоляції, утеплювача і стяжки по ДБН В.2.6-14-97.

Сталеві зв'язки у покритті прольоту зі сталевим каркасом.

Сталеві зв'язки у покритті прольоту зі сталевим каркасом прийняті по серії 1.460.2-10/88.

Стіни виробничої будівлі.

Стіни запроектовані із стінових легко бетонних багатошарових панелей висотою 1200, 1800 мм довжиною 3000 та 6000 мм товщиною 300 мм по серії 1.030-1/88.

Стінові панелі через анкери приварені своїми закладними деталями до закладних деталей колон. Шви між панелями зароблені бетоном, герметиком та мастикою.

З'єднання стінових панелей і колон по серії 2.432-1 та серії 2.432-3.

Вікна виробничої будівлі.

Вікна запроектовані сталеві, з рамами із гнutoї сталі по серії 1.436.3-21.

Вікна з маркою по проекту В-1 мають розмір віконного отвору $b \times h = 4500 \times 1800$ мм. Вони влаштовуються у перших двох ярусах цехів та мають можливість відкриватися.

Вікна з маркою по проекту В-2 мають розмір віконного отвору $b \times h = 4500 \times 1800$ мм. Вони влаштовуються у починаючи з третього яруса цехів та не мають можливість відкриватися.

Вікна з маркою по проекту В-3 висотою $h = 1200$ мм. Вони влаштовуються у перших двох ярусах цехів та мають можливість відкриватися.

Віконні рами приварені до закладних деталей стінових панелей, які утворюють віконні прорізи. Вікна заскліні віконним склом. Скління подвійне.

Сполучення вікон зі стінами по серії 2.436-20.

Покрівля виробничої будівлі.

Покрівля рулонна, із чотирьох шарів руберойду с захисним шаром бітуму товщиною 20 мм, в якій втоплений гравій світлих тонів. Ухили покрівлі: $i = 20\%$ та $i = 1,5\%$, відносно ухилам збірних залізобетонних крокв'них ферм Ф-1 та сталевих крокв'яних ферм покриттів Фм-1.

Покрівля запроектована у відповідності до вимог ДБН В 2.6-14-97.

Водовідвід з покрівлі - внутрішній організований. Покрівля запроектована по серії 2.460-18.

Ворота виробничої будівлі.

Ворота запроектовані розсувні з механічним відкриванням з тепловою завісою розміром отвору $b \times h = 3,5 \times 4,2$ по серії 1.435.9-26.

Підлоги виробничої будівлі.

Підлоги виробничого будинку запроектовані бетонні, товщиною 30 мм по бетонній підготовці 100 мм по ущільненому щебенем ґрунту з температурними швами.

Підлоги запроектовані у відповідності до вимог СНІП 2.03.13-88. Підлоги запроектовані по серії 2.444-5.9.

Сталеві драбини.

Сталеві драбини запроектовані по серії 1.400.3-7.94. Це:

- сталеві драбини для підйому на мостові крани;
- вертикальні металеві драбини с захисними дугами для прольотів

зі збірним залізобетонним каркасом.

Нахильні пожежні драбини з огороженням маршів і площадок для прольоту зі сталевим каркасом.

Пожежні драбини запроектовані кроком до 150 м по периметру будинку. Початок пожежних драбин на висоті 2.5 м від відмостки.

Відмощення виробничої будівлі.

Відмостка запроектована по периметру будинку із стрічки асфальтобетону на щебеничній підготовці шириною 1,5 м з ухилом від стіни: $i = 3\%$.

Внутрішнє оздоблення.

Поверхні збірних залізобетонних колон, балок, світло аераційних ліхтарів, зв'язків, підкранових балок, вікон, драбин, воріт пофарбовані масляною фарбою в два рази. Внутрішню поверхню стін побілено клейовою побілкою.

1.3.21.Зовнішнє оздоблення.

Зовнішній шар стінових панелей виконано з декоративного бетону. Вікна і ворота пофарбовані масляною фарбою в два рази.

1.4 Інженерно-технічне обладнання

Виробнича будівля обладнана:

- водопроводом господарсько-питним, промисловим та пожежним;
- каналізацією господарсько-фекальною та виробничою, а також дощовою;
- централізованим опаленням;
- притічно-витяжною вентиляцією;
- електропостачанням;
- технологічними трубопроводами;
- системами зв'язку та сигналізації;
- блискоавкозахисником.

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

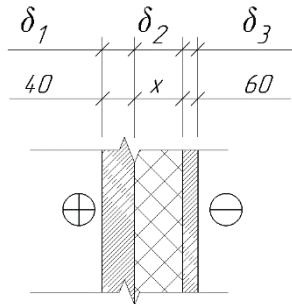


Рис. 1.2 Конструкція зовнішньої стіни

Вихідні дані:

Район удівництва: м. Нікополь.

Температурна зона – II. Будівля- промислова.

Робота легка, тепловологісний режим – норм,
температура повітря у приміщенні 18 °С.

λ – коеф. теплопровідності. ρ - щільність.

δ_3 - зовн. шар – з/б завтовшки 0,04м;	$\rho_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 1,92 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$.
δ_2 - утеплювач пінополістирол;	$\rho_0 = 150 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,05 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$.
δ_1 – внутр. шар – з/б завтовшки 0,06м;	$\rho_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 1,92 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$.

Місто Нікополь знаходиться у II кліматичній зоні. Для зовнішніх огородж. конструкцій попередньо при $D \leq 1,5$ значення $R_{q \min}$ приймаю 2,0 м²К/Вт.

Загальний опір зовнішньої стіни визначаю за формулою:

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,04}{2,04} + \frac{\delta_2}{0,05} + \frac{0,06}{2,04} + \frac{1}{23} = 0,2 + \frac{\delta_2}{0,05}; R_{\Sigma \text{пр}} = R_{q \min} = 0,2 + \frac{\delta_2}{0,05} = 2 \quad (1.1)$$

м²·К/Вт; звідки $\delta_2 = 0,09\text{м}$.

Для визначення правильно прийнятого $R_{q \min}$ в залежності від показника теплової інерції D визначаю за формулою: $D = \sum_{i=1}^n R_i \cdot s_{ip}$ (1.2)

$$D = R_1 \cdot s_1 + R_2 \cdot s_2 + R_3 \cdot s_3 = \frac{0,04}{2,04} \cdot 18,95 + \frac{0,09}{0,05} \cdot 0,46 + \frac{0,06}{2,04} \cdot 18,95 = 1,76$$

Таким чином $R_{q \min}$, попередньо прийняте 2,0 м²·К/Вт є дійсним. Тому для забезпечення теплотехнічних якостей зовнішніх стін промислової будівлі при заданих умовах товща утеплювача має бути не меншою за 0,09м.

Примаю товщу утеплювача 100 мм.

Розділ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок надземної частини об'єкту

2.1.1 Компонування поперечної рами

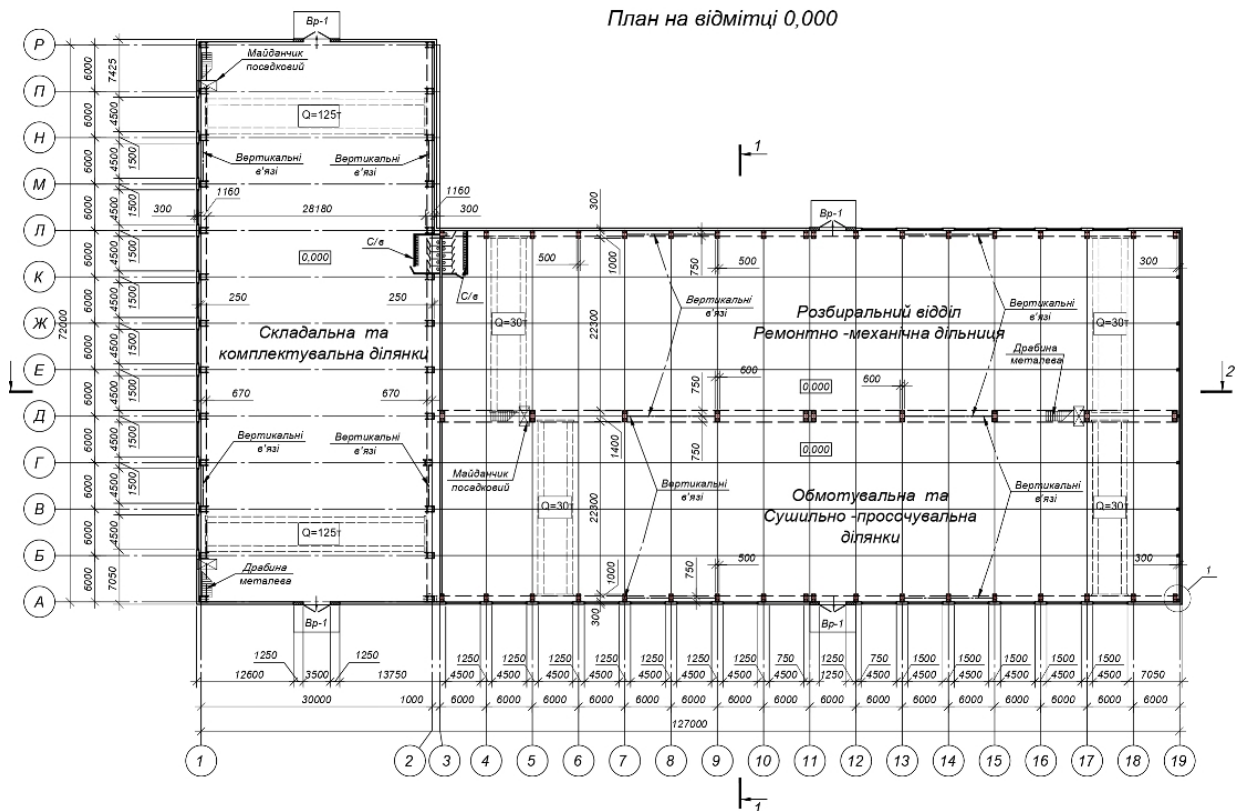


Рис . 2.1.1 План на відмітці 0,000

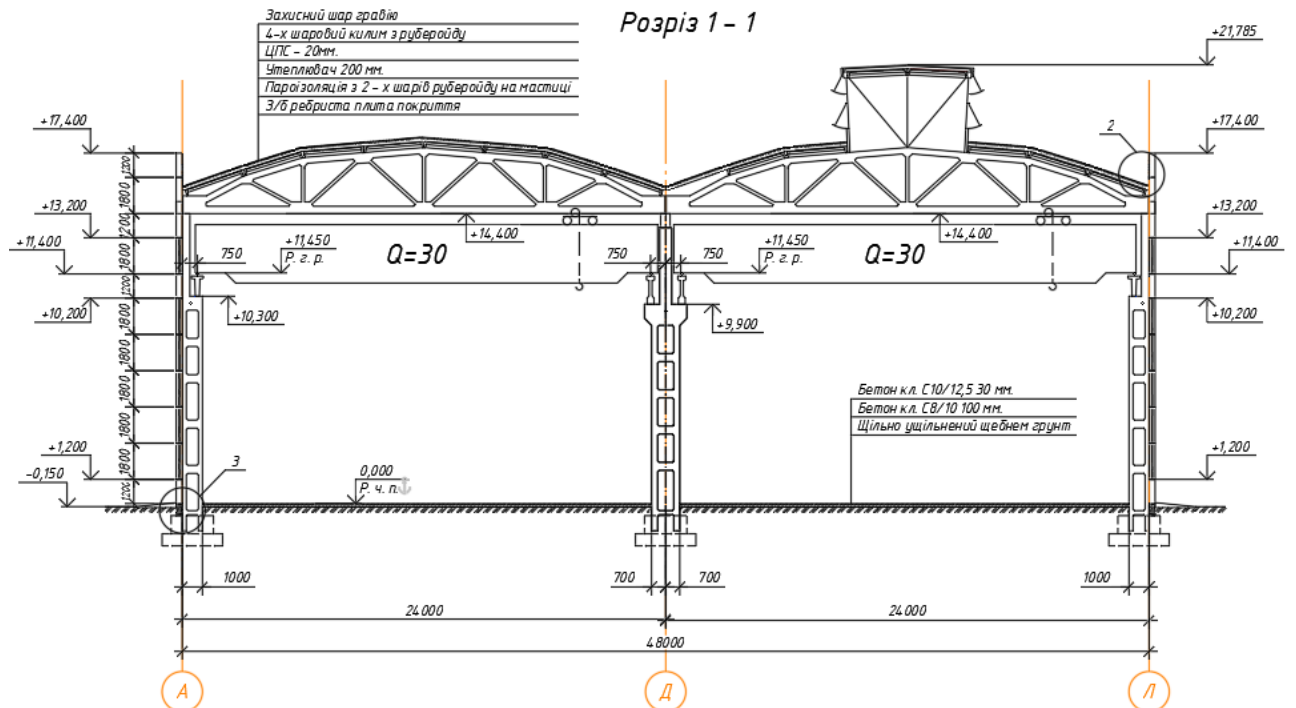


Рис. 2.1.2 Розріз 1-1

2.1.2 Розрахунок поперечної рами

Визначення навантажень на поперечну раму

Постійні навантаження

Завантаження 1 – Власна вага. (рис.2.1.3, 2.1.7(а), 2.1.8(а))

- Для колони крайнього ряду К-1:

$$G_{\text{н.ч.}}^{\text{K-1}} = H_{\text{н.ч.}} \cdot b_{\text{н.ч.}} \cdot h_{\text{н.ч.}} \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n =$$
$$= 4.1 \cdot 0.6 \cdot 0.38 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 25,22 \text{ кН} - \text{надкранова частина. (2.1.1)}$$

$$G_{\text{п.ч.}}^{\text{K-1}} = (H_{\text{п.ч.}} \cdot b_{\text{п.ч.}} \cdot h_{\text{п.ч.}} - (V_{0.1} \cdot n_{0.1} + V_{0.2} \cdot n_{0.2} + V_{0.3} \cdot n_{0.3})) \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n$$
$$(2.1.2)$$

$$V_{0.1} = b \cdot h \cdot l = 0.6 \cdot 1.4 \cdot 0.6 = 0.504 \text{ м}^3; \quad n_{0.1} = 2$$

$$V_{0.2} = b \cdot h \cdot l = 0.6 \cdot 1.85 \cdot 0.6 = 0.666 \text{ м}^3; \quad n_{0.2} = 3$$

$$V_{0.3} = b \cdot h \cdot l = 0.6 \cdot 0.8 \cdot 0.6 = 0.288 \text{ м}^3; \quad n_{0.3} = 1$$

$$G_{\text{п.ч.}}^{\text{K-1}} = (11,65 \cdot 0.6 \cdot 1.0 \cdot (0.504 \cdot 2 + 0.666 \cdot 3 + 0.288 \cdot 1)) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 =$$
$$= 3.696 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 99.7 \text{ кН.} - \text{підкранова частина. (2.1.3)}$$

- Для колони середнього ряду К-2:

$$G_{\text{н.ч.}}^{\text{K-2}} = H_{\text{н.ч.}} \cdot b_{\text{н.ч.}} \cdot h_{\text{н.ч.}} \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n =$$
$$= 3.8 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 36,90 \text{ кН} - \text{надкранова частина. (2.1.4)}$$

$$G_{\text{п.ч.}}^{\text{K-1}} = (H_{\text{п.ч.}} \cdot b_{\text{п.ч.}} \cdot h_{\text{п.ч.}} - (V_{0.1} \cdot n_{0.1} + V_{0.2} \cdot n_{0.2} + V_{0.3} \cdot n_{0.3})) \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n$$
$$(2.1.5)$$

$$V_{0.1} = b \cdot h \cdot l = 0.6 \cdot 1.4 \cdot 0.8 = 0.672 \text{ м}^3; \quad n_{0.1} = 4$$

$$V_{0.2} = b \cdot h \cdot l = 0.6 \cdot 2,0 \cdot 0.8 = 0.960 \text{ м}^3; \quad n_{0.2} = 1$$

$$V_{0.3} = b \cdot h \cdot l = 0.6 \cdot 0.8 \cdot 0.8 = 0.384 \text{ м}^3; \quad n_{0.3} = 1$$

$$G_{\text{п.ч.}}^{\text{K-1}} = (11,25 \cdot 0.6 \cdot 1.4 - (0.672 \cdot 4 + 0.960 \cdot 1 + 0.384 \cdot 1)) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 =$$
$$= 5,792 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 156,25 \text{ кН.} - \text{підкранова частина. (2.1.6)}$$

Завантаження 2 – Підкранові балки. (рис.2.1.4, 2.1.5(б), 2.1.6(б))

- Підкранова балка довжиною бм:

$$G_{\text{п.б.}}^{\text{6м.}} = t \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 4.2 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 45.32 \text{ кН} \quad (2.1.7)$$

$$M_{\text{п.б.}}^{\text{6м.}} = G_{\text{п.б.}}^{\text{6м.}} \cdot \left(t + e - \frac{h}{2} \right) = 45.32 \cdot \left(0.25 + 0.75 - \frac{1.0}{2} \right) = 22.66 \text{ кН} \quad (2.1.8)$$

- Підкранова балка довжиною 12м:

$$G_{п.б.}^{6м.} = t \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 11.6 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 124.1 \text{ кН} \quad (2.1.9)$$

$$M_{п.б.}^{6м.} = G_{п.б.}^{6м.} \cdot \left(t + e - \frac{h}{2} \right) = 124.1 \cdot \left(0.25 + 0.75 - \frac{1.4}{2} \right) = 37.23 \text{ кН} \quad (2.1.10)$$

Завантаження 3 – Кров'яна ферма: (рис.2.1.5, 2.1.7(в), 2.1.8(в))

- Кров'яна ферма:

$$G_{\phi} = t \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 11.2 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 120.86 \text{ кН} \quad (2.1.11)$$

Завантаження 4 – Покрівля: (рис.2.1.6, 2.1.7(г), 2.1.8(г))

- Підкрів'яна ферма:

$$G_{п.ф} = t \cdot \rho_x \cdot \alpha \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 9.2 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 90.2 \text{ кН} \quad (2.1.12)$$

- Навантаження на колону крайнього ряду К-1:

$$G^{K-1} = g_{\text{покр.}} \cdot L/2 \cdot B = 4.55 \cdot 24/2 \cdot 6 = 327.6 \text{ кН} \quad (2.1.13)$$

- Навантаження на колону крайнього ряду К-2:

$$G^{K-2} = g_{\text{покр.}} \cdot L \cdot B + G_{п.ф} = 4.55 \cdot 24 \cdot 12 + 90.2 = 1400.6 \text{ кН} \quad (2.1.14)$$

- Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на К-1:

$$M^{K-1} = (G^{K-1} + G_{\phi}) \cdot e^{K-1} = (327.6 + 120.86) \cdot 0.015 = 8.96 \text{ кН} \quad (2.1.15)$$

- Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на К-2:

$$M^{K-2} = (G^{K-1} + G_{\phi}) \cdot e^{K-1} = (327.6 + 120.86) \cdot 0.02 = 22.81 \text{ кН} \quad (2.1.16)$$

Де $g_{\text{покр.}} = 4.55 \text{ кН/м}$ за табл. 2.1.1

Таблиця 2.1.1 – Збір навантажень від власної ваги покриття:

№	Найменування, характеристика	Характеристичне навантаження	Коеф. За гранич. навантаж. γ_f	Розрахункове навантаження
1	Шар гравію на бітумній мастиці	0,5	1,3	0,65
2	Чотири шари руберойду 4х0,04	0,16	1,2	0,182
3	ЦПС, $\delta=20\text{мм}$, $\rho=6 \text{ кН/м}^3$	0,12	1,3	0,146
4	Утеплювач, $\delta=200\text{мм}$, $\rho=6\text{кН/м}^3$	1,2	1,3	1,56
5	Пароізоляція	0,05	1,2	0,06
6	Залізобетонні плити 3х6 м. (з урахуванням заробки стиків)	2,05	1,1	2,2
	Постійне навантаження	3,83		4,55

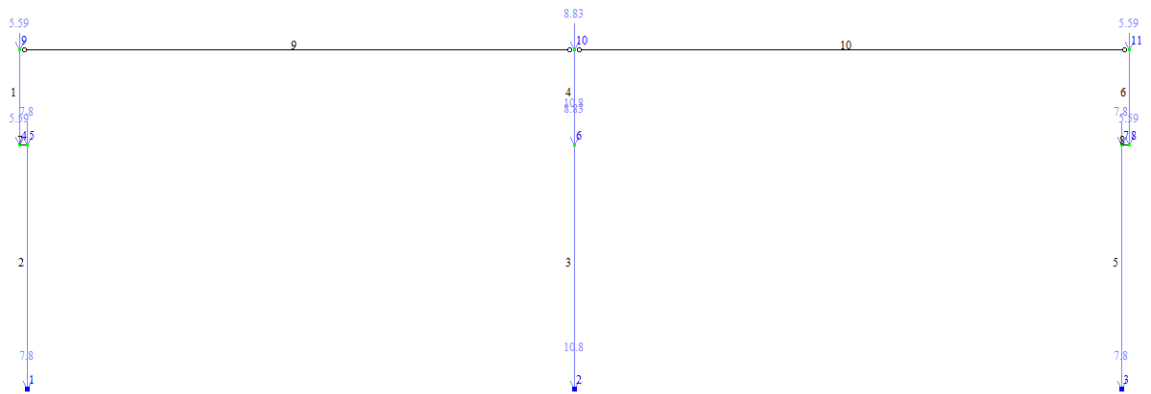


Рис.2.1.3 – Розрахункова схема від Завантаження 1.

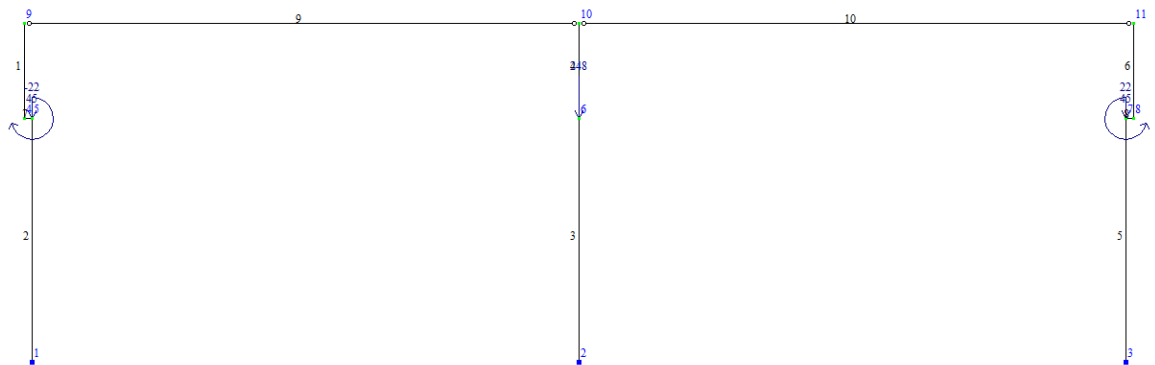


Рис.2.1.4 - Розрахункова схема від Завантаження 2.

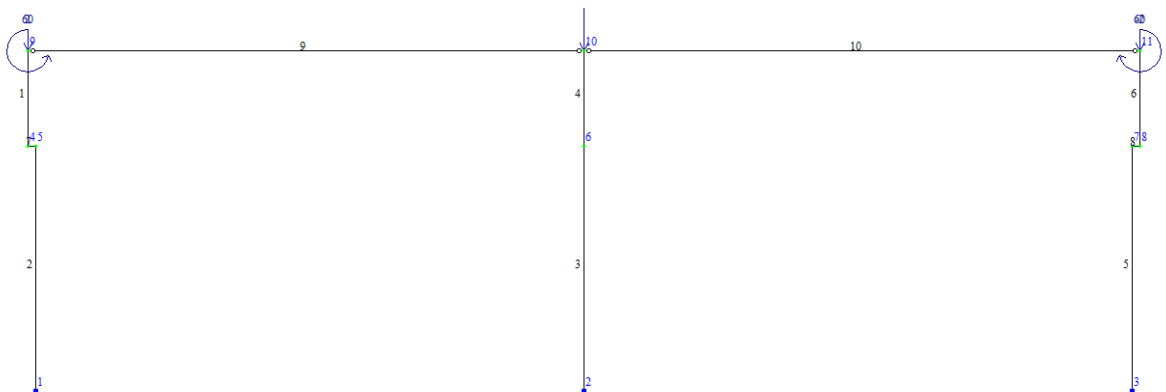


Рис.2.1.5 - Розрахункова схема від Завантаження 3.

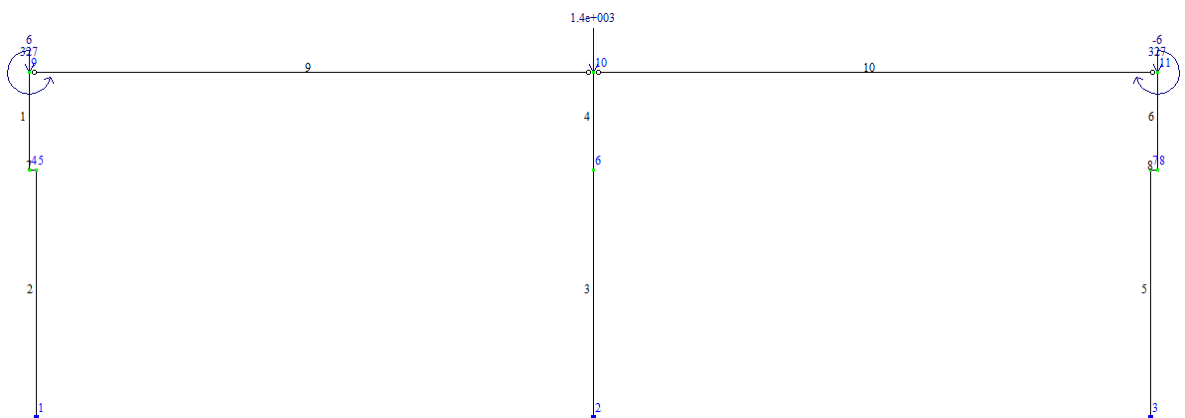
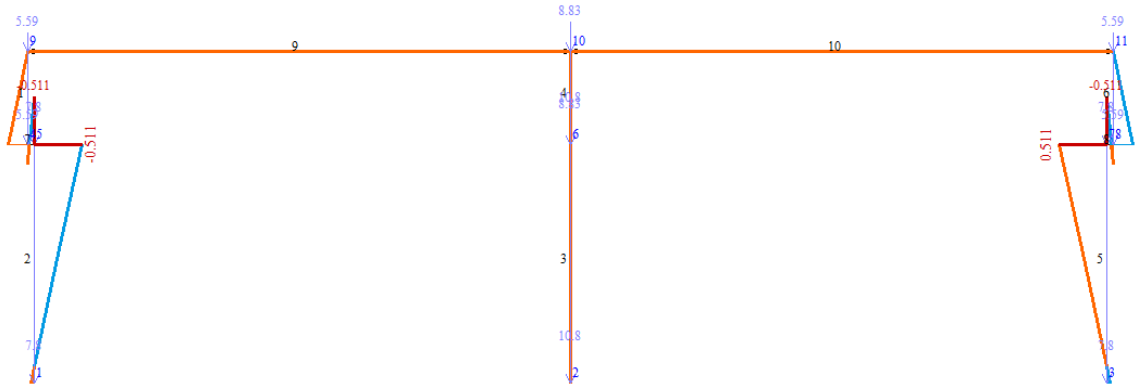
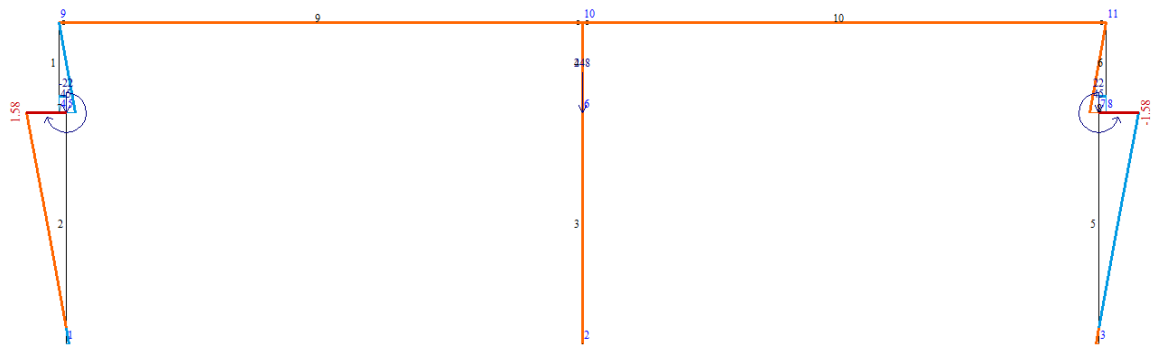


Рис.2.1.6 - Розрахункова схема від Завантаження 4.

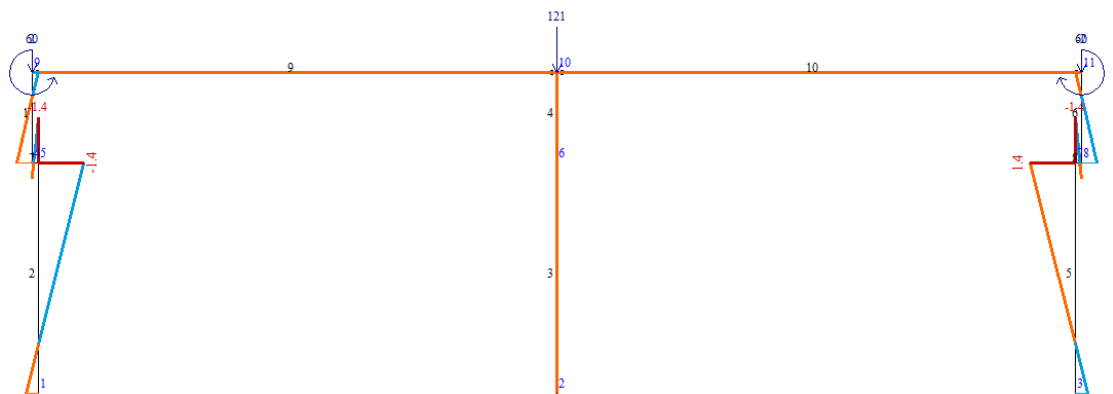
Епюри згинальних моментів M_y від постійного навантаження



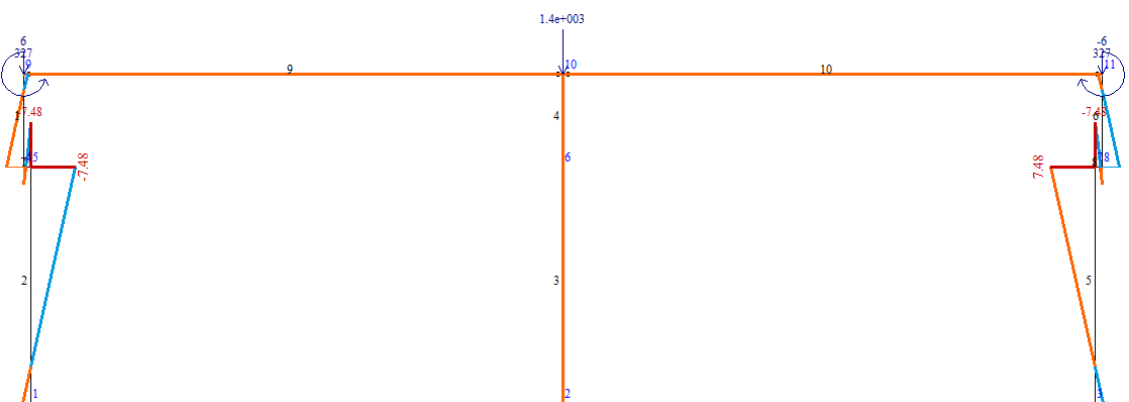
а



б



в



г

Рис.2.1.7 - а) від завантаження 1; б) від завантаження 2; в) від завантаження 3;
г) від завантаження 4;

Епюри повздовжніх сил N від постійного навантаження

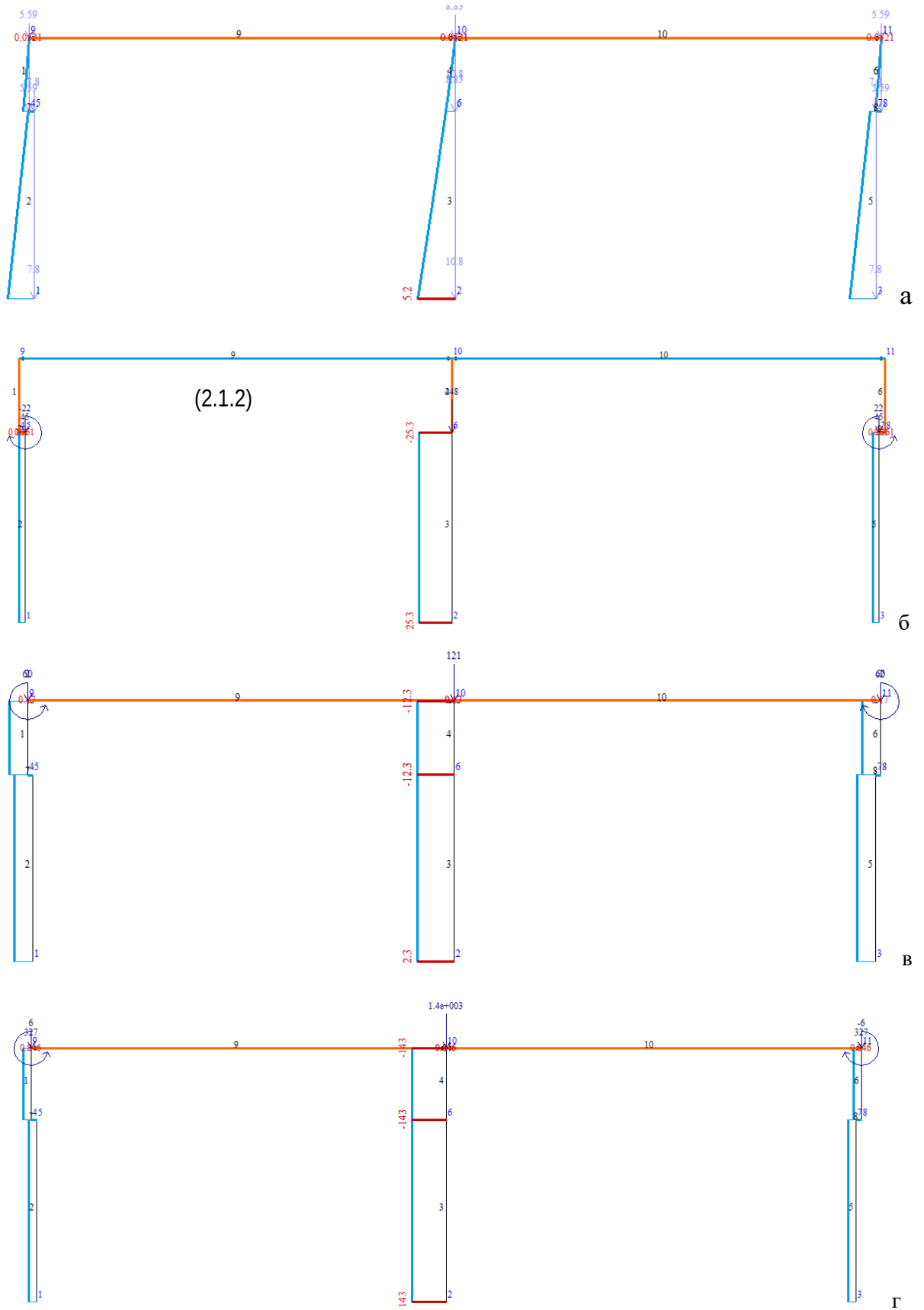


Рис.2.1.8 - а) від завантаження 1; б) від завантаження 2; в) від завантаження 3;
г) від завантаження 4;

Снігове навантаження.

Відповідно до ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження та впливи» характеристичне значення снігового навантаження для м.Запоріжжя складає 1110Па. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1.04 \cdot 1.11 \cdot 1 = 1.154 \text{ кН/м}^2, \quad (2.1.17)$$

де: $\gamma_{fm} = 1,04$ - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням, що визначається згідно з 8.11. При $T=60$ років;

$S_0 = 11 \text{ кН/м}$ - характеристичне значення снігового навантаження, що визначається згідно з п.8.5 ДБН В.1.2-2:2006, для м. Запоріжжя.

C - коефіцієнт, що визначається за вказівками п.8.6,ДБН «Навантаження і впливи».

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1, \quad (2.1.18)$$

$\mu = 1$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за п.8.7, 8.8;

$C_e = 1$ - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається за п.8.9;

$C_{alt} = 1$ - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за п.8.10.

- Погонне граничне розрахункове навантаження:

$$q_{сн.м} = \gamma_n \cdot S_m \cdot B = 1 \cdot 1.154 \cdot 6 = 6.926 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1.19)$$

- Вертикальна опорна реакція ферми від снігового навантаження, діюча на колону середнього ряду:

$$V_{сн.м} = \frac{q_{сн.м} \cdot L}{2} = \frac{6.926 \cdot 24}{2} = 83.117 \text{ кН}, \quad (2.1.20)$$

- Момент від ексцентричного передання реакції ферми на колону:

$$M_{q_{сн,м}} = V_{сн.м} \cdot e = 83.117 \cdot 0.15 = 12.468 \text{ кН·м}. \quad (2.1.21)$$

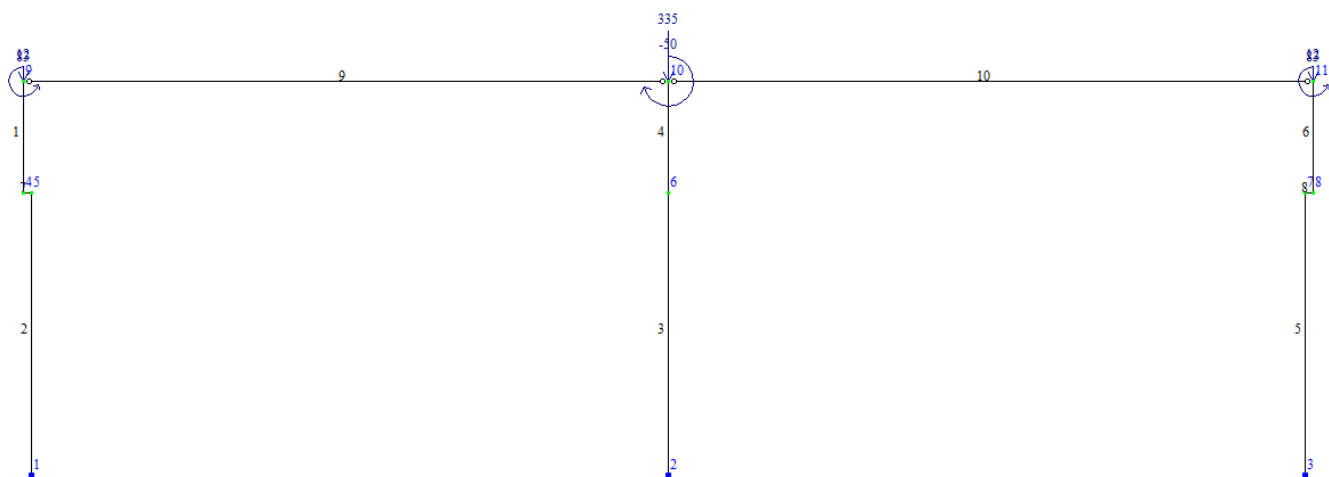


Рис.2.1.9 - Розрахункова схема від снігового навантаження.

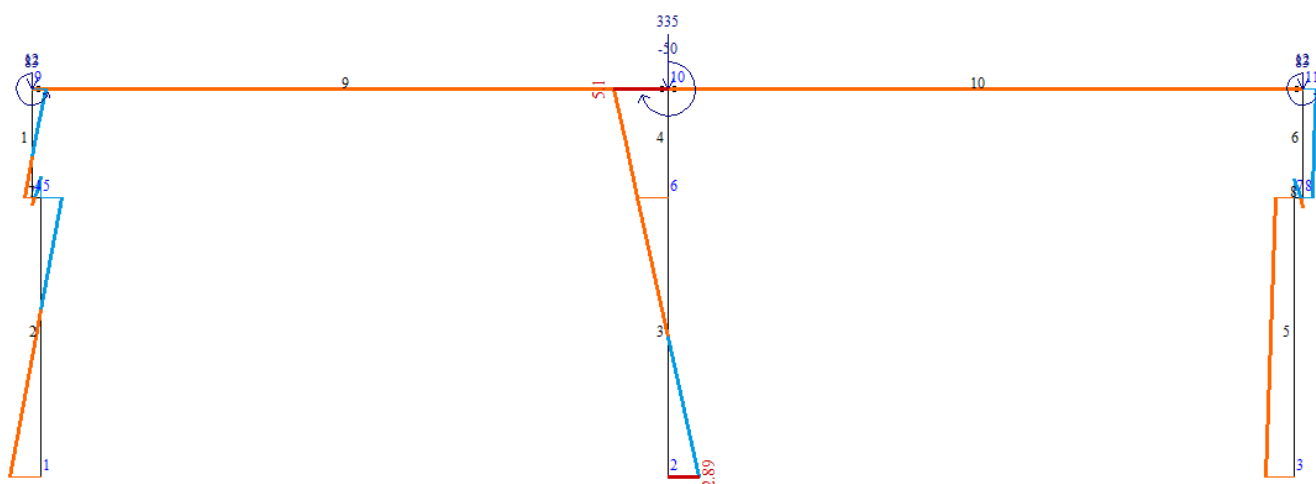


Рис. 2.1.10 - Епюра згинальних моментів M_y від снігового навантаження .

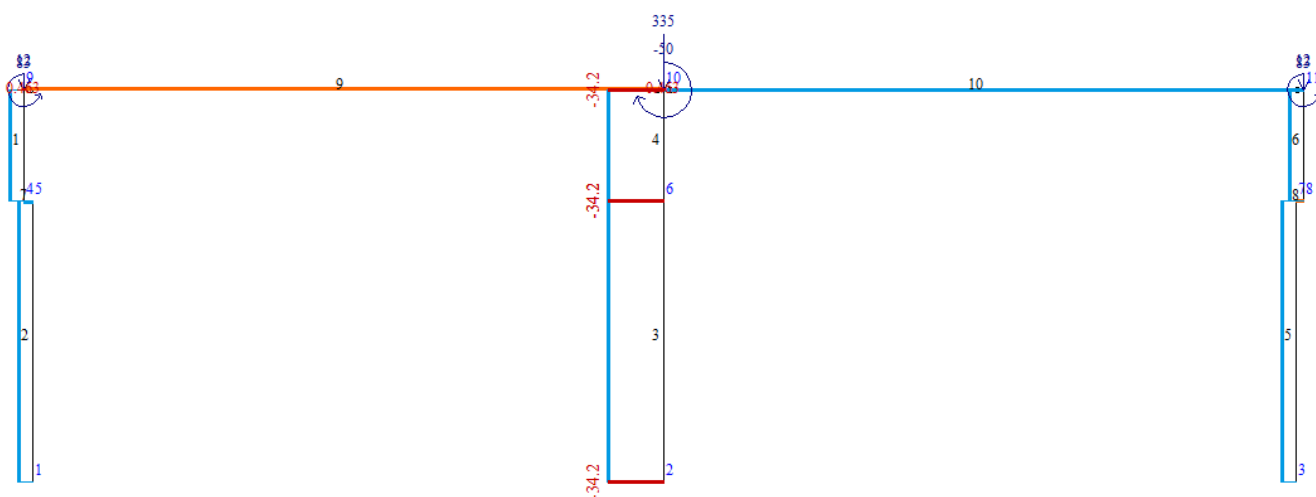


Рис. 2.1.11 - Епюра повздовжніх сил N від снігового навантаження .

Вітрове навантаження.

Відповідно до розділу 9, п.9.4 ДБН «Навантаження та дії», визначаю граничне розрахункове значення вітрового навантаження за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \quad (2.1.22)$$

$\gamma_{fm} = 1$ - коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження, визначається за п. 9.14 .

$W_0 = 460$ Па – характеристичне значення вітрового тиску за п.9.6. для м. Нікополь. Визначається в залежності від вітрового району за картою (рис. 9.1) або за додатком Е.

C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, визнача. за п.9.8, додаток 1, сх 2

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_d \quad (2.1.23)$$

$$C_{aer} = \begin{cases} C_{aer}^a = 0.8 \\ C_{aer}^n = 0.6 \end{cases} \quad (2.1.24)$$

C_h - коефіцієнт, що ураховує збільшення вітрового тиску на споруди із збільшенням висоти над поверхнею землі; «зміною №1 ДБН» табл.9.01. У проекті приймаємо III тип, тобто приміські й промислові зони.

$C_{alt} = 1$ - коефіцієнт географічної висоти, приймається за п.9.10;

$C_{rel} = 1$ - коефіцієнт рельєфу, приймається за п. 9.11.

$C_{dir} = 1$ - коефіцієнт напрямку, приймається за п. 9.12.

$C_d = 1$ - коефіцієнт динамічності, визначається в «зміні № 1 ДБН», п. 3

- Активний вітер: $q^a_{w,i} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot \gamma_n \cdot B \quad (2.1.25)$

$$\begin{aligned} q^a_{w,5} &= 0.8 \cdot 0.6 \cdot 6 \cdot 0.95 = 1.259 \text{ кН/м}; q^a_{w,10.3} = \\ &0.8 \cdot 1.1 \cdot 6 \cdot 0.95 = 2.307 \text{ кН/м}; q^a_{w,14.4} = 0.8 \cdot 1.3 \cdot 6 \cdot 0.95 = \\ &2.727 \text{ кН/м}; q^a_{w,21.8} = 0.8 \cdot 1.5 \cdot 6 \cdot 0.95 = 3.146 \text{ кН/м}; \end{aligned}$$

- Пасивний вітер: $q^p_{w,i} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{aer} \cdot C_h \cdot \gamma_n \cdot B \quad (2.1.26)$

$$\begin{aligned} q^p_{w,5} &= 0.6 \cdot 0.6 \cdot 6 \cdot 0.95 = 0.944 \text{ кН/м}; q^p_{w,10.3} = \\ &0.6 \cdot 1.1 \cdot 6 \cdot 0.95 = 1.731 \text{ кН/м}; q^p_{w,14.4} = 0.6 \cdot 1.3 \cdot 6 \cdot 0.95 = \\ &2.045 \text{ кН/м}; q^p_{w,21.8} = 0.6 \cdot 1.5 \cdot 6 \cdot 0.95 = 2.360 \text{ кН/м}; \end{aligned}$$

- Еквівалентне вітрове навантаження:

$$\omega_a = \frac{q^a_{w,5+2} \cdot q^a_{w,14,4}}{3} = \frac{1.259+2.727}{3} = 2.237 \text{ кН/м} \quad (2.1.27)$$

$$\omega_p = \frac{q^p_{w,5+2} \cdot q^p_{w,14,4}}{3} = \frac{0.944+2.045}{3} = 1,678 \text{ кН/м} \quad (2.1.28)$$

Вітровий тиск, що діє на ділянці від низу ригеля до верхньої точки будівлі (тобто рівному висоті ферми h_{ϕ}) збирається з вантажної площі, розміром $B \cdot h_{\phi}$ прикладається у вигляді зосереджених сил W^a , W^p (активного і пасивного вітру) вузлам ригеля рами, ці сили є рівнодіючі поверхневого тиску на площі, і визначаються як площі відповідних трапецій епюр вітрового тиску на ділянці.

$$W^a = \frac{(a^a_{14.4} + a^a_{21.8})}{2} \cdot h = \frac{2.727+3.146}{2} \cdot 7.4 = 21.731 \text{ кН.} \quad (2.1.29)$$

$$W^p = \frac{(a^p_{14.4} + a^p_{21.8})}{2} \cdot h = \frac{2.045+2.360}{2} \cdot 7.4 = 16.298 \text{ кН.} \quad (2.1.30)$$

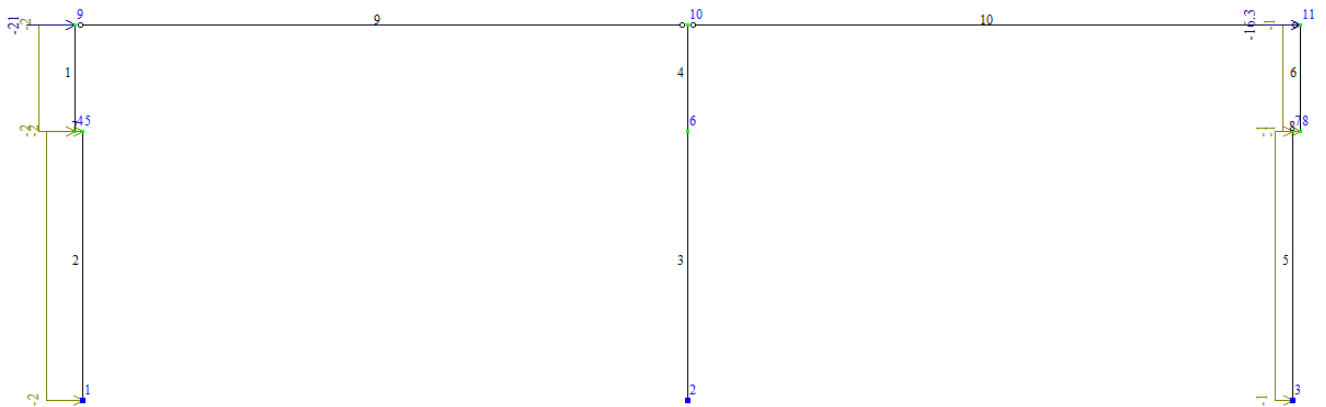


Рис.2.1.12 - Розрахункова схема від вітрового навантаження Л-П.

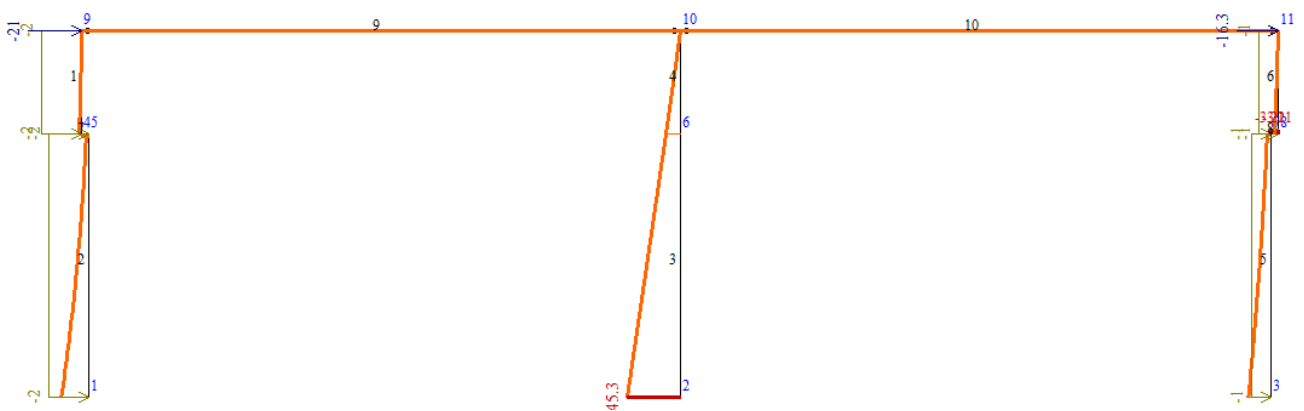


Рис. 2.1.13 - Епюра згинальних моментів M_y від вітрового навантаження Л-П.

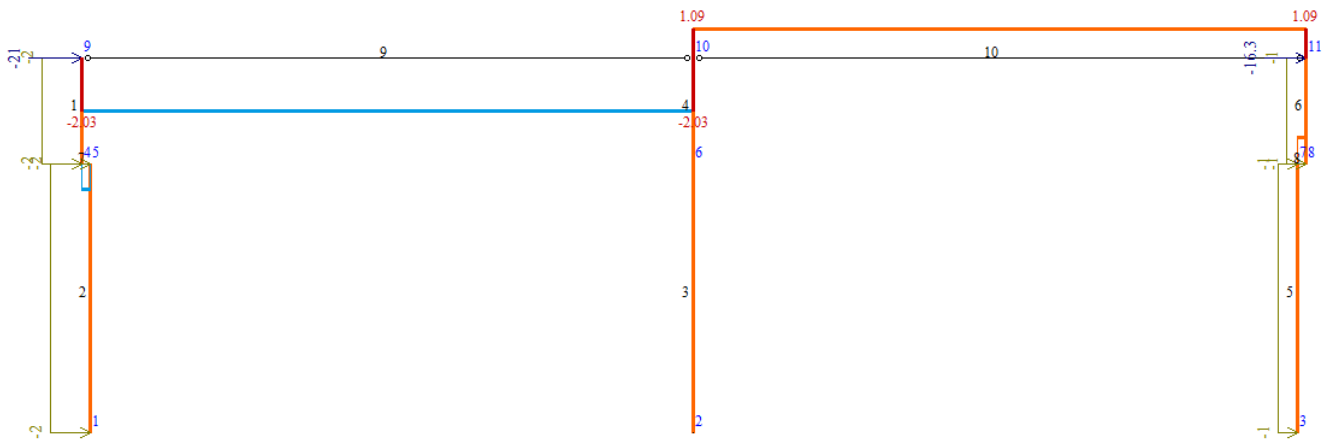


Рис. 2.1.14 - Епюра повздовжніх сил N від вітрового навантаження Л-П.

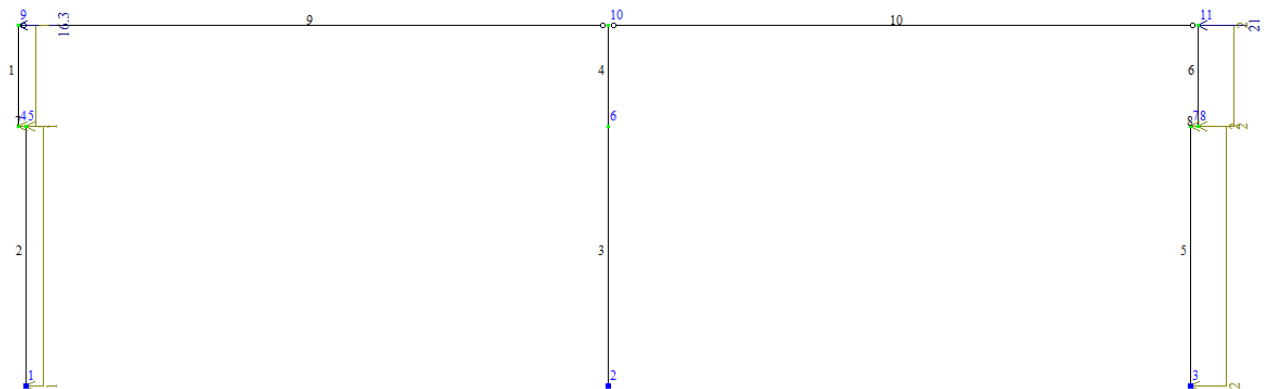


Рис.2.1.15 - Розрахункова схема від вітрового навантаження П-Л.

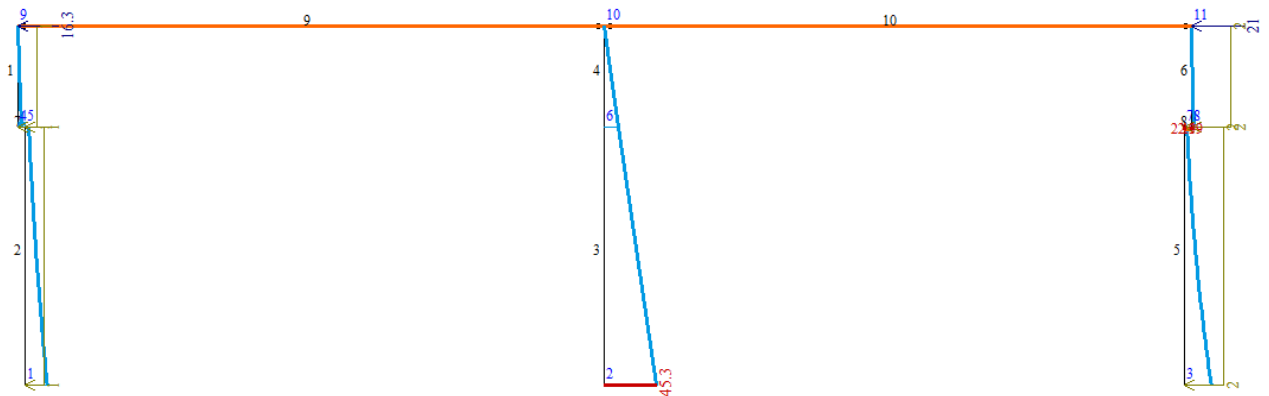


Рис. 2.1.16 - Епюра згинальних моментів M_y від вітрового навантаження П-Л.

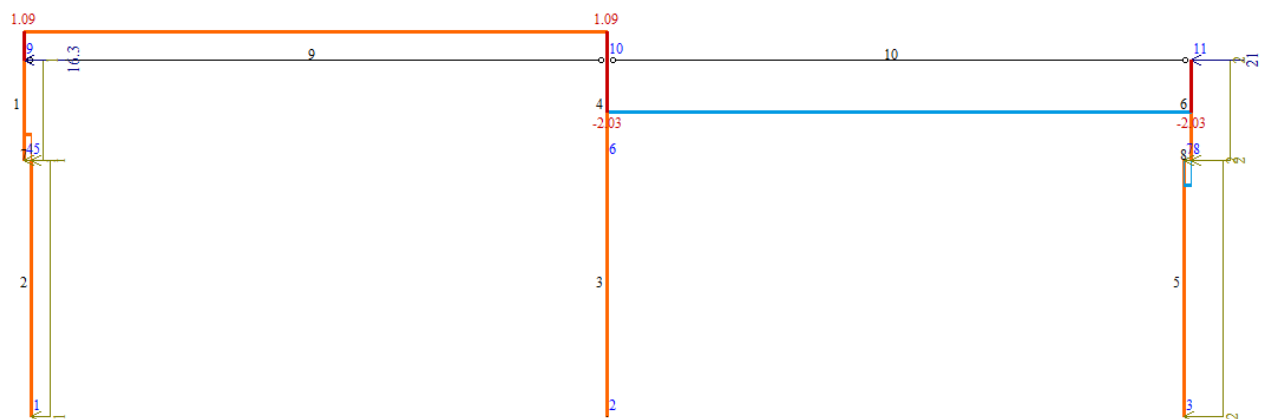


Рис. 2.1.17 - Епюра повздовжніх сил N від вітрового навантаження П-Л.

Навантаження від мостових кранів.

Кранові навантаження відрізняються характерними особливостями. За швидкості зміни в часі розрізняють кранові навантаження статичні і динамічні. Статичні навантаження виникають від ваги деталей крана і вантажу, що піднімається і по суті своїй є гравітаційними. Динамічні навантаження виникають внаслідок руху зі змінною швидкістю мас: моста крана, візка крана, вантажу, що піднімається. У свою чергу, динамічні кранові навантаження проявляються у двох різновидах: у вигляді інерційних сил і у вигляді імпульсів. Сили інерції, звані горизонтальними гальмівними поперечними і поздовжніми крановими навантаженнями, враховуються в розрахунках підкранових балок, колон та фундаментів.

Імпульсні сили враховуються за допомогою коефіцієнта динамічності тільки у розрахунку підкранових балок та їх кріплень.

Величини кранових навантажень залежать від режимів роботи кранів. Наприклад, технологічна робота середньої інтенсивності в механічних цехах і складу готової продукції належить до групи режимів роботи кранів «4К-6К»; цілодобова технологічна робота в механічних та цехах металургійних підприємств-до групи режимів «7К».

Для врахування впливу тривалості дії вертикальне кранове навантаження розчленовується на дві частини-тривалу і короткочасну. Вданому проекті допускається всю кранову навантаження вважати короткочасною.

Таблиця 2.1.2 – Характеристики крану

Вантажепідомність $Q, \text{т}$	Прогон крана, $L, \text{м}$	Габаритні розміри, мм				Тиск на 1 колесо, кН		Вага, кН	
Главный крюк		Висота мм	Звіс моста крана $B1$	Ширина $B2$	База K	$F_{\max}$	$F_{\min}$	Тележки	Крана з тележкою
30		2750	300	6300	5700	31.0	9,2	11,2	50,5

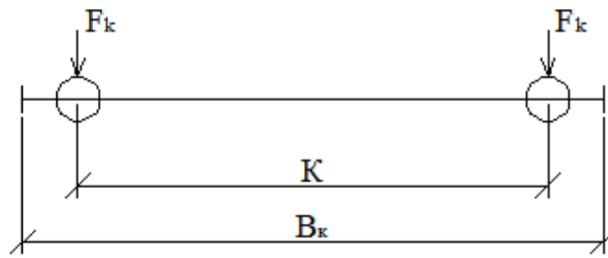


Рис.2.1.18 – Габаритні розміри крану.

Для отримання максимального кранового навантаження на колону, крайнє колесо одного крану розташовують над колоною, а інші колеса займають відповідні положення на двох сусідніх підкранових балках, що спираються на цю колону.

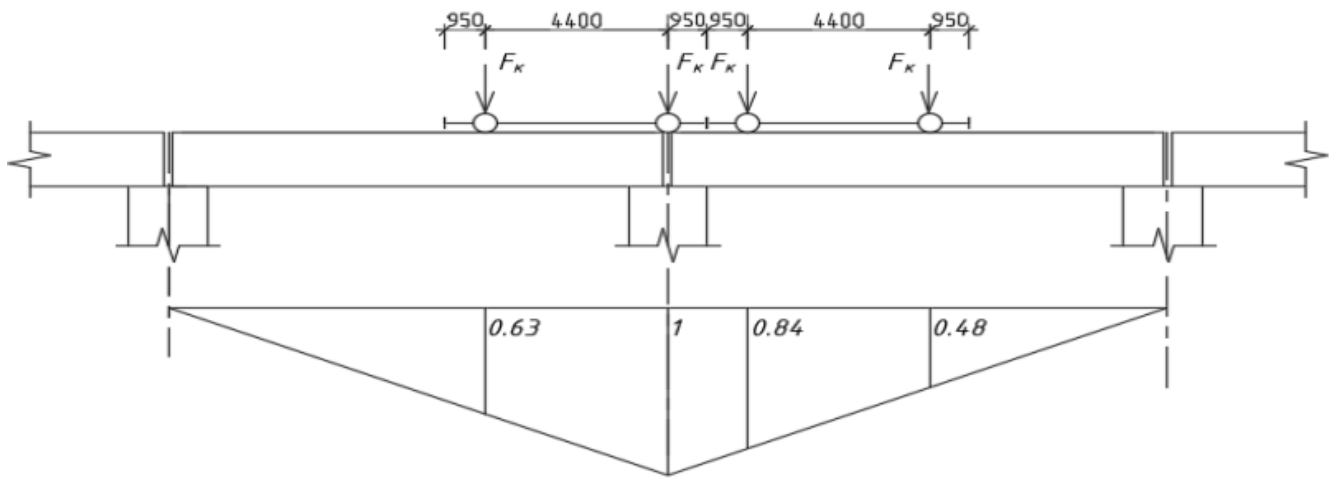


Рис. 2.1.19 – Схема розташування коліс кранів.

- Максимальний вертикальний тиск на колону від коліс D_{max} дорівнює сумі опорних заданих сил:

$$D_{max} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \cdot \psi \cdot F_{k,max}^n \cdot \sum \gamma_i \quad (2.1.31)$$

$$D_{max} = 1.1 \cdot 0.95 \cdot 0.85 \cdot 31 \cdot (1 + 0.63 + 0.84 + 0.48) = 81.23 \text{ кН.}$$

- Вертикальний тиск на протилежну колону поперечної рами:

$$D_{min} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \cdot \psi \cdot F_{k,min}^n \cdot \sum \gamma_i \quad (2.1.32)$$

$$D_{min} = 1.1 \cdot 0.95 \cdot 0.85 \cdot 92 \cdot (1 + 0.63 + 0.84 + 0.48) = 24.10 \text{ кН.}$$

Відповідні моменти

- За I-м варіантом розташування крана:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e = 81.23 \cdot 0.25 = 20.31 \text{ кНм.} \quad (2.1.33)$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e = 24.1 \cdot 0.75 = 18.08 \text{ кНм.} \quad (2.1.34)$$

- За II-м варіантом розташування крана:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e = 81.23 \cdot 0.75 = 60.92 \text{ кНм.} \quad (2.1.35)$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e = 24.1 \cdot 0.25 = 6.03 \text{ кНм.} \quad (2.1.36)$$

- Горизонтальна гальмівна сила:

$$T = T_k \cdot \sum \gamma_i \cdot \psi \cdot \gamma_{fm} = 2.01 \cdot (1 + 0.63 + 0.84 + 0.48) \cdot 1.1 \cdot 0.85 = 5.55 \text{ кН.} \quad (2.1.37)$$

$$T_k = \frac{Q+G}{40} = \frac{30+50.5}{40} = 2.01 \text{ кН.} \quad (2.1.38)$$

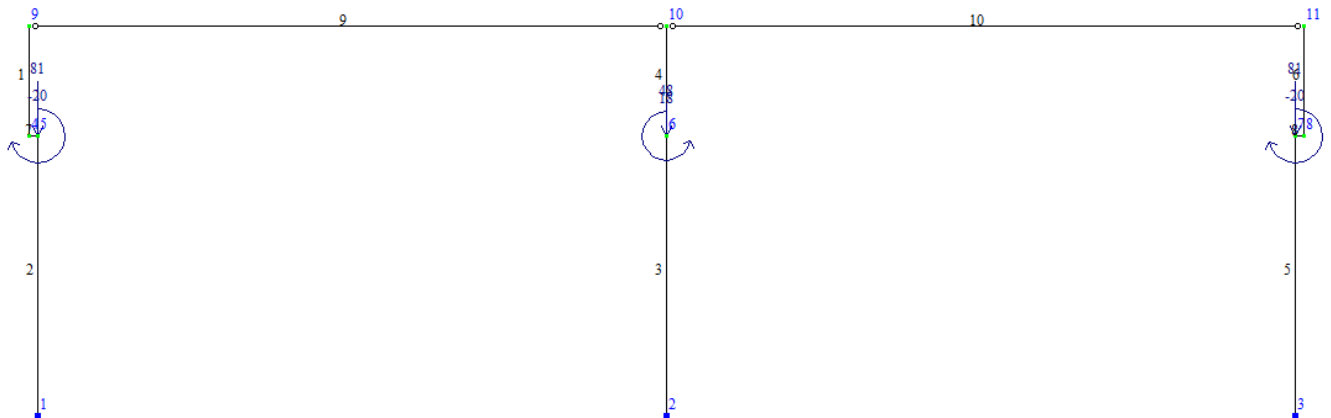


Рис.2.1.20 - Розрахункова схема від кранового навантаження за варіантом I.

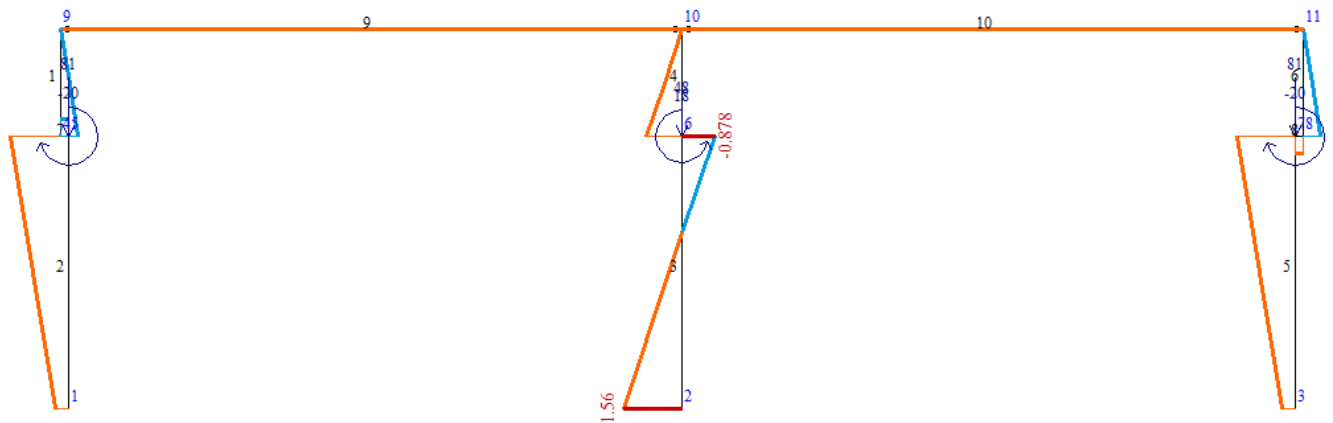


Рис. 2.1.21 - Епюра згинальних моментів M_y від кранового навантаження за варіантом I.

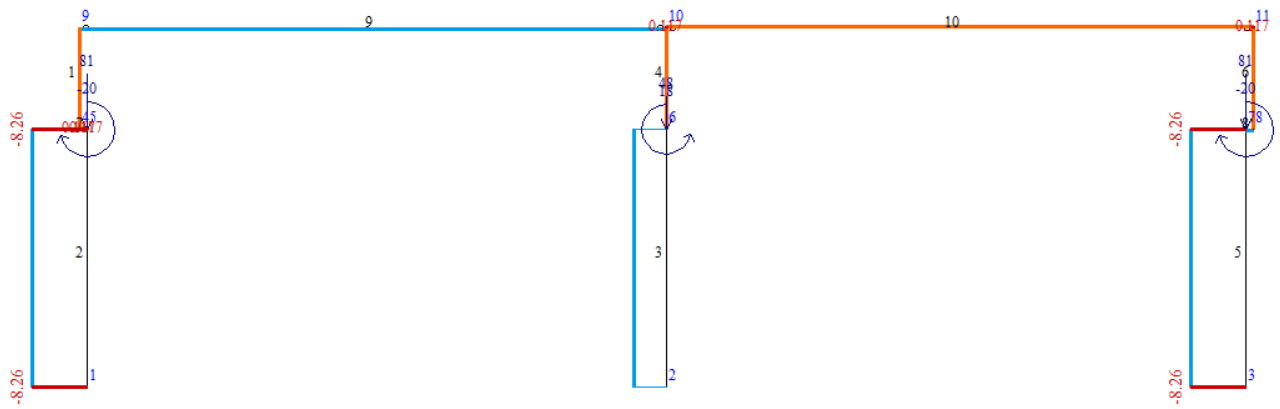


Рис. 2.1.22 - Епюра повздовжніх сил N від кранового навантаження за варіантом I.

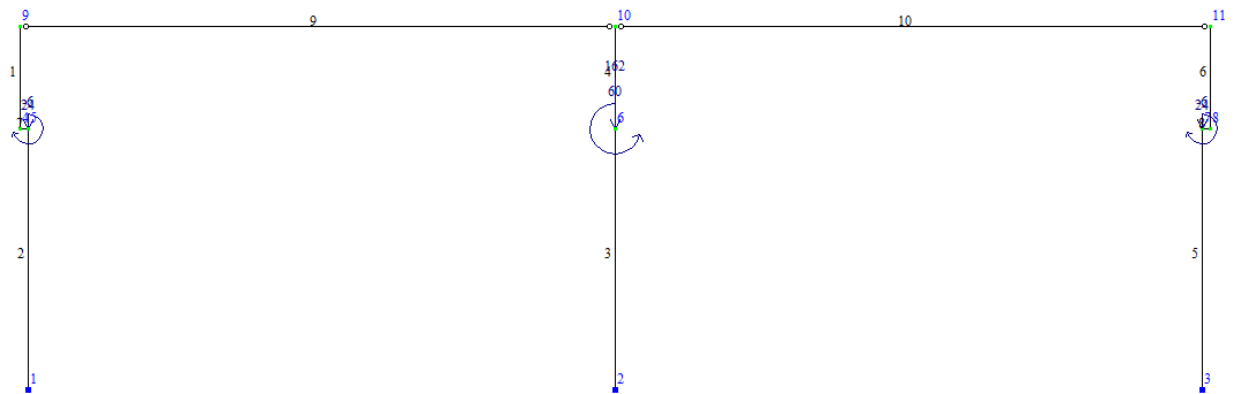


Рис.2.1.23 - Розрахункова схема від кранового навантаження за варіантом II.

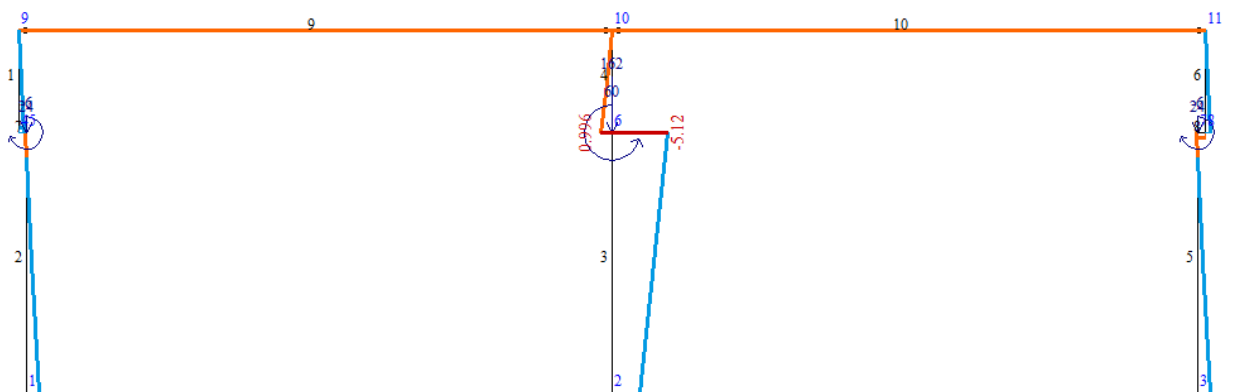


Рис. 2.1.24 - Епюра згинальних моментів M_y від кранового навантаження за варіантом II.

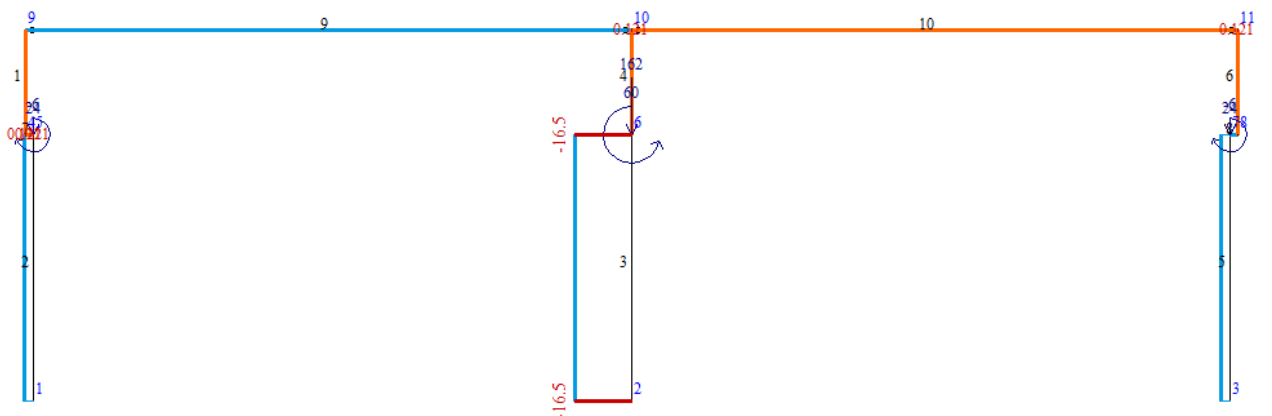


Рис. 2.1.25 - Епюра повздовжніх сил N від кранового навантаження за варіантом II.

2.1.3 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

Таблиця 2.1.3 – Розрахункові комбінації зусиль в колоні внутрішнього ряду К-1 по вісі А:

- Надкранова частина колони К-1:

№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
						N (т)	Mk (т*м)	My (т*м)	Qz (т)	Mz (т*м)	Qy (т)	
1	1	2	-	A1	1	- 49,840	0,000	5,513	- 2,203	0,000	0,000	1 2 3 4 5 10
1	1	2	-	A1	2	- 41,800	0,000	0,012	- 0,014	0,000	0,000	1 2 3 4 11
1	1	2	-	A1	13	- 41,800	0,000	2,902	- 0,907	0,000	0,000	1 2 3 4
1	1	1	-	A1	18	- 50,264	0,000	3,578	- 1,370	0,000	0,000	1 2 3 4 5
1	1	2	К	B1	1	- 49,840	0,000	6,069	- 1,992	0,000	0,000	1 2 3 4 5 8 10
1	1	2	К	B1	2	- 41,800	0,000	- 0,867	0,201	0,000	0,000	1 2 3 4 6 7 11
1	1	2	К	B1	13	- 41,800	0,000	0,120	0,307	0,000	0,000	1 2 3 4 7 8 11
1	2	1	-	A1	2	- 47,927	0,000	- 2,039	- 1,370	0,000	0,000	1 2 3 4 5
1	2	1	-	A1	6	- 39,463	0,000	- 0,816	- 0,907	0,000	0,000	1 2 3 4
1	2	2	-	A1	14	- 47,503	0,000	- 1,978	- 1,451	0,000	0,000	1 2 3 4 5 10
1	2	2	К	B1	14	- 47,503	0,000	- 1,978	- 1,698	0,000	0,000	1 2 3 4 5 8 10

- Підкранова частина колони К-1:

№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
						N (т)	Mk (т*м)	My (т*м)	Qz (т)	Mz (т*м)	Qy (т)	
2	1	1	-	A1	1	- 54,696	0,000	24,928	- 3,989	0,000	0,000	1 2 3 4 10
2	1	2	-	A1	2	- 54,696	0,000	- 15,570	0,945	0,000	0,000	1 2 3 4 11
2	1	2	-	A1	6	- 62,737	0,000	25,353	- 4,121	0,000	0,000	1 2 3 4 5 10
2	1	2	-	A1	18	- 62,737	0,000	4,413	- 1,347	0,000	0,000	1 2 3 4 5
2	1	2	-	A1	33	- 54,696	0,000	1,662	- 0,907	0,000	0,000	1 2 3 4
2	1	1	-	A1	34	- 63,160	0,000	4,558	- 1,370	0,000	0,000	1 2 3 4 5
2	1	2	К	B1	2	- 62,130	0,000	- 16,917	1,262	0,000	0,000	1 2 3 4 6 8 11
2	1	2	К	B1	5	- 56,899	0,000	- 18,263	1,266	0,000	0,000	1 2 3 4 7 8 11
2	1	2	К	B1	6	- 70,171	0,000	25,659	- 4,016	0,000	0,000	1 2 3 4 5 6 10
2	1	2	К	B1	18	- 72,373	0,000	3,679	- 1,133	0,000	0,000	1 2 3 4 5 6 7
2	1	2	К	B1	33	- 64,333	0,000	0,928	- 0,692	0,000	0,000	1 2 3 4 6 7
2	2	2	-	A1	2	- 54,429	0,000	- 12,553	- 0,454	0,000	0,000	1 2 3 4 5 11
2	2	2	-	A1	6	- 54,429	0,000	- 7,694	- 2,203	0,000	0,000	1 2 3 4 5 10
2	2	2	-	A1	13	- 46,389	0,000	- 7,813	- 0,907	0,000	0,000	1 2 3 4
2	2	2	-	A1	18	- 54,429	0,000	- 9,663	- 1,347	0,000	0,000	1 2 3 4 5
2	2	1	-	A1	34	- 54,852	0,000	- 9,760	- 1,370	0,000	0,000	1 2 3 4 5
2	2	2	К	B1	2	- 64,065	0,000	- 11,046	- 0,240	0,000	0,000	1 2 3 4 5 6 7 11
2	2	2	К	B1	6	- 64,065	0,000	- 6,187	- 1,989	0,000	0,000	1 2 3 4 5 6 7 10
2	2	2	К	B1	13	- 48,591	0,000	- 10,044	0,307	0,000	0,000	1 2 3 4 7 8 11
2	2	2	К	B1	18	- 64,065	0,000	- 8,156	- 1,133	0,000	0,000	1 2 3 4 5 6 7
2	2	2	К	B1	33	- 56,025	0,000	- 6,306	- 0,692	0,000	0,000	1 2 3 4 6 7

2.1.4 РОЗРАЗУНОК КОЛОНИ КРАЙНЬОГО РЯДУ К-1

Приймаємо важкий бетон класу С20/25.

Розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 14.5$ МПа;

Значення відносних деформацій $\varepsilon_{cz,cd} = 0.63\text{‰}$ та $\varepsilon_{cu3,cd} = 3.10\text{‰}$;

Модуль пружності $E_{cd} = 23 \cdot 10^3$ МПа.

Поздовжня арматура класу А400С.

Розрахункове значення міцності на стиск та розтяг $f_{yd} = 363.64$ МПа;

модуль пружності $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ МПа;

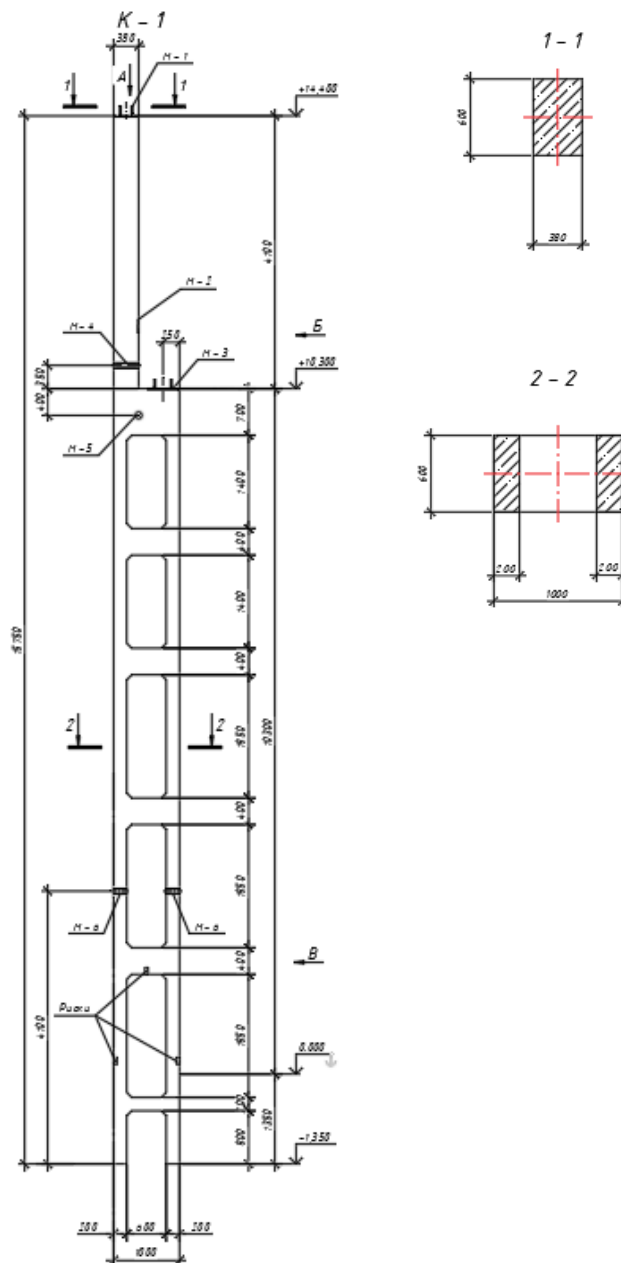
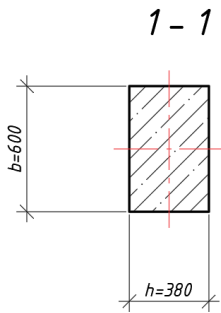


Рис 2.1.26 – Загальний вид колони

Розрахунок надкранової частини колони.

Розрахунок в площині дії моменту



Розміри поперечного перерізу колони - $b \times h = 600 \times 380$ мм. Арматуру підбираю за однією комбінацією, обираю максимальне значенню N_{Ed} та відповідне йому максимальне значення M_{Ed} :

Рис. 2.1.27 - Поперечний переріз надкранової частини

$$N_{Ed} = 498.4 \text{ кН};$$

$$M_{Ed} = 60.7 \text{ кНм};$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту:

$$l_0 = 2 \cdot l = 2 \cdot 4.1 = 8.2 \text{ м}, (2.1.39)$$

де, $l = 4100$ мм – висота стиснутого елемента «у чистоті» між закріпленням кінців.

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 10 \right\} \quad (2.1.40)$$

$$e_0 = \max \{ 8200/600; 380/30; 10 \} = \max \{ 13.6; 12.6; 10 \} = 13.6 \text{ мм}. \quad (2.1.41)$$

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету отриманого із статичного розрахунку e_1 , але не меншим від e_0 .

$$e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{60.7}{498.4} = 0.122 \text{ м}; \quad e = e_1 = 122 \text{ мм}. \quad (2.1.42)$$

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = l_0 / (0.2887 \cdot h) = 8200 / (0.2887 \cdot 380) = 74.7 \quad (2.1.43)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} = \frac{26,2}{\sqrt{n}} = \frac{26,2}{\sqrt{0,15}} = 67,7; \quad (2.1.44)$$

де: $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$;

- n - відносна осьова сила (A_c - площа бетону поперечного перерізу колони).

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{498400}{380 \cdot 600 \cdot 14.5} = 0,15 \quad (2.1.45)$$

$$\lambda_{lim} = 67,7 < \lambda = 74,9$$

Виходячи з умови, вплив поздовжнього вигину враховувати необхідно.

Ексцентриситет викликаний поздовжнім вигином для стиснутих елементів прямокутного або круглого перерізу (при $\lambda < 140$ та $l_0 > 0,1h$) може бути визначено за спрощеною залежністю:

$$e_2 = 0.1 \cdot k_1 \cdot l_0^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right) = 0.1 \cdot 1 \cdot 8200^2 \cdot 1.11 \cdot 10^{-5} = 7.46 \text{ мм.} \quad (2.1.46)$$

$$k_1 = 1 \text{ при } \lambda > 35$$

$$\left(\frac{1}{r}\right) = k_2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s0}}{0.45 \cdot d}\right) = 1 \cdot \left(\frac{0.01732}{0.45 \cdot 340}\right) = 1.11 \cdot 10^{-5} \quad (2.1.47)$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{364.64}{21000} = 0.01732 \quad (2.1.48)$$

$k_2 = 1$ – коефіцієнт, що враховує зміну кривизни при зростанні поздовжньої сили, для забезпечення більшої надійності конструкції.

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e_1 + e_2 = 7.46 + 122 = 129.66 \text{ мм.} \quad (2.1.49)$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k , β і ω_c :

$$k = 0.79677; \quad \beta = 0.45111; \quad \omega_c = 0.89839.$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 498.4 \cdot \left(0.12966 + \frac{0.38}{2} - 0.04\right) = 139.38 \text{ кНм} \quad (2.1.50)$$

e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

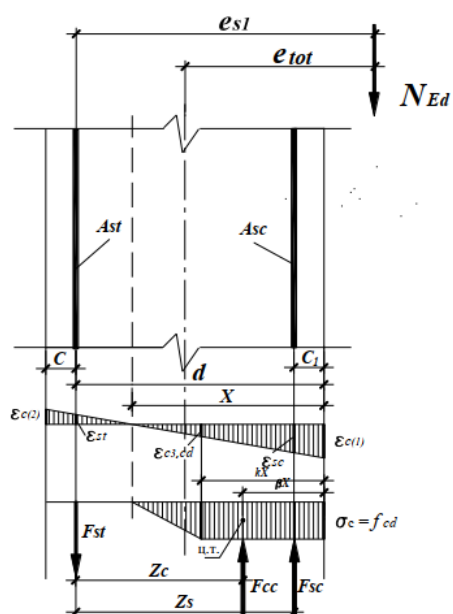


Рис.2.1.28 - Напруження і деформації в перерізі при позацинтровому стиску.

Система рівнянь рівноваги позацинтрового стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.51)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.52)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно

воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта $k_{s1} = k_{st}$ позитивний для розтягнутої арматури A_{st} і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{139.38 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 340^2} = 0.1542 \quad (2.1.53)$$

Силловий параметр (параметр осового навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{498400}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 340} = 0.1875 \quad (2.1.54)$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{3.10}{3.10 + 1.732} = 0.64; \quad (2.1.55)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3.10}{3.10 + 25} = 0.11. \quad (2.1.56)$$

$$\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha_n = 0.1875 < \xi_{lim} = 0.64 \quad (2.1.57)$$

Виходячи з умови, переріз працює в **області деформування 2** (випадок великих ексцентриситетів – рис.2.1.29).

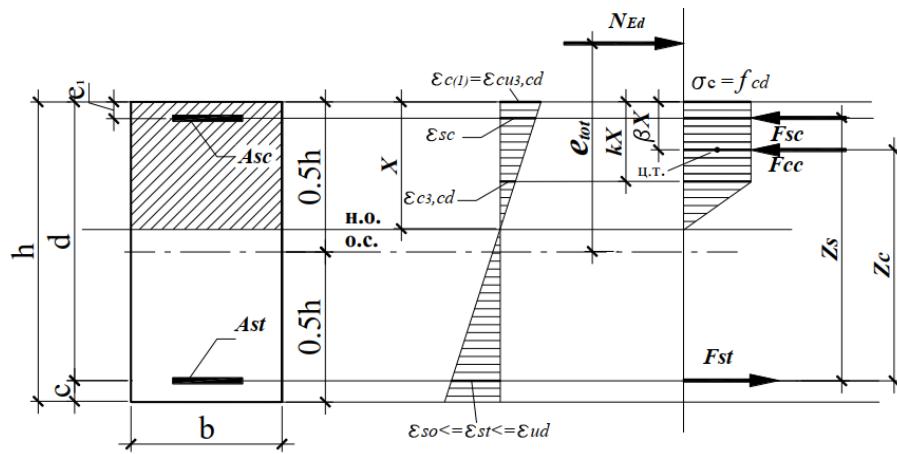


Рис.2.1.29 – Епюри напружень і деформації для області деформування 2.

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.15 - 0.18 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.18)}{(1 - 0.117)} = -0.017 \quad (2.1.58)$$

$$\delta = c_1/d = 40/340 = 0.117 \quad (2.1.59)$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 498400}{363.64} = 137.05 \text{ мм}^2 \quad (2.1.60)$$

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002A_c = 0.002 \cdot 380 \cdot 600 = 456 \text{ мм}^2. \quad (2.1.61)$$

Приймаю армування 3 Ø14 A400C ($A_{st} = 462.0 \text{ мм}^2$).

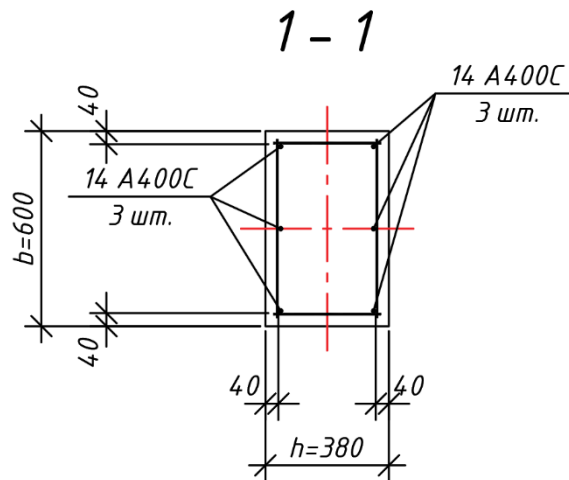


Рис. 2.1.30 - Схема армування надкранової частини колони.

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0,04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 380 \cdot 600 = 9120 \text{ мм}^2. \quad (2.1.62)$$

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - k_{sc} f_{yd} A_{sc} (d - c_1)}{f_{cd} b d^2} = \frac{139.38 \cdot 10^6 - 1 \cdot 363.64 \cdot 462 \cdot (333 - 40)}{14.5 \cdot 380 \cdot 333^2} = 0.14 \quad (2.1.62)$$

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m \cdot \beta}{\omega_c}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.14 \cdot 0.45111}{0.89839}} = 0.92 \quad (2.1.62)$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \cdot d = 0.92 \cdot 333 = 306,36 \text{ мм}. \quad (2.1.62)$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(333 - 306,36)}{0.45111} = 59,05 \text{ мм}. \quad (2.1.62)$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} (d - X)}{X} = \frac{3.10 \cdot (333 - 59,05)}{59,05} = 14.4\text{‰} \quad (2.1.62)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{ud} \quad (2.1.62)$$

$$\varepsilon_{s0} = 1.732\text{‰} < \varepsilon_{st} = 14,4\text{‰} < \varepsilon_{ud} = 25\text{‰} \quad (2.1.62)$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позацентровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок з площини дії моменту

Розміри поперечного перерізу колони - $b \times h = 380 \times 600$ мм. Армування підбираємо за комбінацією:

$$N_{Ed} = 498.4 \text{ кН}, M_{Ed} = 0 \text{ кНм.} \quad (2.1.63)$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \cdot l = 1.5 \cdot 4.1 = 6.15 \text{ м.} \quad (2.1.64)$$

де l – висота стиснутого елемента «у чистоті» між закріпленням кінців, приймаємо $l = H_1 = 4100$ мм – висота надкранової частини.

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

$$e_0 = \max\left\{\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 10\right\} = \max\left\{\frac{6150}{600}; \frac{600}{30}; 10\right\} = \max\{10.25; 20; 10\} = 20 \text{ мм.} \quad (2.1.65)$$

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{0.2887 \cdot h} = \frac{6150}{0.2887 \cdot 600} = 35.5 \text{ мм.} \quad (2.1.66)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} = \frac{26.2}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.15}} = 67.7 \text{ мм.} \quad (2.1.67)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{498400}{380 \cdot 600 \cdot 14.5} = 0.15 \quad (2.1.68)$$

$$\lambda_{lim} = 67.7 > \lambda = 35.5 \quad (2.1.69)$$

Умова виконується, отже вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e_0 = 20 \text{ мм.} \quad (2.1.70)$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c :

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111; \omega_c = 0.89839$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 498.4 \cdot \left(0.02 + \frac{0.6}{2} - 0.05\right) = 134,57 \text{ кНм}, \quad (2.1.71)$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.72)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.73)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). $(2.1.74)$

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{134,57 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 380 \cdot 560^2} = 0.087 \quad (2.1.75)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{498400}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 380 \cdot 560} = 0.18 \quad (2.1.76)$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{3.10}{3.10 + 1.732} = 0.64; \quad (2.1.77)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3.10}{3.10 + 25} = 0.11. \quad (2.1.78)$$

$$\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha_n = 0.18 < \xi_{lim} = 0.64, \quad (2.1.79)$$

Умова дотримується, отже переріз працює в області деформування 2 (випадок великих ексцентриситетів – рис.2.1.29)

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.087 - 0.18 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.18)}{(1 - 0.071)} = -0.083 \quad (2.1.80)$$

де $\delta = c_1/d = 40/560 = 0.071$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 498400}{363.64} = 137.06 \text{ мм}^2 \quad (2.1.81)$$

Або

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002A_c = 0.002 \cdot 380 \cdot 600 = 456 \text{ мм}^2. \quad (2.1.82)$$

Приймаю армування 2Ø18A400C з $A_{sc} = 509 > 456 \text{ мм}^2$.

1 - 1

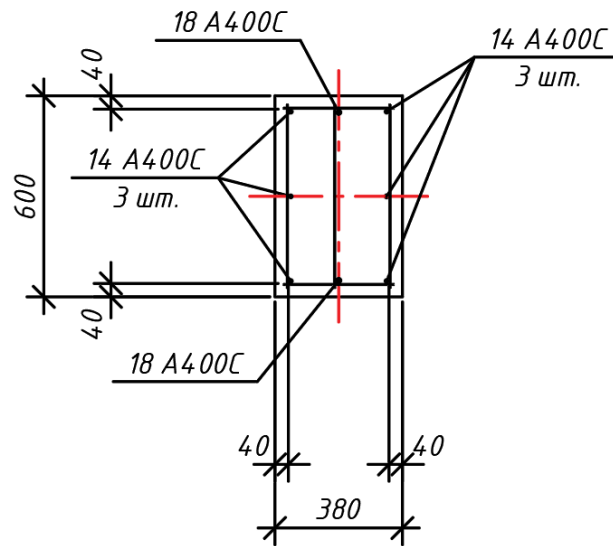


Рис.2.1.31 – Загальна схема армування надкранової частини колони.

Розрахунок підкранової частини колони.

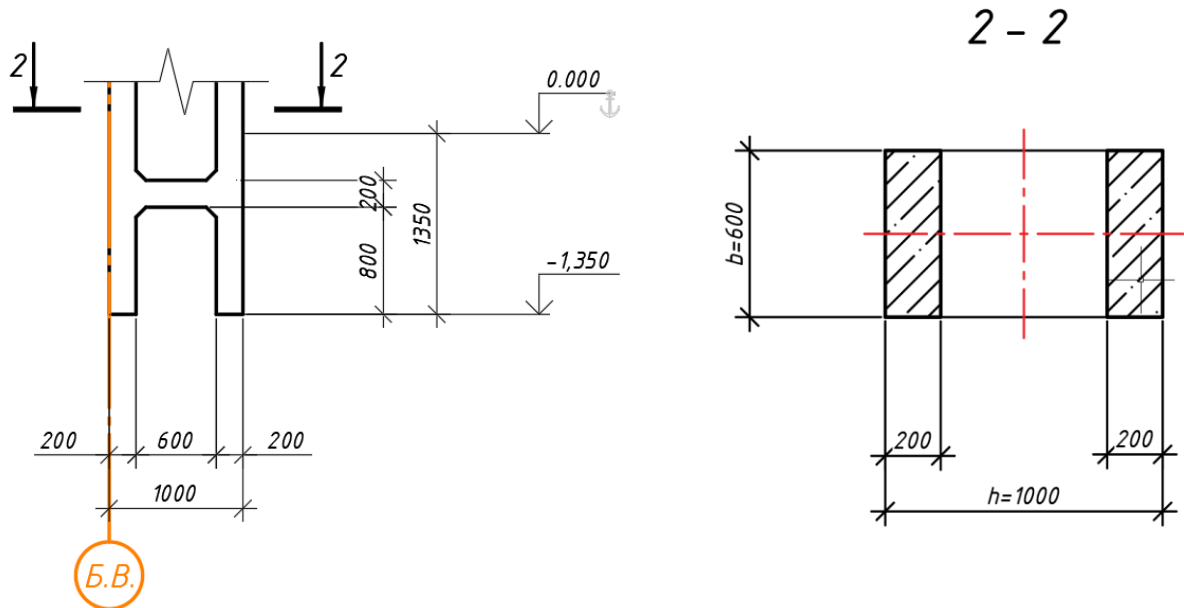


Рис. 2.1.32 - Загальний вигляд підкранової частини (фрагмент)

- Розрахунок в площині дії моменту.

Відстань між осями гілок $c = 800$ мм, висота всього перерізу $h_c = 1000$ мм, переріз гілки $b = 600$ мм, $h = 200$ мм. Середній шаг розпірок $s = 1.83$ м.

В перерізі діють 2 комбінації зусиль:

$$M_{max} = 249.28 \text{ кНм}; N_{відп} = -546.96 \text{ кН}; Q_{відп} = -39.89 \text{ кН};$$

$$M_{відп} = 256.59 \text{ кНм}; N_{max} = -701.71 \text{ кН}; Q_{відп} = -40.16 \text{ кН}.$$

Розрахунок за першою комбінацією зусиль

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \cdot H_2 = 1.5 \cdot 1.85 = 2.775 \text{ м},$$

де H_2 – висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 1850$ мм – середній розмір вікна колони.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_b^2} = \sqrt{11.85^2 + 9.15^2} = 14.97; \quad (2.1.81)$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{2775}{234.1} = 11.85; \quad \lambda_b = \frac{s}{h_b} = \frac{1830}{200} = 9.15 \quad (2.1.82)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot c^2}{n^2 \cdot h_b^2})}} = \sqrt{\frac{800^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot 800^2}{5^2 \cdot 200^2})}} = 234.1 \text{ мм}; \quad (2.1.83)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.314}} = 46.78 \quad (2.1.84)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$.

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ – відносна осьова сила ($A_c = 200 \cdot 600 = 120\,000$ мм – площа поперечного перерізу колони):

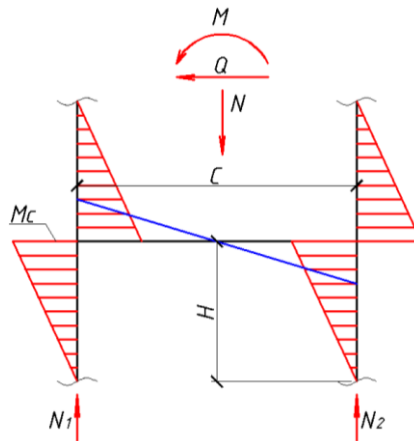
$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{546\,960}{120\,000 \cdot 14.5} = 0.314 \quad (2.1.85)$$

$$\lambda_{lim} = 46.78 > \lambda = 14.97$$

Умова дотримується, вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677; \omega_c = 0.89839; \omega_c = 0.89839$$



2.1.33 - До розрахунку зусиль в гілках та розпірці

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \cdot s}{4} = \frac{39.89 \cdot 1.83}{4} = 18.24 \text{ кНм.} \quad (2.1.86)$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c}; \quad (2.1.87)$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{546.96}{2} + \frac{249.28}{0.8} = 585.08 \text{ кН;} \quad (2.1.88)$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{546.96}{2} - \frac{249.28}{0.8} = 38.12 \text{ кН.} \quad (2.1.89)$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

$$e_0 = \max\left\{\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 10\right\} = \max\left\{\frac{1000}{600}; \frac{200}{30}; 10\right\} = \max\{1.67; 6.67; 10\} = 10 \text{ мм.} \quad (2.1.90)$$

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{18.24}{585.08} = 0.031 \text{ м} \quad (2.1.91)$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 = 30.1 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed,b1} \cdot e_{s1} = N_{Ed,b1} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 585.08 \cdot (0.03 + 0.1 - 0.04) = 52,65 \text{ кНм} \quad (2.1.92)$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.93)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.94)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта k_{st} позитивний для розтягнутої арматури і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{52.65 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 160^2} = 0.263 \quad (2.1.95)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{585080}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 160} = 0.468 \quad (2.1.96)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{585080}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 160} = 0.504. \quad (2.1.97)$$

Оскільки: $\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha_n = 0.468 < \xi_{lim} = 0.64$

Умова виконується, отже переріз працює в області деформування 2 (випадок великих ексцентриситетів Рис.2.25)

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.263 - 0.468 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.468)}{(1 - 0.25)} = -0.14 \quad (2.1.98)$$

Де: $\delta = c/d = 40/160 = 0.25$.

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 858080}{363.64} = 160.9 \text{ мм}^2 \quad (2.1.99)$$

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002 A_c = 0.002 \cdot 200 \cdot 600 = 240 \text{ мм}^2. \quad (2.1.100)$$

Приймаємо армування 2Ø14 A400C ($A_{st} = 308 \text{ мм}^2$).

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0.04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0.08 \cdot A_c$ в напусках.

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c = 0.04 \cdot 200 \cdot 600 = 4800 \text{ мм}^2. \quad (2.1.101)$$

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - k_{sc} f_{yd} A_{sc} (d - c_1)}{f_{cd} b d^2} = \frac{52.65 \cdot 10^6 - 1 \cdot 363.64 \cdot 308 \cdot (160 - 40)}{14.5 \cdot 600 \cdot 160^2} = 0.17, \quad (2.1.102)$$

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m \cdot \beta}{\omega_c}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.17 \cdot 0.45111}{0.89839}} = 0.91 \quad (2.1.103)$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \cdot d = 0.91 \cdot 160 = 145,6 \text{ мм.} \quad (2.1.104)$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(160 - 145,6)}{0.45111} = 31,9 \text{ мм.} \quad (2.1.105)$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d - X)}{X} = \frac{3.10 \cdot (160 - 31,9)}{31,9} = 12,45\text{‰} \quad (2.1.106)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{ud} \quad (2.1.107)$$

$$\varepsilon_{s0} = 1.732\text{‰} < \varepsilon_{st} = 12,45\text{‰} < \varepsilon_{ud} = 25\text{‰}$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позацентровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок за другою комбінацією зусиль .

$$M_{\text{відп}} = 256.59 \text{ кНм}; N_{\text{max}} = -701.71 \text{ кН}; Q_{\text{відп}} = -40,16 \text{ кН.}$$

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \cdot H_2 = 1 \cdot 1.85 = 2.775 \text{ м,} \quad (2.1.89)$$

де H_2 – висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 1.85$ мм – середній розмір вікна колони.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_b^2} = \sqrt{11.85^2 + 9.15^2} = 14.97; \quad (2.1.108)$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{2775}{234,1} = 11.85; \lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{1830}{200} = 9.15 \quad (2.1.109)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot c^2}{n^2 \cdot h_B^2})}} = \sqrt{\frac{800^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot 800^2}{5^2 \cdot 200^2})}} = 234,1 \text{ мм}; \quad (2.1.110)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.4}} = 41.59 \quad (2.1.111)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$.

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ – відносна осьова сила ($A_c = 200 \cdot 600 = 120\,000$ мм – площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{701\,710}{120\,000 \cdot 14.5} = 0.4 \quad (2.1.112)$$

$$\lambda_{lim} = 41.59 > \lambda = 14.97$$

Умова дотримується, вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677; \omega_c = 0.89839; \omega_c = 0.89839$$

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \cdot s}{4} = \frac{40.16 \cdot 1.925}{4} = 19.33 \text{ кНм} \quad (2.1.113)$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c}; \quad (2.1.114)$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{701.71}{2} + \frac{256.6}{0.8} = 671.6 \text{ кН}; \quad (2.1.115)$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{701.71}{2} - \frac{256.6}{0.8} = 30.1 \text{ кН}. \quad (2.1.116)$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно враховувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

$$e_0 = \max\left\{\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 10\right\} = \max\left\{\frac{1000}{600}; \frac{200}{30}; 10\right\} = \max\{1.67; 6.67; 10\} = 10 \text{ мм}. \quad (2.1.117)$$

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{19.33}{671.6} = 0.029 \text{ м} \quad (2.1.118)$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_d = 29 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed,b1} \cdot e_{s1} = N_{Ed,b1} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 671.6 \cdot (0.028 + 0.1 - 0.05) = 52.4 \text{ кНм},$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.119)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.120)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта k_{st} позитивний для розтягнутої арматури і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{52.4 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 160^2} = 0.26 \quad (2.1.121)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{671 \cdot 600}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 160} = 0.53 \quad (2.1.122)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = 0.53$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11 < \xi = 0.53 > \xi_{lim} = 0.64,$$

Умова виконується, отже переріз працює в області деформування 2 (випадок великих ексцентриситетів Рис.2.25)

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.26 - 0.53 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.53)}{(1 - 0.25)} = -0.18 \quad (2.1.123)$$

$$\text{Де: } \delta = c/d = 40/160 = 0.25.$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 671600}{363.64} = 184.7 \text{ мм}^2 \quad (2.1.124)$$

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002A_c = 0.002 \cdot 200 \cdot 600 = 240 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо армування 2Ø14 А400С ($A_{st} = 308 \text{ мм}^2$).

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0,04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 200 \cdot 600 = 4800 \text{ мм}^2.$$

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - k_{sc} f_{yd} A_{sc} (d - c_1)}{f_{cd} b d^2} = \frac{52.4 \cdot 10^6 - 1 \cdot 363.64 \cdot 308 \cdot (160 - 40)}{14.5 \cdot 600 \cdot 160^2} = 0.17 \quad (2.1.125)$$

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m \cdot \beta}{\omega_c}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.17 \cdot 0.45111}{0.89839}} = 0.91 \quad (2.1.126)$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \cdot d = 0.91 \cdot 160 = 145,6 \text{ мм.} \quad (2.1.127)$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(160 - 145,6)}{0.45111} = 31,9 \text{ мм.} \quad (2.1.128)$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d - X)}{X} = \frac{3.10 \cdot (160 - 31,9)}{31,9} = 12,45\text{‰} \quad (2.1.129)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{ud} \quad (2.1.130)$$

$$\varepsilon_{s0} = 1.732\text{‰} < \varepsilon_{st} = 12,45\text{‰} < \varepsilon_{ud} = 25\text{‰}$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позацентровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок з площини дії моменту .

Відстань між осями гілок $c = 800$ мм, висота всього перерізу $h_c = 1000$ мм, переріз гілки $h = 600$ мм, $b = 200$ мм. Середній шаг розпірок $s = 1.83$ м.

$$M_{\text{відп}} = 256.59 \text{ кНм}; N_{\text{max}} = -701.71 \text{ кН}; Q_{\text{відп}} = -40,16 \text{ кН.}$$

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \cdot H_2 = 1 \cdot 1.85 = 2.775 \text{ м,}$$

де H_2 – висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 1.85$ м – середній розмір вікна колони.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_B^2} = \sqrt{7.63^2 + 9.15^2} = 14.93; \quad (2.1.131)$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{2775}{363,26} = 7.63; \quad \lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{1830}{200} = 9.15 \quad (2.1.132)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot c^2}{n^2 \cdot h_B^2})}} = \sqrt{\frac{800^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot 800^2}{5^2 \cdot 600^2})}} = 363,26 \text{ мм}; \quad (2.1.133)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.4}} = 41.59 \quad (2.1.134)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$.

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ – відносна осьова сила ($A_c = 200 \cdot 600 = 120\,000$ мм – площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{701\,710}{120\,000 \cdot 14.5} = 0.4 \quad (2.1.135)$$

$\lambda_{lim} = 41.59 > \lambda = 14.93$ – вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677; k = 0.79677; k = 0.79677$$

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \cdot s}{4} = \frac{40.16 \cdot 1.83}{4} = 18.37 \text{ кНм.} \quad (2.1.136)$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c}; \quad (2.1.137)$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{701.71}{2} + \frac{256.59}{0.8} = 679.6 \text{ кН;} \quad (2.1.138)$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{701.71}{2} - \frac{256.59}{0.8} = 30.11 \text{ кН.} \quad (2.1.139)$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно враховувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

$$e_0 = \max\left\{\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 10\right\} = \max\left\{\frac{1000}{600}; \frac{200}{30}; 10\right\} = \max\{1.67; 6.67; 10\} = 10 \text{ мм.} \quad (2.1.140)$$

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{30.11}{679.6} = 0.044 \text{ м} \quad (2.1.141)$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_d = 44 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed,b1} \cdot e_{s1} = N_{Ed,b1} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 679.6 \cdot (0.044 + 0.3 - 0.04) = 206.6 \text{ кНм,}$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.143)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.144)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта k_{st} позитивний для розтягнутої арматури і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{206.6 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 200 \cdot 560^2} = 0.26 \quad (2.1.145)$$

Силовий параметр (параметр осьового навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{701710}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 200 \cdot 560} = 0.48 \quad (2.1.146)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = 0.48 \quad (2.1.147)$$

Оскільки: $\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha_n = 0.48 < \xi_{lim} = 0.64$

Умова виконується, отже переріз працює в області деформування 2 (випадок великих ексцентриситетів – рис.2.1.29).

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.26 - 0.48 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.48)}{(1 - 0.07)} = -0.11 \quad (2.1.148)$$

де $\delta = c/d = 40/560 = 0.07$.

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 701710}{363.64} = 192,97 \text{ мм}^2 \text{ або } \quad (2.1.149)$$

$$0.002A_c = 240 \text{ мм}^2 \text{ (більшу з величин).}$$

Приймаємо армування 2Ø14 A400C ($A_{st} = 308.0 \text{ мм}^2$).

Розрахунок проміжної розпірки.

Згинальний момент дорівнює сумі моментів в двох гілках, що примикають до рамного вузла знизу і вгорі. Тому:

$$M_p = 2 \cdot M_c = 2 \cdot 18.37 = 36.74 \text{ кНм} \quad (2.1.150)$$

$$M_c = \frac{Q \cdot S}{4} = \frac{40,16 \cdot 1.83}{4} = 18.37 \text{ кНм} \quad (2.1.151)$$

Переріз розпірки прямокутний і має розміри $b = 600 \text{ мм}$, $h = 400 \text{ мм}$, $d=360\text{мм}$. Так як еюра моментів двозначна армуємо розпірку подвійною симетричною арматурою $A_{st} = A_{sc}$. Площа армування:

$$A_{st} = A_{sc} = \frac{M_p}{f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{36,74 \cdot 10^6}{363.64 \cdot (360 - 40)} = 315.73 \text{ мм}^2 \quad (2.1.152)$$

За конструктивними вимогами кількість арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$0.002A_{sc} = 0.002A_{st} = 480\text{мм}^2$$

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max} = 0.04A_c = 9600\text{мм}^2$.

Приймаємо 3Ø16A400C ($A_{st} = 603 \text{ мм}^2$).

2.1.5 РОЗРАХУНОК РОЗКОСНОЇ ФЕРМИ ПОКРИТТЯ Ф-1

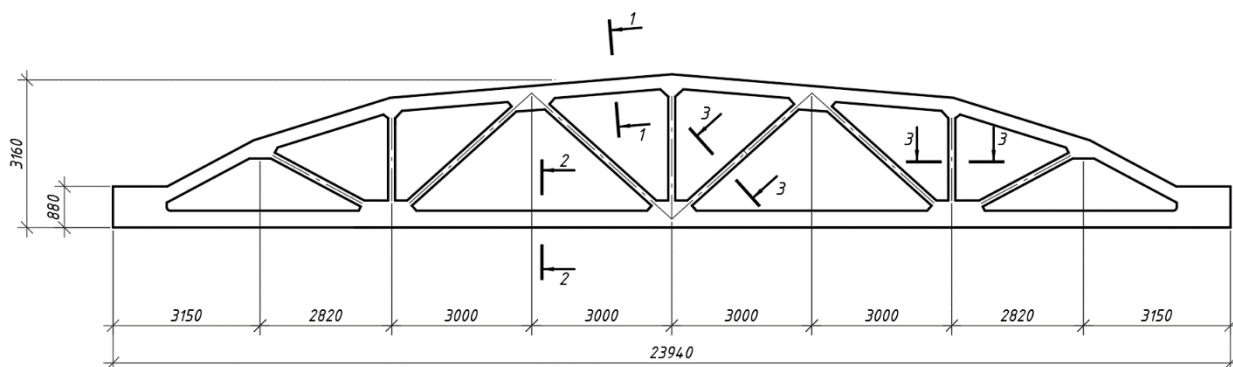
Загальні положення

Розкісні залізобетонні ферми покриттів – багатократно статично невизначені конструкції, їх розрахунок, як правило, виконується за допомогою програмних комплексів. Статичний розрахунок конструкції виконано у розрахунковому комплексі «ЛІРА-САПР».

Після визначення зусиль в елементах ферми виконують конструктивний розрахунок стрижнів верхнього та нижнього поясів та розкосів. Верхній пояс розраховують на позацентровий тиск, а нижній пояс та розкоси – на позацентровий розтяг. Нижній пояс виконують попередньо напруженим.

Розглядаємо розкісну ферму прольотом 24 м.

а)



б)

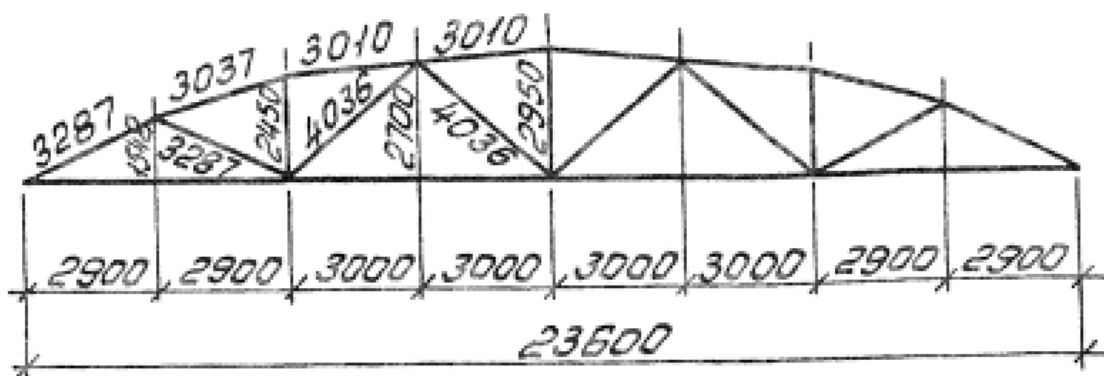


Рис. 2.1.34 – а) Загальний вигляд залізобетонної розкосної ферми Ф – 1;

б) Розрахункова схема ферми Ф – 1.

Статичний розрахунок.

Власна вага

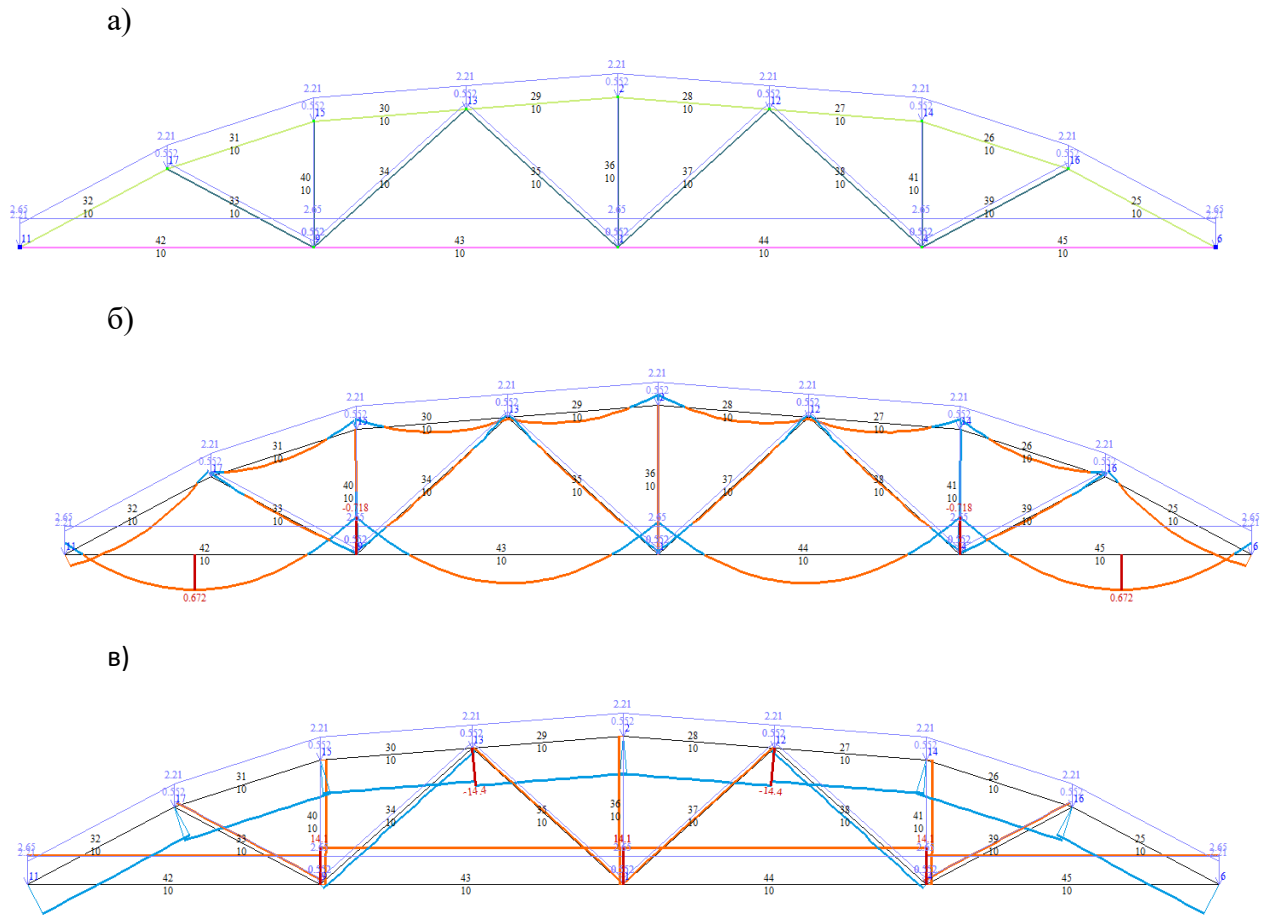
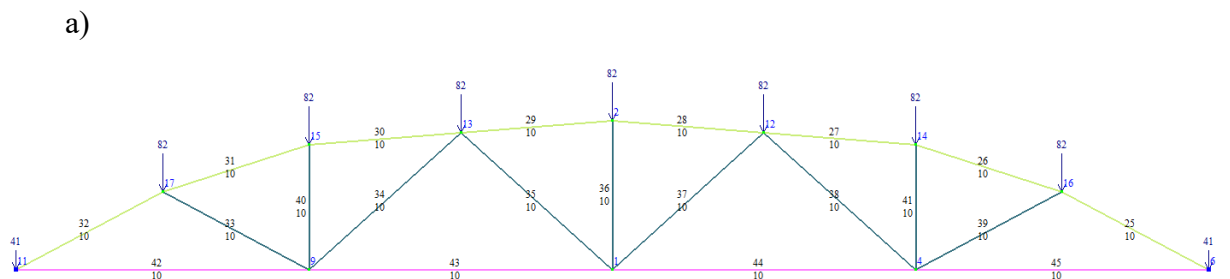


Рис. 2.1.35 – а) Розрахункова схема навантаження від власної ваги ферми Ф-1;

б) Епюри згинальних моментів M_y від власної ваги ферми;

в) Епюри повздовжніх сил N від власної ваги ферми.

Вага покрівлі



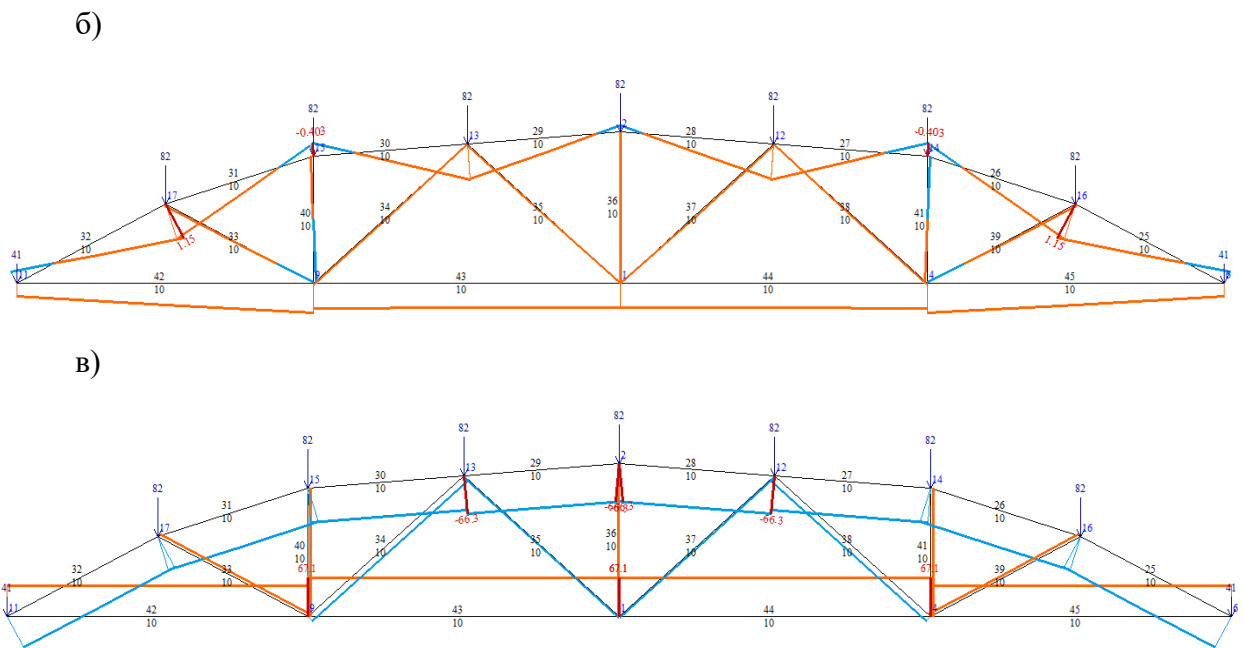


Рис. 2.1.36 – а) Розрахункова схема навантаження від ваги покрівлі;
 б) Епюри згинальних моментів M_y від ваги покрівлі;
 в) Епюри повздовжніх сил N від ваги покрівлі.

Снігове навантаження

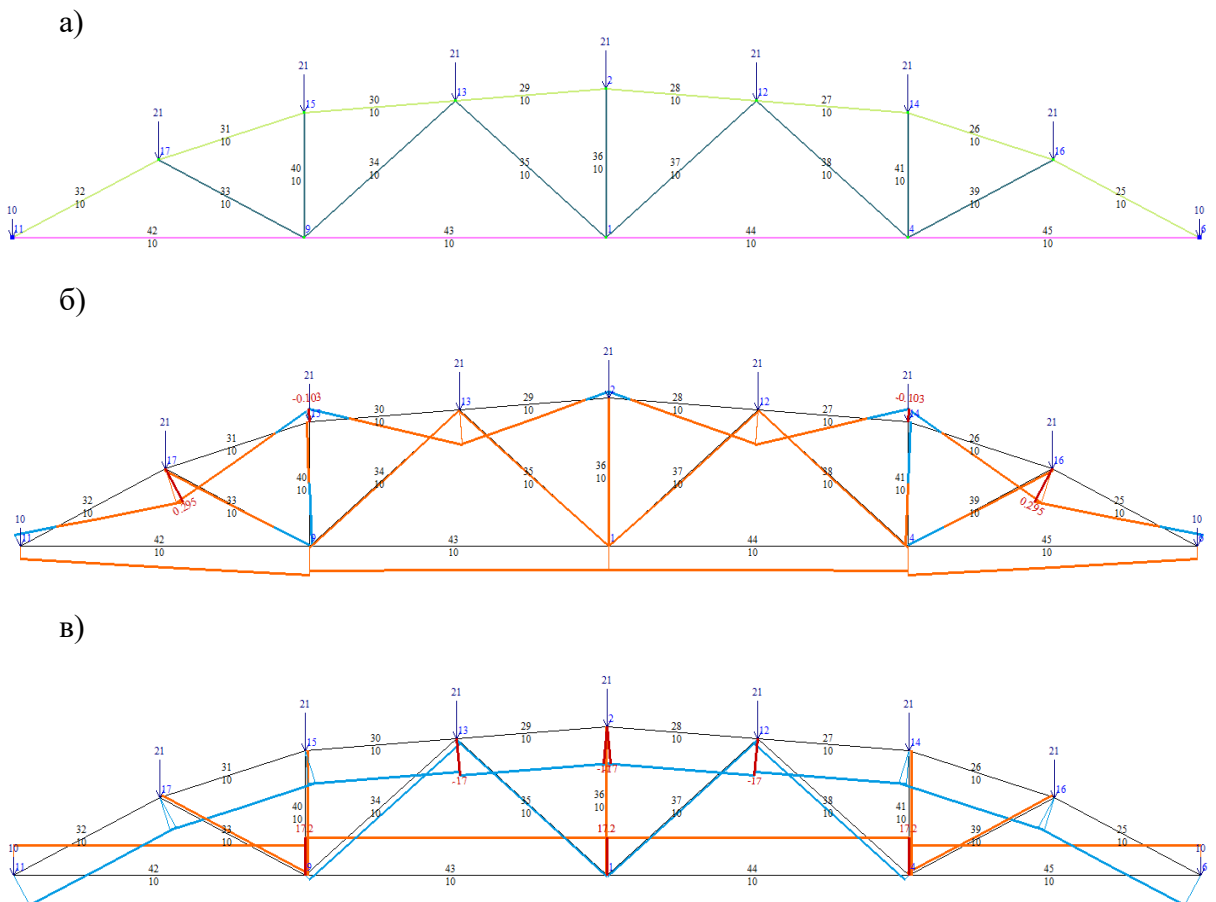


Рис. 2.1.37 – а) Розрахункова схема навантаження від снігового навантаження;
 б) Епюри згинальних моментів M_y від снігового навантаження;
 в) Епюри повздовжніх сил N від снігового навантаження.

Розрахунок нижнього поясу.

Табл. 2.1.4 – РСУ нижнього поясу ферми

№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						
						N (т)	M _k (т*м)	M _y (т*м)	Q _z (т)	M _z (т*м)	Q _y (т)	№ загруз
42	1	1	-	Al	1	78,824	0,000	0,259	0,810	0,000	0,000	1 2 3
42	2	1	-	Al	1	78,824	0,000	0,414	- 0,756	0,000	0,000	1 2 3
42	2	1	-	Al	14	65,009	0,000	0,183	- 0,779	0,000	0,000	1 2
43	1	1	-	Al	1	98,414	0,000	0,245	0,816	0,000	0,000	1 2 3
43	1	1	-	Al	13	81,219	0,000	0,049	0,818	0,000	0,000	1 2
43	2	1	-	Al	1	98,414	0,000	0,283	- 0,804	0,000	0,000	1 2 3
44	1	1	-	Al	1	98,414	0,000	0,283	0,804	0,000	0,000	1 2 3
44	2	1	-	Al	1	98,414	0,000	0,245	- 0,816	0,000	0,000	1 2 3
44	2	1	-	Al	14	81,219	0,000	0,049	- 0,818	0,000	0,000	1 2
45	1	1	-	Al	1	78,824	0,000	0,414	0,756	0,000	0,000	1 2 3
45	1	1	-	Al	13	65,009	0,000	0,183	0,779	0,000	0,000	1 2
45	2	1	-	Al	1	78,824	0,000	0,259	- 0,810	0,000	0,000	1 2 3

Вихідні дані для розрахунку:

Геометричні характеристики перерізу:

- розміри поперечного перерізу: $b = 300$ мм, $h = 360$ мм ;
- $c = 50$ мм — відстань від нижньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури;
- $d = h - c = 360 - 50 = 310$ мм робоча висота перерізу
- $c_1 = c = 50$ мм відстань від верхньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури;

Характеристика арматури:

- Клас попередньо напруженої арматури: K1400 (K-7)
- Модуль пружності арматури $E_p = 180000$ МПа;
- Характеристичне значення опору арматури розтягу: $f_{pk} = 1470$ МПа;
- Характеристичне значення умовної межі текучості: $f_{p0,1k} = 575$ МПа;
- $\gamma_s = 1.2$ – коефіцієнт надійності арматури;
- Розрахункове значення опору арматури розтягу:

$$f_{pd0} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1335 / 1.2 = 1112.5 \text{ МПа}; \quad (2.1.153)$$

- Відносні деформації видовження арматури:

$$\varepsilon_{p0} = f_{pd0} / E_p = 1112.5 / 180000 = 0.0062 \quad (2.1.154)$$

при досягненні напруженнями розрахункового опору f_{pd0} ;

- Граничні відносні деформації видовження арматури:

$$\text{Характеристичні: } \varepsilon_{uk} = 0.014 = 14^\circ /_{\infty}$$

$$\text{Розрахункові: } \varepsilon_{ud} = 0.9 \varepsilon_{uk} = 0.0126 = 12.6^\circ /_{\infty}; \quad (2.1.155)$$

Характеристика бетону:

- Клас бетону C30/35;
- Розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 19.5$ МПа
- Характеристична міцність на стиск $f_{ck} = 35$ МПа,
- Значення відносних деформацій: $\varepsilon_{cz,cd} = 0.72^\circ/_{oo}$ та $\varepsilon_{cu3,cd} = 2.8^\circ/_{oo}$

Розрахунковий згинаючий момент в перерізі від зовнішнього навантаження:

$$M_{Ed} = 4,14 \text{ кНм};$$

Розрахункова поздовжня сила в перерізі від зовнішнього навантаження:

$$N_{Ed} = 984,1 \text{ кН}.$$

При розрахунку попередньо напруженої конструкції деформаційним методом необхідно враховувати **деформацію розтягу арматури від попереднього напруження**:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{pm0}(x)/E_p = 1102.5/180000 = 0.0061, \text{ де: } \quad (2.1.156)$$

- $\sigma_{pm0}(x)$ – максимальні напруження (з урахування миттєвих втрат), прикладені до попередньо напруженої арматури [ДСТУ], які приймаються рівними меншому із двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75f_{pk} = 0,75 \cdot 1470 = 1102.5 \text{ МПа}; \quad (2.1.157)$$

$$0,85f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1335 = 1134.75 \text{ МПа}\}; \quad (2.1.158)$$

Найменше: $\sigma_{pm0}(x) = 1102.5$ МПа.

З урахуванням цього попереднього напруження гранична відносна деформація арматури при зовнішньому навантаженні не повинна перевищувати величини:

$$\varepsilon_{rud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 0.0126 - 0.0061 = 0.0065; \quad (2.1.159)$$

Цій граничній деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$f_{rud} = f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{rud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = 1112.5 + \left(\frac{1470}{1.2} - 1112.5 \right) \frac{0.0065 - 0.0062}{0.014 - 0.0062} = 1116.8 \text{ МПа}; \quad (2.1.160)$$

Де: $f_{pd0} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1112.5 \text{ МПа}$ – розрахункова міцність арматури при деформаціях, що дорівнюють $\varepsilon_{p0} = f_{pd0}/E_p = 0.0062$. (2.1.161)

Відповідно до запропонованої проф. А. Лапко [3] градації областей деформування перерізів залізобетонних елементів, при використанні білінійної діаграми межі областей деформування для попередньо напружених елементів можуть бути визначені, залежно від значення відносної висоти стиснутої зони ξ , наступним чином:

$$\text{Підобласть Ia: } \xi \leq \xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}}; \quad (2.1.161)$$

$$\text{Підобласть Ib: } \xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} < \xi \leq \xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}}; \quad (2.1.162)$$

$$\text{Область II: } \xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} < \xi \leq \xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}}. \quad (2.1.163)$$

Відповідно до співвідношень знаходимо верхнє $\xi_{lim,p}$ і нижнє $\xi_{b,p}$ граничні значення відносної висоти стиснутої зони для **області деформації II** і відповідні їм граничні значення $\alpha_{mp,b}$ та $\alpha_{mp,lim}$ на основі залежності:

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.72}{0.72 + 6.5} = 0.0997;$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{2.8}{2.8 + 6.5} = 0.3011;$$

$$\xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{2.8}{2.8 + 6.2 - 6.1} = 0.9655;$$

$$\alpha_{mp,a} = 0.0831 < \alpha_{mp,b} = 0.2277 < \alpha_{mp,lim} = 0.4848.$$

У наведених виразах $\varepsilon_{p0} = f_{pd0}/E_s = 0.0062$; $\varepsilon_{pud} = 0.0065$ – гранична відносна деформація попередньо напруженої арматури К1400 класу, що використовується.

При розрахунку позacentрово розтягнутих елементів, залежно від розташування в перерізі розтягуючого зусилля, розглядають два характерних випадки - випадок малих ексцентриситетів та випадок великих ексцентриситетів

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 984,1(0.0042 - 0.18 + 0.05) = -12,6 \text{ кНм}. \quad (2.1.164)$$

де e - ексцентриситет розтягуючого зусилля $N_{Ed} = 984,1$ кН відносно центра ваги перерізу:

$$e = M_{Ed}/N_{Ed} = 4,14/984,1 = 0.0042 \text{ м}; \quad (2.1.165)$$

де: $y_c = 0.18$ м - відстань від більш розтягнутої грані до центра ваги перерізу.

Так як $M_{Ed1} < 0$ (випадок малих ексцентриситетів), площу арматури A_{st1} визначають з рівняння моментів відносно менш розтягнутої арматури A_{st2} :

$$A_{st1} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{pud}(d - c_1)} = \frac{984,1 \cdot 0.1342}{1116.8(0.31 - 0.05)} = 454,8 \text{ мм}^2, \quad (2.1.166)$$

$$\text{де: } e_{s2} = e + 0.5h - c_1 = 0.0042 + 0.5 \cdot 0.36 - 0.05 = 0.1342 \text{ м}. \quad (2.1.167)$$

Площу арматури A_{st2} знаходять з рівняння:

$$A_{st2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1}}{f_{pud}(d - c_1)} = \frac{984,1 \cdot 0.1258}{1116.8(0.27 - 0.05)} = 503,8 \text{ мм}^2, \quad (2.1.168)$$

$$\text{де: } e_{s1} = 0.5h - e - c = 0.5 \cdot 0.36 - 0.0042 - 0.05 = 0.1258 \text{ м}. \quad (2.1.169)$$

Приймаємо армування більше ніж: $A_{st2} = 503,8 \text{ мм}^2$

Приймаємо 6 Ø12 K1400 ($A_{st} = 543.6 \text{ мм}^2$).

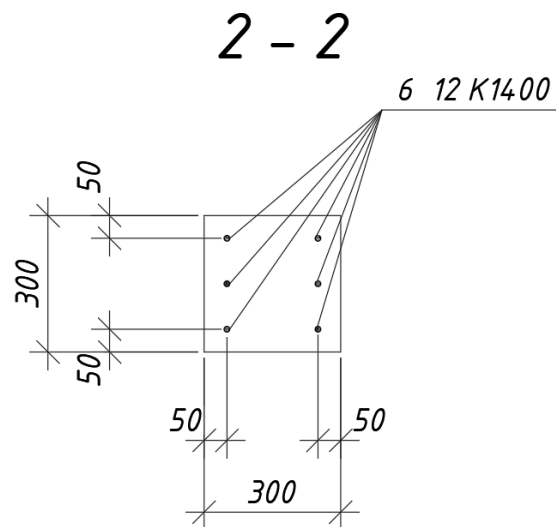


Рис. 2.1.38 – Схема розташування попередньо напруженої арматури в нижньому поясі ферми

Геометричні характеристики перерізу:

Визначасмо коефіцієнти приведення арматури до бетону для нижньої та верхньої арматури відповідно:

$$\alpha_{sp} = E_p/E_{cm} = 180000/34500 = 5.22; \quad \alpha_{scp} = E_{cp}/E_{cm} = 180000/34500 = 5.22.$$

Розміри перерізу та дані по армуванню:

$$b = 300 \text{ мм}; h = 360 \text{ мм};$$

$$c_{pl} = 50 \text{ мм}; c_p = 40 \text{ мм};$$

$$A_{sc} = 543,6 \text{ мм}^2; A_{scp} = 322 \text{ мм}^2.$$

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = b \cdot h = 300 \cdot 360 = 108\,000 \text{ мм}^2.$$

- Площа приведенного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_{scp} A_{scp} = 108\,000 + 5.22 \cdot 543,6 + 5.22 \cdot 322 = 113\,675.2 \text{ мм}^2.$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b \cdot h \cdot 0.5h = 300 \cdot 360 \cdot (0.5 \cdot 360) = 19\,440\,000 \text{ мм}^3. \quad (2.1.170)$$

- Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_{red} = S_c + \alpha_{sp} A_{sp} c_p + \alpha_{scp} A_{scp} (h - c_{p1}) \quad (2.1.171)$$

$$S_{red} = 19\,440\,000 + 5.22 \cdot 543,6 \cdot 50 + 5.22 \cdot 322 (360 - 50) = 19\,728\,652 \text{ мм}^3.$$

3. Відстань від центру ваги бетонного та приведенного перерізів до розтягнутої нижньої грані та до осей напруженої і стиснутої арматури:

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{19\,440\,000}{108\,000} = 180 \text{ мм}; \quad y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{19\,728\,652}{113\,675.2} = 173.5 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 173.5 - 50 = 123.5 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_{p1} - y_{0,red} = 360 - 50 - 173.5 = 136.5 \text{ мм}.$$

4. Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_c = \sum (I_{ci} + A_{ci} y_{ci}^2) = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (y_{0,c} - 0.5h)^2 \quad (2.1.172)$$

$$I_c = \frac{300 \cdot 360^3}{12} + 300 \cdot 360 (180 - 0.5 \cdot 360)^2 = 1\,166\,400\,000 \text{ мм}^4.$$

- Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (y_{0,red} - 0.5h)^2 + \alpha_{sp} A_{sp} (y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{scp} A_{scp} (h - y_{0,red} - c_{p1})^2$$

$$I_{red} = \frac{300 \cdot 360^3}{12} + 300 \cdot 360 (173.5 - 0.5 \cdot 360)^2 + 5.22 \cdot 543,6 (173.5 - 50)^2 + 5.22 \cdot 322 (360 - 173.5 - 50)^2 = 1\,262\,310\,609,6 \text{ мм}^4.$$

$$(2.1.173)$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

- відносно нижньої грані

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1\,262\,310\,609,6}{180} = 7\,012\,836,72 \text{ мм}^3. \quad (2.1.174)$$

- відносно верхньої грані

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1\,262\,310\,609,6}{360 - 180} = 7\,012\,836,72 \text{ мм}^3. \quad (2.1.175)$$

Попередні напруження і втрати напружень в напруженій арматурі

Початкові напруження в арматурі відразу після натягу або передачі напружень $\sigma_{pm0}(x)$, призначають меншим з двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,75f_{pk} = 0,75 \cdot 1470 = 1102,5 \text{ МПа} - \text{найменше} \quad (2.1.176)$$

або

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,85f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1335 = 1134,75 \text{ МПа}. \quad (2.1.177)$$

Максимальні напруження, що виникають у напруженій арматурі при натягуванні, призначають меншим з двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 1470 = 1176 \text{ МПа} - \text{найменше} \quad (2.1.178)$$

або

$$\sigma_{p,max} = 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1335 = 1201,5 \text{ МПа}. \quad (2.1.179)$$

В усіх випадках, для любого класу арматури, значення напружень при натягуванні σ_p приймають:

$$\begin{aligned} 0,3f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq \sigma_{p,max}, \\ 0,3 \cdot 1335 = 400,5 \leq 1000 \leq 1176 \end{aligned} \quad (2.1.180)$$

Миттєві втрати попереднього напруження

Повинні враховуватись наступні миттєві (технологічні) втрати попереднього напруження в момент часу $t = t_0$, що виникають зразу після натягу і анкерування (при натягуванні на бетон) або передачі попереднього напруження (при натягуванні на упори), при напруженні арматури:

- до передачі попереднього напруження на бетон втрати внаслідок релаксації розтягнутої арматури протягом періоду, що проходить між натягуванням арматури і попереднім напруженням бетону. У випадку теплової обробки втрати внаслідок усадки і релаксації видозмінюються і повинні оцінюватись відповідним чином; прямий тепловий вплив також повинен враховуватись;

- під час процесу напруження арматури: втрати внаслідок тертя в місцях перегинів (при зігнутих дротах або канатах), деформацій сталевих форм і втрати, що виникають при заклинюванні в каналах анкерних пристроїв;

- при передачі попереднього напруження на бетон: втрати внаслідок деформації бетону, як результат дії розтягнутої арматури після її вивільнення із анкерних пристроїв системи натягу.

1. Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r визначаються за формулами:

- для арматури класів Bp1200-Bp1500, K1400, K1500 при механічному способі натягу:

$$\Delta P_r = A_p \left(0.22 \frac{\sigma_{p,\max}}{f_{p0,1k}} - 0.1 \right) \sigma_{p,\max} = 543,6 \left(0.22 \frac{1176}{1335} - 0.1 \right) 1176 = 59\,962,4 \text{ Н} \quad (2.1.181)$$

2. У випадку теплової обробки збірних залізобетонних елементів зменшення натягу в арматурі і обмеження розширення бетону від температури викликають особливі температурні втрати ΔP_θ , які можна визначати за виразом:

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0) = 0.5 \cdot 543,6 \cdot 180\,000 \cdot 0.000\,01 \cdot 65 = 31\,800,6 \text{ Н} \quad (2.1.182)$$

Де: A_p – поперечний переріз напруженої арматури, мм²;

E_p – модуль пружності напруженої арматури, МПа;

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{°C}^{-1}$ - коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (див. п.3.1.2.4 ДБН В 2.6-98);

$\Delta t = T_{\max} - T_0$ - різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури, °C.

За відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{\max} - T_0 = 65 \text{°C}$.

3. Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм (упорів) при неодночасному натягуванні арматури на форму визначаються за формулою:

$$\Delta P_3 = \frac{(n-1)\Delta l}{2nl} E_p A_p \quad (2.1.183)$$

Де: n - число стрижнів (груп стрижнів), які натягуються не одночасно;

Δl - зближення упорів по лінії дії зусилля натягу, яке визначається з розрахунків деформації форми;

l - відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутності даних щодо конструкції форми і технології виготовлення допускається приймати $\Delta P_3 / A_p = 30 \text{ МПа}$.

$$\Delta P_3 = A_p \cdot 30 = 543,6 \cdot 30 = 16\,308 \text{ Н.} \quad (2.1.184)$$

4. Втрати $\Delta P_\mu(x)$ внаслідок тертя в арматурі, напружуваній на бетон, можуть визначатись за формулою:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}), \quad (2.1.185)$$

Де: θ - сума кутових переміщень на відстань x (незалежно від напрямку або знаку);

μ - коефіцієнт тертя між арматурою і її каналом;

k - випадкове кутове переміщення для внутрішньої арматури (на одиницю довжини);

x - відстань вздовж арматури від точки, де сила попереднього напруження дорівнює $P_{\max}$;

$P_{\max}$ - сила на кінці фактичної передачі протягом натягу.

Втрати $\Delta P_{\mu}(x)$ внаслідок тертя арматури о напружуваний бетон, для випадку напружування на упори $\Delta P_{\mu}(x) = 0$.

5. Втрати в анкерах ΔP_4 , що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв протягом здійснення заанкерування, після натягування і внаслідок деформації самих анкерів визначаються за формулою:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p = \frac{2}{24\,200} 180\,000 \cdot 543,6 = 8\,086,6 \text{ Н}, \quad (2.1.186)$$

Де: Δl - обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів;

l - відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутності більш точних даних допускається приймати $\Delta l = 2$ мм.

6. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону ΔP_{el} необхідно враховувати відповідно до деформації бетону, при цьому слід враховувати порядок, у якому арматура напружується.

Втрати ΔP_{el} можуть прийматись як середні втрати у кожній арматурі:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 543,6 \cdot 180\,000 \left(\frac{0,5 \cdot 8,83}{34\,500} \right) = 12\,521,7 \text{ Н}, \quad (2.1.187)$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - зміна напружень у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

$$j = (n - 1)/2n = 0,5, \quad (2.1.188)$$

Де: n - кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення можна прийняти як $1/2$;

$E_{cm}(t)$ - зміна модуля пружності з часом:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} E_{cm} = 34\,500 \text{ МПа},$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ - значення у віці t діб, а f_{cm} та E_{cm} - значення у віці 28 діб.

Зусилля попереднього напруження з врахуванням миттєвих втрат:

$$P_{0,c} = \sigma_{p0m} A_p - \Delta P_r - \Delta P_{\theta} - \Delta P_3 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_4 \quad (2.1.189)$$

$$P_{0,c} = 1102,5 \cdot 543,6 - 59\,962,4 - 31\,800,6 - 16\,308 - 0 - 8\,086,6 = 483\,161,4 \text{ Н}.$$

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{483\,161,4}{113\,675,2} + \frac{483\,161,4 \cdot 130 \cdot 180}{1\,262\,310\,609,6} = 13,2 \text{ МПа},$$

$$\text{де } z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 180 - 50 = 130 \text{ мм}. \quad (2.1.190)$$

Сила попереднього напруження

У даний момент часу t і на відстані (або довжині дуги) від напруженого кінця арматури середня сила $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі $P_{\max}$, прикладеній до напруженого кінця, мінус миттєві втрати і втрати, що залежать від часу. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі втрати.

Величину початкової сили напруження арматури $P_{m,0}(x)$ (в момент часу $(t = t_0)$, прикладеної до бетону зразу після натягу і анкерування (натягування на бетон) або передачі попереднього напруження (натягування на упори), отримуємо відніманням від сили натягу $P_{\max}$ миттєвих втрат і вона не повинна перевищувати величини

$$P_{m,0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) = 543,6 \cdot 1102,5 = 599\,319 \text{ Н}, \quad (2.1.191)$$

де $\sigma_{pm0}(x)$ - напруження в арматурі відразу після натягу або передачі менше з двох $0,75 \cdot f_{pk}$ або $0,85 \cdot f_{p0,1k}$.

Зусилля попереднього напруження $P_{m,0}$ з врахуванням миттєвих втрат, що діють безпосередньо після передачі попереднього обтиску на конструкцію, повинно бути не більш $P_{m,0}(x)$:

$$P_{m,0} = P_{0,c} - \Delta P_{el} = 483\,161,4 - 12\,521,7 = 470\,639,7 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 599\,319 \text{ Н}. \quad (2.1.192)$$

Умова виконується.

Обмеження напружень у бетоні

Максимальні напруження в бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c = \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{470\,639,7}{113\,675,2} + \frac{470\,639,7 \cdot 130 \cdot 180}{1\,262\,310\,609,6} = 12,86 \text{ МПа}, \quad (2.1.193)$$

Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають внаслідок дії сили попереднього напруження та інших навантажень, які прикладені під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватись величиною: $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) = 0,6 \cdot 25,5 = 15,3 \text{ МПа}$, $(2.1.194)$

Де: $f_{ck}(t)$ - характеристичний опір стиску бетону в момент часу t , коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

$$\sigma_c = 8,6 \text{ МПа} < 0,6 f_{ck}(t) = 15,3 \text{ МПа} - \text{умова виконується}. \quad (2.1.195)$$

Залежні від часу втрати попереднього напруження

Середнє значення сили напруження $\Delta P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, повинні враховуватись залежні від часу втрати попереднього напруження $\Delta P_{c+s+r}(x)$ як наслідок повзучості і усадки бетону та довготривалої релаксації напруженої сталі, тобто: $\Delta P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

Залежні від часу втрати можуть визначатись шляхом розгляду двох знижень напружень:

- а) внаслідок зменшення деформації, викликаной деформацією бетону, спричиненою повзучістю і усадкою при дії постійного навантаження;
- б) зменшення напружень в арматурі внаслідок релаксації при розтягу.

Примітка. Релаксація сталі залежить від деформації бетону, викликаной повзучістю та усадкою. Зазвичай, ця залежність може приблизно враховуватись коефіцієнтом зниження 0,8.

Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \phi(t, t_0)]} \quad (2.1.196)$$

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = 543,6 \frac{0.00023 \cdot 180\,000 + 0.8 \cdot 231,52 + \frac{180\,000}{34\,500} \cdot 2.3 \cdot 24,97}{1 + \frac{180\,000 \cdot 543,6}{34\,500 \cdot 108\,000} \left(1 + \frac{108\,000}{1\,166\,400\,000} 130^2\right) [1 + 0.8 \cdot 2.3]} = 98\,958 \text{ Н}$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ;

ε_{cs} - обчислене значення деформації усадки згідно з п.3.1.3.8 ДСТУ, абсолютна величина;

E_p - модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} - середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ - абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x в момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях: $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \phi_2 Q)$, (2.1.197)

Де: $\sigma(G + P_{m0} + \phi_2 Q)$ - початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазіпостійними впливами;

$\phi(t, t_0) = 2.3$ - коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 .

$\sigma_{c,QP}$ - напруження у бетоні, прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазіпостійних впливів.

Величина $\sigma_{c,QP}$ може бути наслідком часткової власної ваги і початкового напруження або повного сполучення дії: $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \phi_2 Q)$, залежно від стадії роботи конструкції, що розглядається;

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c} \quad (2.1.198)$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{123,8 \cdot 10^6 \cdot 130}{1\,166\,400\,000} + \frac{470\,639,7}{108\,000} + \frac{470\,639,7 \times 130^2}{1\,166\,400\,000} = 24,97 \text{ МПа}$$

Де: A_p - площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c - площа перерізу бетону;

I_c - момент інерції перерізу бетону;

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 984,1(0.0042 - 0.18 + 0.05) = -123.8 \text{ кНм.} \quad (2.1.199)$$

Де: e - ексцентриситет розтягуючого зусилля $N_{Ed} = 551.3 \text{ кН}$ відносно центра ваги перерізу:

$$e = M_{Ed}/N_{Ed} = 4,14/984,1 = 0.0042 \text{ м;} \quad (2.1.200)$$

$y_c = 0.18 \text{ м}$ - відстань від більш розтягнутої грані до центра ваги перерізу.

Повна деформація усадки складається з двох компонент: деформації усадки при висиханні та деформації внутрішньої усадки. Деформація усадки при висиханні розвивається повільніше, оскільки вона залежить від міграції води у бетоні, що твердіє. Деформація внутрішньої усадки розвивається у процесі твердіння бетону. Отже, більша частина розвивається в перші дні після укладки бетону. Внутрішня усадка лінійно залежить від міцності бетону. Окремо необхідно розглядати випадок, коли новий бетон укладається поверх

затверділого бетону. Таким чином, значення загальної деформації усадки ε_{cs} визначається, як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.000263 - 0.0000335 = 0.00023, \quad (2.1.201)$$

де ε_{cd} - деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

ε_{ca} - деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 0.93 \cdot 0.00051 = 0.00047, \quad (2.1.202)$$

де $\varepsilon_{cd,0}$ - може бути прийняте за таблицею 2.5 (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30 %);

k_n - коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 (в мм), згідно з таблицею 2.1.5

Таблиця 2.1.5 – Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46

$f_{ck} / f_{ck,cube}$, МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Умовний розмір поперечного перерізу

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 108000}{1320} = 163,63 \text{ мм} \quad (2.1.203)$$

Де: $u = 1320 \text{ мм}$ - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню (периметр поперечного перерізу);

$A_c = 108 000 \text{ мм}^2$ - площа перерізу бетону.

Таблиця 2.1.6 – Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Розвиток деформації усадки при висиханні впливає з:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0.56 \cdot 0.00047 = 0.000263, \quad (2.1.204)$$

Де:
$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(100-28)}{(100-28)+0.04\sqrt{128^3}} = 0.56 \quad (2.1.205)$$

t - вік бетону, діб, в момент часу, що розглядається (для $t = 100$ діб);

t_s - вік бетону, діб, при початку усадки висихання (або набухання) (для $t_s = 28$ діб). Як правило, це час завершення догляду.

Деформації внутрішньої усадки (абсолютне значення) визначають:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.865 \cdot 38.75 \cdot 10^{-6} = 33.5 \cdot 10^{-6}; \quad (2.1.206)$$

$$\text{де } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(25.5 - 10) \cdot 10^{-6} = 38.75 \cdot 10^{-6}; \quad (2.1.207)$$

$$\beta_{es}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100^{0.5}) = 1 - \exp(-2) = 0.865; \quad (2.1.208)$$

Де: $t = 100$ - час, діб.

З Єврокоду визначаємо клас за релаксацією: клас 1 – дріт або канат із звичайною релаксацією.

Обчислення втрат від релаксації напруженої сталі при проектуванні повинні ґрунтуватись на ρ_{1000} - втратах від релаксації (у %) після 1000 годин від натягування за середньої температури 20°C.

Значення ρ_{1000} може прийматися: 8% для класу 1; 2,5% для класу 2 і 4% для класу 3 або прийматися за сертифікатом.

Втрати на релаксацію можна прийняти за сертифікатом виробника або обчислювати у процентному відношенні зміни напружень від початкових попередніх напружень і визначати застосуванням нижченаведеного виразу:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}. \quad (2.1.209)$$

Для класу 1:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5.39 \cdot 8 \cdot 2.72^{6.7 \cdot 0.75} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0.75(1-0.75)} \cdot 10^{-5} = 0.21, \quad (2.1.210)$$

Де: $\Delta\sigma_{pr}$ - абсолютне значення втрат від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} - при напруженні на упори – абсолютна величина початкових попередніх напружень: $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 1102.5$ МПа; $(2.1.211)$

t - час після напруження, год. (500000 год.);

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}, \quad (2.1.212)$$

Де: $f_{pk} = 1470$ МПа - характеристичне значення міцності на розтяг напруженої арматури:

$$\mu = 1102.5 / 1470 = 0.75.$$

Тоді: $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0.21 = 1102.5 \cdot 0.21 = 231 \text{ МПа.} \quad (2.1.213)$

Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ (з врахуванням усіх втрат)

$$P_{m,t}(x) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 470\,639,7 - 98\,958 = 371,7 \text{ кН} \quad (2.1.2014)$$

Величина $P_{m,t}(x)$ повинна відповідати двом наступним умовам:

$$P_{m,t}(x) = 371,7 \text{ кН} < 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 \cdot 1470 \cdot 543,6 \cdot 10^{-3} = 519,41 \text{ кН};$$

$$P_{m,t}(x) = 371,7 \text{ кН} < P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 599\,319 - 100 \cdot 543,6 = 544,95 \text{ кН.}$$

Умови виконуються.

Напруження в попередньо напруженій арматурі з врахуванням усіх втрат:

$$\sigma_p = \frac{P_{m,t}(x)}{A_p} = \frac{371\,700}{543,6} = 682,5 \text{ МПа.} \quad (2.1.215)$$

Відносні деформації в арматурі ε_{sp} визначають, в залежності від напружень σ_p , згідно діаграми стану арматури за формулами:

$$\text{При: } 0 \leq \sigma_p = 682,5 \text{ МПа} < f_{pd0} = 1112.5 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_p = \sigma_p / E_s = \frac{682,5}{180\,000} = 0.0037 = 3,7\text{‰}. \quad (2.1.216)$$

Перевірка умов міцності позациентрово розтягнутого нижнього поясу

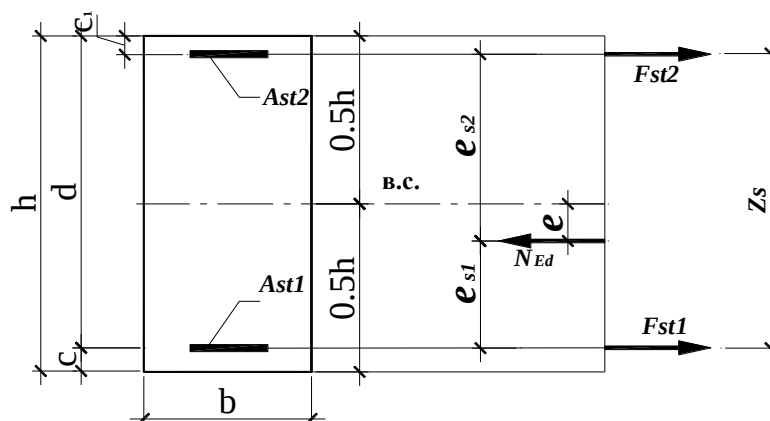


Рис. 2.1.39 – Схема зусиль в перерізі позациентрово розтягнутого елемента у випадку малих ексцентриситетів ($e < (0.5h - c)$)

Ексцентриситет розтягуючого зусилля N_{Ed} відносно центра ваги перерізу:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{4,14}{981,4} = 0.0042 \text{ м.} \quad (2.1.217)$$

Ексцентриситет розтягуючого зусилля N_{Ed} відносно ц.в. більш розтягнутої арматури:

$$e_{s1} = y_{0,red} - c - e = 180 - 50 - 4,2 = 125,8 \text{ мм.} \quad (2.1.218)$$

Ексцентриситет розтягуючого зусилля N_{Ed} відносно ц.в. менш розтягнутої арматури:

$$e_{s2} = h - y_{0,red} - c_1 + e = 360 - 180 - 50 + 4,2 = 114,2 \text{ мм.} \quad (2.1.219)$$

З урахуванням попереднього напруження уточнюємо граничну відносну деформацію арматури не повинна перевищувати величини:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 0,0126 - 0,0061 = 0,0065. \quad (2.1.220)$$

Цій граничній деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$f_{pud} = f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}}; \quad (2.1.221)$$

$$f_{pud} = 1112,5 + \left(\frac{1470}{1,2} - 1112,5 \right) \frac{0,0065 - 0,0062}{0,014 - 0,0062} = 1116,8 \text{ МПа} \quad (2.1.222)$$

Міцність позацентрово розтягнутих елементів при малих ексцентриситетах дозволяється перевіряти з умов:

$$N_{Ed} e_{s1} = 984,1 \cdot 125,8 = 123\,800 < A_{st2} \cdot f_{pud} (d - c_1) = 543,1 \cdot 1116,8 (310 - 50) = 157\,698\,860,8$$

$$N_{Ed} e_{s2} = 984,1 \cdot 114,2 = 112\,385 < A_{st1} \cdot f_{pud} (d - c_1) = 543,6 \cdot 1116,8 (310 - 50) = 157\,698\,860,8$$

Умови міцності забезпечені, прийняте армування забезпечує міцність нижнього поясу.

Розрахунок залізобетонних елементів на утворення тріщин

Розрахуємо момент тріщиноутворення за спрощеною методикою:

$$M_{crc} = M_{Rk} + M_{rp} = f_{ctm} \gamma W_{red}^{inf} + r_{inf} P_{m,t}(x) \left(z_{cp} + \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} \right) \quad (2.1.223)$$

$$M_{crc} = 2,8 \cdot 1,75 \cdot 7\,012\,836,72 + 0,95 \cdot 371\,700 \left(130 + \frac{7\,012\,836,72}{113\,675,2} \right) = 102,052$$

де $\gamma = 1,75$ – коефіцієнт непружних деформацій розтягнутого бетону для прямокутних перерізів;

$r_{inf} = 0,95$ – нижня межа зусилля попереднього обтиску при натягуванні на упори (п.3.3.9).

Перевіряю тріщиностійкість

$$M_{Ek} = 4.14 \text{ кНм} < M_{crc} = 102,052 \text{ кНм.} \quad (2.1.224)$$

У зв'язку з тим, що маємо випадок малих ексцентриситетів, висота стиснутої зони мала, або може бути відсутня. Розрахунок на тріщиноутворення можна виконувати як для центрально-розтягнутого елемента:

$$N_{Ek} = 855,73 \text{ кН} < N_{crc} = 910,1 \text{ кН,} \quad (2.1.225)$$

де N_{crc} – зусилля, що сприймає переріз, нормальний до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин и розраховується за формулою

$$N_{crc} = f_{ctm} \gamma A_{red} + r_{inf} P_{m,t}(x) = 2.8 \cdot 1.75 \cdot 113\,675.2 + 0.95 \cdot 371\,700 = 910,1 \text{ кН.} \quad (2.1.226)$$

Обидві виконуються, то тріщини від зовнішнього навантаження не утворюються.

Розрахунок верхнього поясу

Таблиця 2.1.7 – РСУ верхнього поясу.

№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						ИР загруз
					N (т)	M _k (т*м)	M _y (т*м)	Q _z (т)	M _z (т*м)	Q _y (т)	
1	1	-	A1	2	- 89,678	0,000	- 0,259	0,810	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	2	- 89,332	0,000	1,328	0,157	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	34	- 73,626	0,000	1,034	0,037	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	2	- 90,979	0,000	1,309	- 0,298	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	33	- 75,187	0,000	1,028	- 0,178	0,000	0,000	1 2
2	1	-	A1	2	- 90,772	0,000	- 0,591	- 0,951	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	2	- 87,265	0,000	- 0,701	1,033	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	2	- 87,211	0,000	1,392	0,358	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	34	- 72,047	0,000	1,115	0,232	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	2	- 97,709	0,000	1,353	- 0,252	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	33	- 80,720	0,000	1,083	- 0,147	0,000	0,000	1 2
2	1	-	A1	2	- 97,652	0,000	- 0,422	- 0,927	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	2	- 97,652	0,000	- 0,422	0,927	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	2	- 97,709	0,000	1,353	0,252	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	34	- 80,720	0,000	1,083	0,147	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	2	- 87,211	0,000	1,392	- 0,358	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	33	- 72,047	0,000	1,115	- 0,232	0,000	0,000	1 2
2	1	-	A1	2	- 87,265	0,000	- 0,701	- 1,033	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	2	- 90,772	0,000	- 0,591	0,951	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	2	- 90,979	0,000	1,309	0,298	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	34	- 75,187	0,000	1,028	0,178	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	2	- 89,332	0,000	1,328	- 0,157	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	33	- 73,626	0,000	1,034	- 0,037	0,000	0,000	1 2
2	1	-	A1	2	- 89,678	0,000	- 0,259	- 0,810	0,000	0,000	1 2 3

Розрахункові зусилля для верхнього поясу:

$$M_{Ed} = 13,92 \text{ кНм}; \quad N_{Ed} = 977,1 \text{ кН.}$$

Розрахунок в площині дії моменту

Розміри прямокутного перерізу $b = 300$ мм, $h = 300$ мм.

Арматуру для верхнього поясу підбираємо за комбінацією:

$$M_{Ed} = 13,92 \text{ кНм}; \quad N_{Ed} = 977,1 \text{ кН}.$$

Розрахункова довжина панелі верхнього поясу в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = l = 3050 \text{ мм}.$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не меншим за:

- $l/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення:

$$e_0 = \frac{3050}{600} = 5,08 \text{ мм};$$

- $1/30$ висоти перерізу h :

$$e_0 = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм};$$

- 10 мм

Приймаємо $e_0 = 10$ мм.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{3050}{86,6} = 35,22 \quad (2.1.227)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} = \sqrt{\frac{300^2}{12}} = 86,6 \quad (2.1.228)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.556}} = 35,4 \quad (2.1.229)$$

де може використовуватися $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$;

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c – площа бетону поперечного перерізу колони).

$$n = N_{Ed}/A_c f_{cd} = 977\,100/90\,000 \cdot 19.5 = 55,67 \quad (2.1.230)$$

$\lambda = 35.22 < \lambda_{lim} = 35,4$ – вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 = 10 \text{ мм.}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c :

$$k = 0.74286;$$

$$\beta = 0.43888;$$

$$\omega_c = 0.87143.$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 977,1 \cdot (0.1 + 0.15 - 0.05) = 195,42 \text{ кНм,}$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.231)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}),$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$).

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{195,42 \cdot 10^6}{0.87143 \cdot 19.5 \cdot 300 \cdot 250^2} = 0.6133 \quad (2.1.232)$$

Силовий параметр (параметр осьового навантаження – за EC2):

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{977\,100}{0.87143 \cdot 19.5 \cdot 300 \cdot 250} = 0.76.$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{sy}} = 0.6189; \quad (2.1.233)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = 0.10072. \quad (2.1.234)$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_{lim} = 0.61789, < \xi = 0.76 < \frac{h}{d} = 1.2$$

то переріз деформується в області III – випадок малого ексцентриситету.

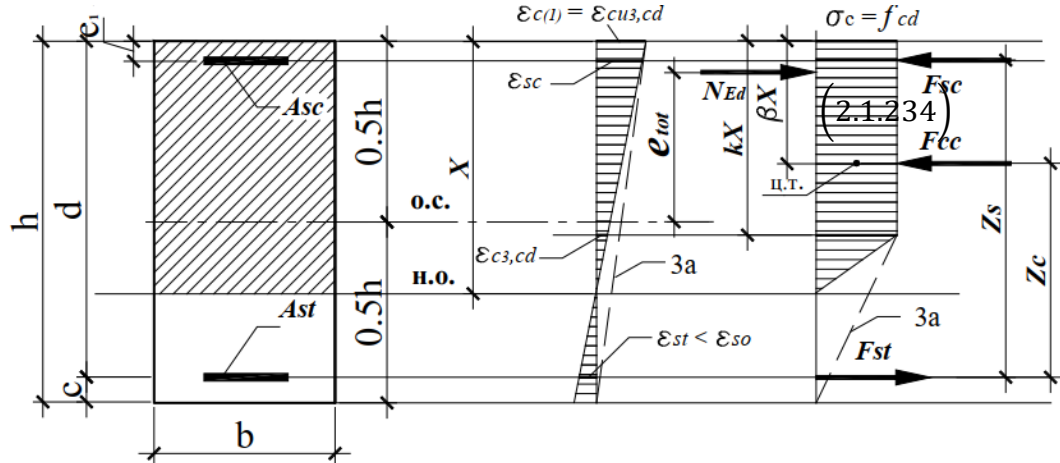


Рис.2.1.40 - Епюри напружень і деформацій для області деформування III.

- приймаю: $\xi = a_n = 0.76$

$$k_s(\xi_2) = \frac{a_n}{a_n * (a+1) - a} = \frac{0.76}{0.76 * (1.923+1) - 1.923} = 0.3975 \quad (2.1.235)$$

$$a = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{3.33}{1.732} = 1.923$$

- отже:

$$a_n = a_n + \frac{a_{m1} * (1 - \beta \xi_2) - a}{1 - \beta} * k_s = 0.76 + \frac{0.61 - 0.76(1 - 0.43888 * 0.76)}{1 - \frac{50}{250}} * 1.923 = 0.81$$

$$\frac{a_n(\xi_2) - a_n}{a_n} = \frac{0.81 - 0.76}{0.76} = 19.2\% \quad (2.1.236)$$

$$\xi_{lim} = 0.61789 < \xi_1 = 0.7 < h/d = 1.2$$

$$k_s(\xi_2) = \frac{a_n * (a + 1) - a}{a_n} = \frac{0.7 * (1.923 + 1) - 1.923}{0.7} = 0.176 \quad (2.1.237)$$

$$a_n = \xi \frac{a_{m1} * (a + 1) - a}{a_n} = 0.7 + \frac{0.61 - 0.7(1 - 0.43888 * 0.7)}{1 - \frac{50}{250}} = 0.8625 \quad (2.1.238)$$

- Різниця скала:

$$\frac{a_n(\xi_2) - a_n}{a_n} = \frac{0.8625 - 0.7}{0.7} = 6.78\% \quad (2.1.239)$$

Отже ітерації необхідно продовжувати.

Приймаю умову: $\xi_{lim} = 0.61789 < \xi_1 = 0.79 < h/d = 1.2$

$$k_s(\xi_2) = \frac{a_n * (a + 1) - a}{a_n} = \frac{0.79 * (1.923 + 1) - 1.923}{0.79} = 0.49 \quad (2.1.240)$$

- Отже:

$$a_n = \xi \frac{a_{m1} * (a + 1) - a}{a_n} = 0.79 + \frac{0.61 - 0.79(1 - 0.43888 * 0.79)}{1 - 50/250} = 0.89$$

- Різниця скала:

$$\frac{a_n(\xi_2) - a_n}{a_n} = \frac{0.89 - 0.76}{0.76} = 17,35\% \quad (2.1.241)$$

Отже ітерації необхідно продовжувати.

- Знаходжу наступне значення ξ за формулою:

$$\xi = \xi_1 + \frac{a_n - a_n(\xi_1)}{a_n(\xi_2) - a_n(\xi_1)} (\xi_1 - \xi_2) = 0,79 + \frac{0,76 - 0,89}{0,81 - 0,89} (0,76 * 0,79) = 0.749 \quad (2.1.242)$$

- Визначаю значення k_s за формулою:

$$k_s(\xi_2) = \frac{a_n * (a + 1) - a}{a_n} = \frac{0.749 * (1.923 + 1) - 1.923}{0.749} = 0.359 \quad (2.1.243)$$

$$a_n = \xi \frac{a_{m1} * (a + 1) - a}{a_n} = 0.749 + \frac{0.61 - 0.749(1 - 0.43888 * 0.749)}{1 - 50/250} = 0.79 \quad (2.1.244)$$

$$\frac{a_n(\xi_2) - a_n}{a_n} = \frac{0.79 - 0.76}{0.76} = 4,27 \quad (2.1.245)$$

Умова виконується – ітерації можна припинити.

Необхідна площа симетричної арматури складе:

$$A_s = A_{st} = A_{sc} = \frac{a_{m1} - \xi(1 - \beta\xi)\omega_c * f_{cd} * b * d}{k_{sc}(1 - \epsilon) f_{yd}} \quad (2.1.246)$$

З конструктивних вимог площа армування повинна складати не менше:

$$= A_{st} = A_{sc} = \frac{0.61 - 0.749 * (1 - 0.43888 * 0.749) * 0.87143 * 19.5 * 300 * 250}{1 * \left(1 - \frac{50}{250}\right) * 363.4} = 482.82 \quad (2.1.247)$$

З конструктивних вимог площа армування повинна складати не менше:

$$\frac{A_{s,min}}{2} = \frac{0.1 * N_{Ed}}{2 * f_{yd}} = \frac{0.1 * 977\,100}{2 * 363.4} = 134.43 \quad \text{та} \quad 0,002 * \frac{A_c}{2} = 0,002 * \frac{300 * 300}{2} = 90$$

З конструктивних вимог площа армування повинна складати не більше:

$$\frac{A_{s,max}}{2} = 0,04 * \frac{A_c}{2} = 0,04 * \frac{300 * 300}{2} = 1800 \quad (2.1.248)$$

Виходячи з цих умов армування верхнього поясу ферми **приймаю**

4 Ø18 A400C з $A_s = 1016 \text{ мм}^2 > A_{st} + A_{sc} = 965,64 \text{ мм}^2$.

Розрахунок розкосу ферми

Таблиця 2.1.8 – РСУ розкосів.

№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
					N (т)	M _x (т*м)	M _y (т*м)	Q _z (т)	M _z (т*м)	Q _y (т)	
1	1	-	A1	1	9,073	0,000	0,019	0,058	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	13	7,633	0,000	0,006	0,063	0,000	0,000	1 2
2	1	-	A1	1	8,986	0,000	- 0,058	- 0,105	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	2	- 15,552	0,000	- 0,013	0,077	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	13	- 12,742	0,000	- 0,021	0,078	0,000	0,000	1 2
2	1	-	A1	2	- 15,401	0,000	- 0,044	- 0,092	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	2	- 0,962	0,000	- 0,015	0,076	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	6	- 1,308	0,000	- 0,005	0,074	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	2	- 1,460	0,000	- 0,049	- 0,095	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	5	- 1,114	0,000	- 0,050	- 0,093	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	2	- 0,962	0,000	- 0,015	0,076	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	6	- 1,308	0,000	- 0,005	0,074	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	2	- 1,460	0,000	- 0,049	- 0,095	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	5	- 1,114	0,000	- 0,050	- 0,093	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	2	- 15,401	0,000	- 0,044	0,092	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	2	- 15,552	0,000	- 0,013	- 0,077	0,000	0,000	1 2 3
2	1	-	A1	14	- 12,742	0,000	- 0,021	- 0,078	0,000	0,000	1 2
1	1	-	A1	1	9,073	0,000	0,019	0,058	0,000	0,000	1 2 3
1	1	-	A1	13	7,633	0,000	0,006	0,063	0,000	0,000	1 2
2	1	-	A1	1	8,986	0,000	- 0,058	- 0,105	0,000	0,000	1 2 3

Розрахункове зусилля для розтягнутого розкосу:

$$N_{Ed} = 155.5 \text{ кН.}$$

Розміри прямокутного перерізу $b = 150 \text{ мм}$, $h = 150 \text{ мм}$.

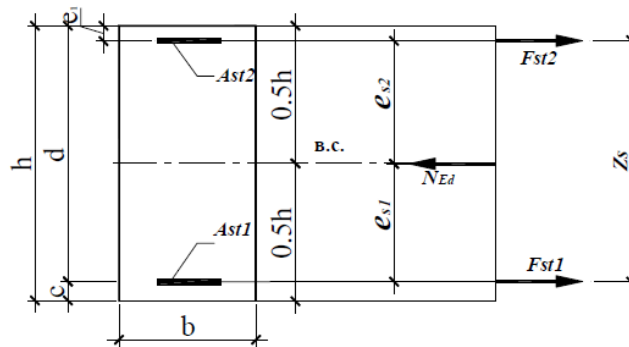


Рис. 2.1.41 – Схема зусиль в перерізі центрально розтягнутого елемента

Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_{st} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{155.500}{363.64} = 427,62 \text{ мм}^2. \quad (2.1.249)$$

Приймаємо верхню та нижню арматуру 4 Ø12 A400C ($A_{st} = 452.0 \text{ мм}^2$).

2.2 Розрахунок підземної частини

Для влаштування основ під двогілкові залізобетонні колони було обрано фундаменти мілкового закладання. Технічне рішення передбачає використання окремо розташованих збірних конструкцій стаканного типу.

2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних умов

На основі результатів інженерних вишукувань встановлено типи ґрунтів та їхні фізико-механічні характеристики, що відображені на геологічному розрізі. Отримані дані слугуватимуть базою для подальших розрахунків фундаментів

Табл. 2.2.1 - Характеристика ґрунтових умов будівельного майданчика

№ шару	Найменування ґрунтів	1	2	3
1	Насипний шар, суглинки темно-сірі, коричневатожовті, з домішками цегли, будівельного сміття.	1,5	1,4	1,5
2	Суглинки світло-коричневі, коричневатожовті, від напівтвердої до м'якопластичної консистенції, у водонасиченому стані м'якопластичної консистенції, просідаючі.	3,1	2,5	3,1
3	Піски сіро-жовті, коричневатожовті з тонкими прошарками суглинку, середньої крупності, однорідні, від маловологих до водонасичених, середньої щільності.	0,4	0,6	0,4
4	Суглинки мулисті, чорні, із вмістом органічних речовин, з прошарками піску сіро-зеленого, м'якопластичної консистенції, у водонасиченому стані текучепластичної консистенції.	1	2,4	1
5	Суглинки сіро-зелені, сіро-блакитні, сіро-чорні, неоднорідні, з лінзами піску та крошкою аргіліту, текучепластичної консистенції, у водонасиченому стані текучої консистенції.	1,8	1,2	1,8
6	Піски сіро-зелені, з прошарками суглинку, крупні, неоднорідні, водонасичені, середньої щільності.	4,2	3,9	4,2

ІГЕ-1:

Табл. 2.2.2 – Характеристики першого шару ґрунтів.

вологість природна, д.од.	ω	0.18
питома вага ґрунту, кН/м^3	γ	15.80

Повне найменування:

Насипний шар **Суглинки** темно-сірі, коричневатого-жовті з включ. Щебеню, піску, червоної цегли.

ІГЕ-2:

Табл. 2.2.3 – Характеристики другого шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість на межі текучості, д.од.	ω_L	0.30
вологість на межі пластичності, д.од.	ω_P	0.17
число пластичності, д.од.	I_P	0.13
вологість природна, д.од.	ω	0.21
вологість водонасичення, д.од.	ω_0	0.26
показник текучості, д.од.	I_L	0.33
показник текучості водонасиченого ґрунту, д.од.	I_{Lsat}	0.66
питома вага ґрунту, кН/м^3	γ	18.67
питома вага часток ґрунту, кН/м^3	γ_s	25.70
питома вага сухого ґрунту, кН/м^3	γ_d	15.39
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	γ_{sat}	19.33
питома вага зв'язаного у воді ґрунту, кН/м^3	γ_{sh}	9.52
пористість, д.од.	n	0.40
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.670
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.833
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_0 - \omega$	0.04
відносна деформація просідання ґрунту, д.од., при тиску p , МПа		
	$p=0.050$	0.0041
	$p=0.100$	0.0066
	$p=0.200$	0.0095
	$p=0.300$	0.0134
початковий тиск просідання ґрунту, МПа	P_d	0.2199
модуль деформації в природному стані, МПа	E	7
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	$E_{(sat)}$	6
коефіцієнт бічного розширення	β	0.62
коефіцієнт m_ϕ до модуля деформації в природному стані	m_ϕ	2.3
коефіцієнт m_ϕ до модуля деформації в водонасиченому стані	m_ϕ	2.3
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	ϕ	21
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	$\phi_{(sat)}$	21
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	c	0.0210
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	$c_{(sat)}$	0.0187

РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями		за несучою здатністю
	0.85		0.95
питома вага ґрунту, кН/м^3	18.50	γ	18.37
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	19.29	γ_{sat}	19.27
питома вага зв'язаного у воді ґрунту, кН/м^3	9.48	γ_{sh}	9.46
модуль деформації в природному стані, МПа	7	E	6
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	6	$E_{(sat)}$	6
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	21	ϕ	21
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	20	$\phi_{(sat)}$	20
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	0.0206	c	0.0203
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	0.0184	$c_{(sat)}$	0.0182

Виконав:		С.м.с. НДС, канд. техн. наук Храпатов І.В.
Дата:	21.07.2021 р.	

Повне найменування:

Суглинки світло-коричневі, коричневато-жовті, від напівтвердої до м'якопластичної консистенції, у водонасиченому стані – м'якопластичної консистенції, просідаючі.

ІГЕ-3:

Табл. 2.2.4 – Характеристики третього шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК		до РГВ	після РГВ*	середнє	
вологість природна, д.од.	ω	0.08	0.23	0.16	
вологість водонасичення, д.од.	$\omega_{\text{в}}$	0.24	0.24	0.24	
питома вага часток ґрунту, кН/м³	γ_s	25.97	25.97	25.97	
питома вага ґрунту, кН/м³	γ	16.56	19.50	18.03	
питома вага сухого ґрунту, кН/м³	γ_d	15.34	15.83	15.58	
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м³	$\gamma_{\text{нат}}$	20.54	24.18	22.36	
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м³	$\gamma_{\text{в}}$	9.43	9.74	9.58	
пористість, д.од.	n	0.41	0.39	0.40	
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.69	0.64	0.67	
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.30	0.94	0.62	
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_{\text{в}}-\omega$	0.16	0.01	0.08	
вміст фракцій, % при діаметрі в мм					
5-2		0.83		0.83	
2-1		7.27		7.27	
1.0-0.5		14.05		14.05	
0.5-0.25		45.93		45.93	
0.25-0.1		28.68		28.68	
0.1-0.05		2.15		2.15	
діаметр 60% часток		0.38		0.38	
діаметр 10% часток		0.13		0.13	
ступінь неоднорідності 60% до 10%		2.92		2.92	
		одн.			
модуль деформації в природному стані, МПа		E	28	25	26.50
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.		ϕ	33	31	32.00
питоме зчеплення, МПа		c	0.0011	0.0010	0.0011
РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК		до РГВ	до РГВ	після РГВ	після РГВ
ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:		за деформаціями	за несучою здатністю	за деформаціями	за несучою здатністю
		0.85	0.95	0.85	0.95
питома вага ґрунту, кН/м³	γ	15.77	15.06	18.57	17.73
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м³	$\gamma_{\text{нат}}$	19.56	18.67	23.03	21.98
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м³	$\gamma_{\text{в}}$	8.98	8.57	9.27	8.85
модуль деформації в природному стані, МПа	E	27	25	24	23
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.	ϕ	31	30	30	28
питоме зчеплення, МПа	c	0.001	0.001	0.001	0.001

Повне найменування:

Піски сіро-жовті, коричневато-жовті, середньої крупності, середньої щільності, однорідні від маловологих до водонасичених.

ІГЕ-4:

Табл. 2.2.5 – Характеристики четвертого шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість на межі текучості, д.од.	ω_L	0.32
вологість на межі пластичності, д.од.	ω_p	0.18
число пластичності, д.од.	I_p	0.14
вологість природна, д.од.	ω	0.29
вологість водонасичення, д.од.	ω_h	0.29
показник текучості, д.од.	I_L	0.73
показник текучості водонасиченого ґрунту, д.од.	I_{Lsat}	0.78
питома вага ґрунту, кН/м ³	γ	18.64
питома вага часток ґрунту, кН/м ³	γ_s	25.44
питома вага сухого ґрунту, кН/м ³	γ_d	14.53
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м ³	γ_{sat}	18.73
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м ³	γ_{sb}	8.92
пористість, д.од.	n	0.43
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.761
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.977
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_0 - \omega$	0.01
відносна деформація просідання ґрунту, д.од., при тиску p, МПа		
	p=0.050	0.0036
	p=0.100	0.0046
	p=0.200	0.0064
	p=0.300	0.0054
початковий тиск просідання ґрунту, МПа	P_{d1}	
модуль деформації в природному стані, МПа	E	7
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	$E_{(sat)}$	6
коефіцієнт бічного розширення	β	0.62
коефіцієнт m_λ до модуля деформації в природному стані	m_λ	2
коефіцієнт m_λ до модуля деформації в водонасиченому стані	m_λ	2
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	ϕ	21
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	$\phi_{(sat)}$	20
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	c	0.0180
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	$c_{(sat)}$	0.0173

РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями		за несучою здатністю
	0.85		0.95
питома вага ґрунту, кН/м ³	18.34	γ	18.12
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м ³	18.43	γ_{sat}	18.20
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м ³	8.62	γ_{sb}	8.39
модуль деформації в природному стані, МПа	6	E	6
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	6	$E_{(sat)}$	5
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	21	ϕ	20
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	20	$\phi_{(sat)}$	20
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	0.0165	c	0.0155
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	0.0160	$c_{(sat)}$	0.0150

Повне найменування:

Суглинки мулисті, чорні із вмістом органічних речовин та прошарками піску, м'якопластичної консистенції. У водонасиченому стані - текучепластичної консистенції.

ІГЕ-5:

Табл. 2.2.6 – Характеристики п'ятого шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість на межі текучості, д.од.	ω_L	0.23
вологість на межі пластичності, д.од.	ω_P	0.14
число пластичності, д.од.	I_P	0.09
вологість природна, д.од.	ω	0.22
вологість водонасичення, д.од.	ω_b	0.23
показник текучості, д.од.	I_L	0.93
показник текучості водонасиченого ґрунту, д.од.	I_{Lsat}	1.07
питома вага ґрунту, кН/м ³	γ	19.55
питома вага часток ґрунту, кН/м ³	γ_s	25.87
питома вага сухого ґрунту, кН/м ³	γ_d	16.04
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м ³	γ_{sat}	19.76
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м ³	γ_{sb}	9.95
пористість, д.од.	n	0.38
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.614
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.942
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_b - \omega$	0.01
відносна деформація просідання ґрунту, д.од., при тиску p , МПа		
	$p=0.050$	0.0023
	$p=0.100$	0.0037
	$p=0.200$	0.0053
	$p=0.300$	0.0058
початковий тиск просідання ґрунту, МПа	P_d	
модуль деформації в природному стані, МПа	E	12
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	$E_{(sat)}$	11
коефіцієнт бічного розширення	β	0.62
коефіцієнт m_k до модуля деформації в природному стані	m_k	3
коефіцієнт m_k до модуля деформації в водонасиченому стані	m_k	3
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	ϕ	25
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	$\phi_{(sat)}$	24
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	c	0.0243
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	$c_{(sat)}$	0.0220
<u>РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК</u>		
ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями	за несучою здатністю
	0.85	0.95
питома вага ґрунту, кН/м ³	19.46	γ 19.39
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м ³	19.65	γ_{sat} 19.57
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м ³	9.84	γ_{sb} 9.76
модуль деформації в природному стані, МПа	11	E 11
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	11	$E_{(sat)}$ 10
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	24	ϕ 24
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	23	$\phi_{(sat)}$ 23
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	0.0235	c 0.0228
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	0.0216	$c_{(sat)}$ 0.0213

Повне найменування:

Суглинки сіро-зелені, сіро-блакитні, сіро-чорні, текучепластичної консистенції. У водонасиченому стані – текучої консистенції.

ІГЕ-6:

Табл. 2.2.7– Характеристики шостого шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість природна, д.од.	ω	0.24
вологість водонасичення, д.од.	ω_0	0.27
питома вага ґрунту, кН/м^3	γ	19.41
питома вага часток ґрунту, кН/м^3	γ_s	26.07
питома вага сухого ґрунту, кН/м^3	γ_d	15.65
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	$\gamma_{\text{нас}}$	24.65
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	γ_{zb}	9.65
пористість, д.од.	n	0.40
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.665
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.940
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_0 - \omega$	0.03
вміст фракцій, % при діаметрі в мм		
5-2		21.80
2-1		13.44
1.0-0.5		25.83
0.5-0.25		24.98
0.25-0.1		9.72
0.1-0.05		4.24
діаметр 60% часток		0.98
діаметр 10% часток		0.21
ступінь неоднорідності 60% до 10%		4.67
		неодн.
модуль деформації в природному стані, МПа	E	28
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.	ϕ	35
питоме зчеплення, МПа	c	0.0010

РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями		за несучою здатністю
	0.85		0.95
питома вага ґрунту, кН/м^3	18.49	γ	17.65
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	23.48	$\gamma_{\text{нас}}$	22.41
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	9.19	γ_{zb}	8.77
модуль деформації в природному стані, МПа	27	E	25
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.	33	ϕ	32
питоме зчеплення, МПа	0.001	c	0.001

Повне найменування:

Піски сіро-зелені, з прошарками суглинку, крупні, середньої щільності, неоднорідні та водонасичені.

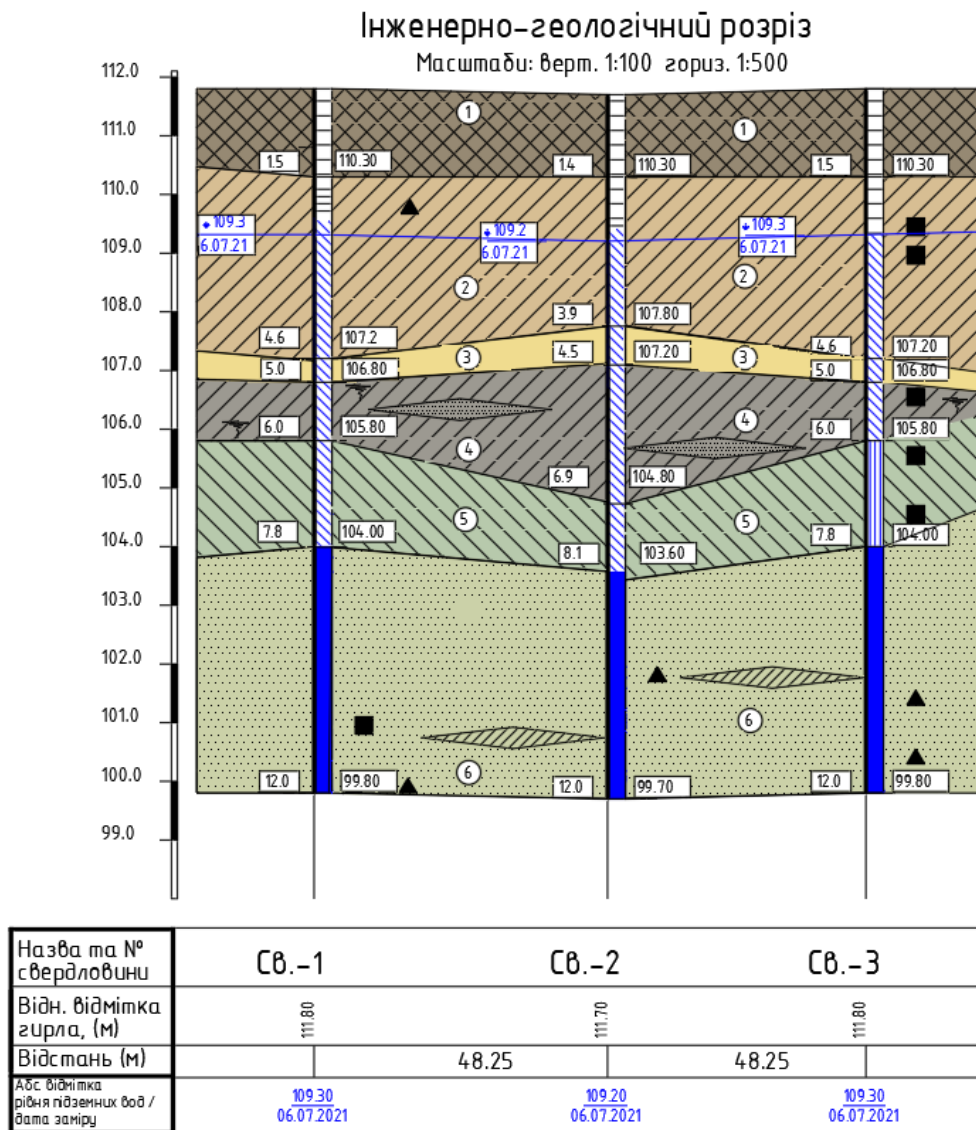


Рисунок 2.2.1 – Інженерно-геологічний розріз.

2.2.2 Вибір глибини закладення фундаментів

Для визначення глибини залягання фундаменту спочатку треба визначити розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунтів для нашого району будівництва.

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту визначають за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h = 0,88 \cdot 0,8 = 0,7 \text{ м}, \quad (2.2.1)$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель приймаємо 0,8.

Нормативна глибина промерзання:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{14,7} = 0,88 \text{ м}, \quad (2.2.2)$$

де d_0 – величина, що дорівнює 0,23 м для суглинків;

M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму.

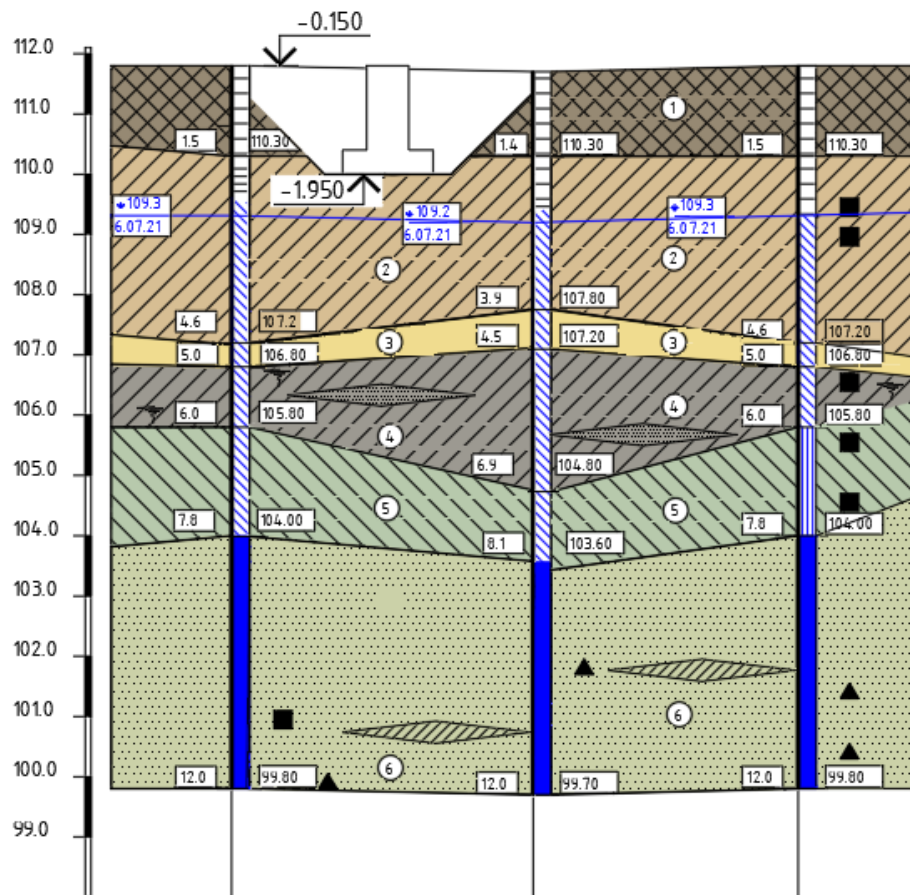
У всіх випадках при призначенні глибини закладення слід передбачати заглиблення фундаменту нижче покрівлі несучого шару на 0,2 - 0,5 м. Таким чином, глибина закладення фундаменту приймається максимальною з можливих варіантів закладення.

З геологічних умов глибина фундаменту за 1 свердловиною має дорівнювати:

$$d_{\text{геол.}} = h_1 + 0,3 = 1,5 + 0,3 = 1,8 \text{ м}, \quad (2.2.3)$$

де h_1 – товщина першого шару, м.

Остаточно приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,8 \text{ м}$.



Назва та № свердловини	СВ.-1	СВ.-2	СВ.-3
Відн. відмітка гирла, (м)	111.80	111.70	111.80
Відстань (м)		48.25	48.25
Абс. відмітка рівня підземних вод / дата заміру	109.30 06.07.2021	109.20 06.07.2021	109.30 06.07.2021

Рисунок 2.2.2 – Глибина закладання фундаменту на інженерно-геологічному розрізі.

2.2.3 Визначення розмірів підшви фундаменту

Зі статичного розрахунку поперечної рами було визначено розрахункові зусилля у колоні крайнього ряду К1, під яку і буде розраховано фундамент мілкового закладання.

Табл. 2.2.8 – Комбінації зусиль для розрахунку фундаментів під залізобетонні колони крайніх рядів.

Перша комбінація зусиль			Друга комбінація зусиль		
N , кН	M , кН·м	Q , кН	N , кН	M , кН·м	Q , кН
663,78	47,64	1,85	507,9	178,49	28,96

Основою під фундамент є 2 шар – суглинки світло-коричневі, коричневатожовті, від напівтвердої до м'якопластичної консистенції, у водонасиченому стані – м'якопластичної консистенції, просідаючи.

Для попереднього визначення підосви фундаменту приймаємо розрахунковий опір для просідаючих суглинків $R_0=200$ кПа.

Попередня ширина підосви фундаменту b_0 визначається за формулою:

$$b_0 = \sqrt{\frac{N}{\eta(R-q-d \cdot \gamma_{mf})}} = \sqrt{\frac{663,78}{1,15 \cdot 1,4(200-20-1,8 \cdot 20)}} \approx 1,7 \text{ м}, \quad (2.2.4)$$

де γ_{mf} – осереднене значення питомих ваг фундаменту, ґрунту і підлоги, що розташовані над підосвою фундаменту;

q – навантаження на підлогу (для промислових будівель);

$\eta = \frac{l}{b} = 1,4$ – співвідношення довжини l фундаменту до його ширини b .

Маючи попередню ширину підосви визначаємо розрахунковий опір:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_0 \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}); \quad (2.2.5)$$

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1}{1} (0,56 \cdot 1 \cdot 1,7 \cdot 10,22 + 3,24 \cdot 1,8 \cdot 16,28 + 5,84 \cdot 2) = 272,78 \text{ кН/м}^2,$$

де γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи;

k – коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями.

k_z – коефіцієнт, що приймають при $b < 10$ м $k_z = 1$;

M_γ, M_q, M_c – коефіцієнти, що приймають в залежності від кута внутрішнього

тертя φ ;

c_{II} — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

γ_{II} — усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту, кН/м³;

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{\gamma_{s2} h_2^2 + \gamma_{sb2} h_2^3 + \gamma_{sb3} h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_{sb5} h_5 + \gamma_{sb6} h_6}{\sum h_i} \quad (2.2.6)$$

$$\gamma_{II} = \frac{18,67 * 0,7 + 9,52 * 2,1 + 9,58 * 0,4 + 8,92 * 1 + 9,95 * 1,8 + 9,65 * 4,2}{0,7 + 2,1 + 0,4 + 1 + 1,8 + 4,2} = 10,22 \text{ кН/м}^3,$$

де h_i — товщина i -ого шару, м;

γ_i — питома вага i -ого шару, кН/м³.

γ_{II}' — усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту, кН/м³.

$$\gamma_{II}' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{\gamma_{s2} h_2^1 + \gamma_{s1} h_1}{\sum h_i} = \frac{18,67 * 0,3 + 15,8 * 1,5}{1,8} = 16,28 \text{ кН/м}^3$$

Через те, що ґрунт основи є просідаючим за умови:

$$R_1 = 272,78 \text{ кН/м}^2 > p_{sl} = 220 \text{ кН/м}^2,$$

де p_{sl} — початковий тиск просідання ґрунту, кН/м².

Приймаємо $R = p_{sl} = 220 \text{ кН/м}^2$.

Уточнюємо ширину подошви фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - q - d \cdot \gamma_{mf})}} = \sqrt{\frac{663,78}{1,15 \cdot 1,4(220 - 20 - 1,8 \cdot 20)}} \approx 1,6 \text{ м}$$

Приймаємо розмір фундаменту під колони крайніх рядів $b = 1,8 \text{ м}$ та $l = 2,7 \text{ м}$ більшими за розрахункові через перевірку крайових напружень.

2.2.4 Перевірка крайових напружень фундаментів на природній основі

Перевіряємо напруження під підшвою фундаменту за комбінацією 1 з табл 2.15 за трьома умовами:

$$P_{max} \leq 1.2R;$$

$$P_{max} = \frac{N}{1,15b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q + \frac{M + (Q \cdot h_{\text{фунд}})}{1,15 \cdot W}; \quad (2.2.7)$$

$$P_{max} = \frac{663,78}{1,15 \cdot 1,8 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 + 20 + \frac{47,64 + 1,85 \cdot 1,8}{1,15 \cdot 2,19} = 195 \text{ кН/м}^2.$$

де $h_{\text{фунд}}$ – висота фундаменту, м;

W – момент опору, м³.

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 2,7^2}{6} = 2,19 \text{ м}^3 \quad (2.2.8)$$

$$P_{max} = 195 \text{ кН/м}^2 \leq 1,2R = 1,2 \cdot 220 = 264 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{min} > 0;$$

$$P_{min} = \frac{N}{1,15b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q - \frac{M + (Q \cdot h_{\text{фунд}})}{1,15 \cdot W}$$

$$P_{min} = \frac{663,78}{1,15 \cdot 1,8 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 + 20 - \frac{47,64 + 1,85 \cdot 1,8}{1,15 \cdot 2,19} = 134,53 \text{ кН/м}^2; \quad (2.2.9)$$

$$P_{min} = 134,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} > 0 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{cp} \leq R$$

$$P_{cp} = \frac{N}{1,15b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q = \frac{663,78}{1,15 \cdot 1,8 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 + 20 = 174,8 \text{ кН/м}^2; \quad (2.2.10)$$

$$P_{cp} = 174,8 \text{ кН/м}^2 \leq R = 220 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

Перевіряємо напруження під підшвою фундаменту за комбінацією 2:

$$P_{max} = \frac{507,9}{1,15 \cdot 1,8 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 + 20 + \frac{178,49 + 28,96 \cdot 1,8}{1,15 \cdot 2,19} = 238,44 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{max} = 238,44 \text{ кН/м}^2 \leq 1,2R = 1,2 \cdot 220 = 264 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{min} = \frac{507,9}{1,15 \cdot 1,8 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 + 20 - \frac{178,49 + 28,96 \cdot 1,8}{1,15 \cdot 2,19} = 35,31 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{min} = 35,31 \text{ кН/м}^2 > 0 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{cp} = \frac{507,9}{1,15 \cdot 1,8 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 + 20 = 146,87 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{cp} = 146,87 \text{ кН/м}^2 \leq R = 220 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

Всі перевірки виконуються, тому остаточно приймаємо розмір фундаменту під колони крайніх рядів $b = 1,8\text{м}$ та $l = 2,7\text{ м}$.

2.2.5 Розподіл напружень від власної ваги ґрунту

Вертикальна напруга на глибині z визначається за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (2.2.11)$$

де: n – кількість різних шарів ґрунту від поверхні до глибини z .

Підставивши числові значення для свердловини 1, отримаємо значення напружень від власної ваги ґрунту для кожного шару:

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 h_1 = 15,8 \cdot 1,5 = 23,7 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,2}^1 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2^1 = 23,7 + 18,67 \cdot 1 = 42,37 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sb2} h_2^2 = 42,37 + 9,52 \cdot 2,1 = 62,36 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_{sb3} h_3 = 62,36 + 9,58 \cdot 0,4 = 66,19 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_{sb4} h_4 = 66,19 + 8,92 \cdot 1 = 75,11 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,5} = \sigma_{zg,4} + \gamma_5 h_5 = 75,11 + 9,95 \cdot 1,8 = 93,02 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,6} = \sigma_{zg,5} + \gamma_{sb6} h_6 = 93,02 + 9,65 \cdot 4,2 = 133,55 \text{ кН/м}^2$$

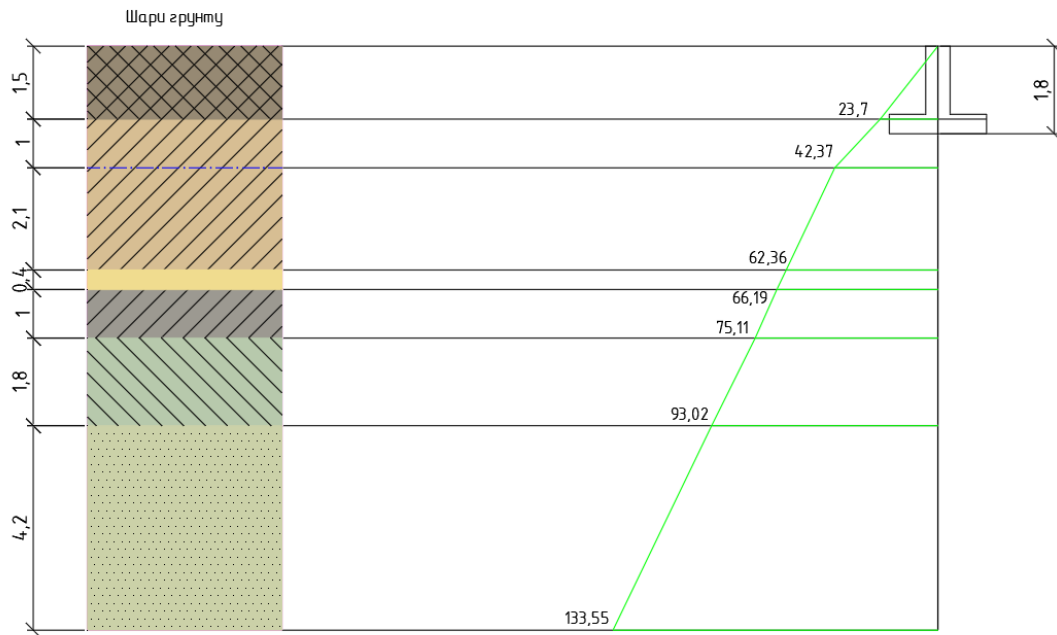


Рисунок 2.2.3 – Напруження від власної ваги ґрунту.

2.2.6 Визначення осадки методом пошарового підсумовування

Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні підошви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_d = 15,8 \cdot 1,5 + 18,67 \cdot 0,3 = 29,3 \text{ кН/м}^2.$$

Ґрунтову товщу під фундаментом ділимо на елементарні шари товщиною $h = 1 \text{ м}$.

Знаходимо для кожного елементарного шару відносну глибину за формулою:

$$\zeta = \frac{2z}{b}, \quad (2.2.12)$$

за яким маємо коефіцієнт загасання напруг α при $\eta = 1,4$.

Далі потрібно побудувати епюру додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині для цього рахуємо їх за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_{cp}; \quad (2.2.13)$$

Для визначення нижньої межі стисливої товщі будуємо епюру для напружень від власної ваги ґрунту, але зменшеної на 80% тобто $0,2\sigma_{zg}$. При перетині останніх двох епюр знаходимо висоту стисливої товщі $H_c = 4,79$ м.

Наступним кроком знаходимо для кожного елементарного шару відносну глибину за формулою:

$$\zeta = \frac{2z}{B}, \quad (2.2.14)$$

де $B = b + 1$ - ширина котловану, м.

Теж знаходимо коефіцієнт загасання напруг α_k та знаходимо напруження від власної ваги ґрунту знятого до рівня підшови фундаменту:

$$\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg,0}; \quad (2.2.15)$$

Визначаємо загальну осадку як суму осадок окремих елементарних шарів за формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,cp} - \sigma_{zy,cp})h_i}{E_i}, \quad (2.2.16)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8.

Всі розрахунки зведено у таблиці 2.16.

Таблиця 2.2.9 – Розрахунок осідання фундаментів на природній основі.

№ шару	h_i , м	z_i , м	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zp} , кН/м ²	$\sigma_{zp,cp}$, кН/м ²	$\zeta = \frac{2z}{B}$	α	σ_{zy} , кН/м ²	$\sigma_{zy,cp}$, кН/м ²	E , кН/м ²	s_i , м	s , м
2	0,00	0,00	0,0	1,000	174,80	-	0,0	1,000	29,30	-	7000	-	0,028
	1,00	1,00	1,1	0,724	126,56	150,68	0,7	0,879	25,75	27,53	7000	0,014	
	1,00	2,00	2,2	0,370	64,68	95,62	1,4	0,607	17,79	21,77	7000	0,008	
	0,80	2,80	3,1	0,223	38,98	51,83	2,0	0,414	12,13	14,96	7000	0,003	
3	0,40	3,20	3,6	0,173	30,24	34,61	2,3	0,347	10,17	11,15	28000	0,000	
4	1,00	4,20	4,7	0,110	19,23	24,73	3,0	0,235	6,89	8,53	7000	0,002	0,028
5	0,59	4,79	5,3	0,088	15,38	17,31	3,4	0,192	5,63	6,26	12000	0,0004	

Порівнюємо загальне осідання фундаменту з граничним значенням деформацій за Додатком А ДБН В.2.1-10:2018 [6], яка в даному випадку становить 10 см:

$s = 0,028 \text{ м} = 2,8 \text{ см} \leq s_u = 10 \text{ см}.$

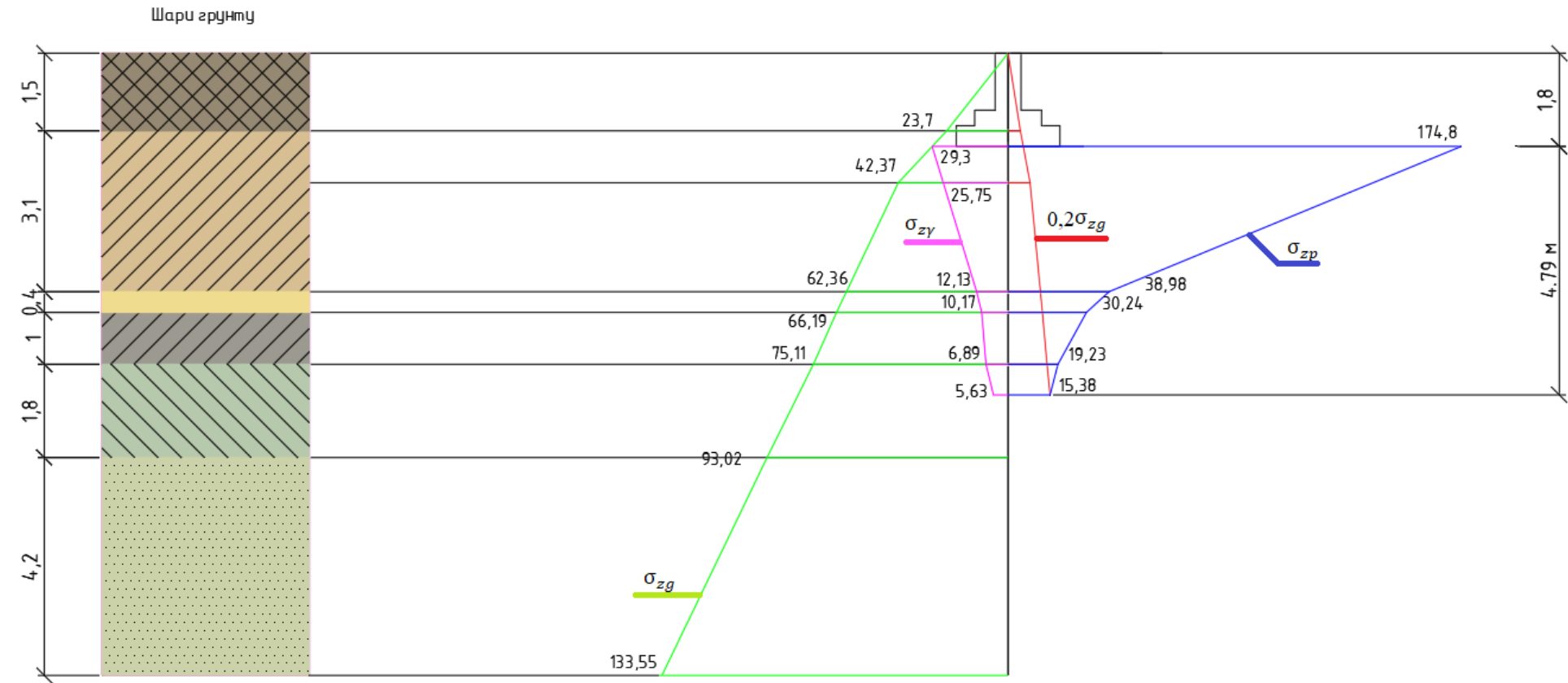


Рисунок 2.2.4 - Епюри напружень від власної ваги ґрунту з урахуванням його планування σ_{zg} і $0,2\sigma_{zg}$, від зовнішнього навантаження σ_{zp} і від власної ваги ґрунту, виїнятого з котловану σ_{zy} .

2.2.7 Перевірка міцності підстиляючого шару

При наявності в межах стиснутої товщі під фундаментом шару ґрунту меншою міцності, ніж верхніх шарів, нормами передбачена перевірка тиску на покрівлю слабого шару. В даних геологічних умовах варто перевірити 4 шар ґрунту.

Якщо слабкий шар розташований на глибині z від підшви фундаменту, то його розміри повинні визначатися так, щоб забезпечувалася така умова:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$$

Ширина умовного фундаменту на межі 3-го та 4-го шарів:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{19,09 + 0,45^2} - 0,45 = 3,94 \text{ м}, \quad (2.2.17)$$

$$\text{де } A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} = \frac{663,78}{1,15 \cdot 30,24} = 19,09 \text{ м}^2 \quad (2.2.18)$$

$$a = \frac{l-b}{2} = \frac{2,7-1,8}{2} = 0,45 \text{ м}.$$

Розрахунковий опір ґрунту R_z зниженою міцності:

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_z \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}); \quad (2.2.19)$$

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,56 \cdot 1 \cdot 3,94 \cdot 9,62 + 3,24 \cdot 5 \cdot 13,24 + 5,84 \cdot 18) = 393,88 \text{ кН/м}^2,$$

де d_z – глибина залягання слабого шару, м;

γ_{II}' – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підстиляючого шару ґрунту:

$$\begin{aligned} \gamma_{II}' &= \frac{18,67 \cdot 0,3 + 15,8 \cdot 1,5 + 18,67 \cdot 0,7 + 9,52 \cdot 2,1 + 9,58 \cdot 0,4}{5} = \\ &= 13,24 \text{ кН/м}^3; \end{aligned}$$

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підстиляючого шару ґрунту:

$$\gamma_{II} = \frac{8,92 \cdot 1 + 9,95 \cdot 1,8 + 9,65 \cdot 4,2}{1 + 1,8 + 4,2} = 9,62 \text{ кН/м}^3.$$

Умова міцності підстиляючого (4-го) шару ґрунту:

$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 30,24 + 66,19 = 96,43 \text{ кН/м}^2 \leq R_z = 393,88 \text{ кН/м}^2$ – умова виконується,

де $\sigma_{zp} = 30,24 \text{ кН/м}^2$ і $\sigma_{zg} = 66,19 \text{ кН/м}^2$ – вертикальні напруження на глибині $z = 3,2 \text{ м}$ від підшви фундаменту відповідно додаткове від навантаження на фундамент і від власної ваги ґрунту.

2.2.8 Конструювання фундаментів

Розміри фундаменту $b = 1,8 \text{ м}$, $l = 2,7 \text{ м}$, $d = 1,8 \text{ м}$, поперечний переріз колони К1 становить $1300 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$.

Величина заглиблення двогілкових колон:

$$h_h = 0,5 + 0,33 h_{out} = 0,5 + 0,33 \cdot 1,3 = 0,95 \text{ м}, \quad (2.2.20)$$

де h_{out} – відстань між зовнішніми гранями гілок колони, м.

Приймаємо глибину стакану фундаменту $d_p = 1250 \text{ мм}$ з конструктивних міркувань.

Товщина стінок армованого стакану, що розташовані перпендикулярно до площини дії згинального моменту, повинна бути не менше $0,2l_c = 0,2 \cdot 1300 = 260 \text{ мм}$.

Приймаємо 300 мм – товщина стінки армованого стакану.

Розміри підколонника призначаємо конструктивно, у залежності від його з'єднання з колоною і плитною частиною фундаменту.

Визначаємо приблизну висоту плитний частини фундаменту:

$$h_{пл} = \frac{l - l_{підк}}{4} = \frac{2,7 - 1,3 - 0,3 \cdot 2 - 0,075 \cdot 2}{4} = 0,1625 \text{ м} \quad (2.2.21)$$

Приймаємо $h_{пл} = 300 \text{ мм}$ зі сходиною $h_1 = 300 \text{ мм}$.

Вид А

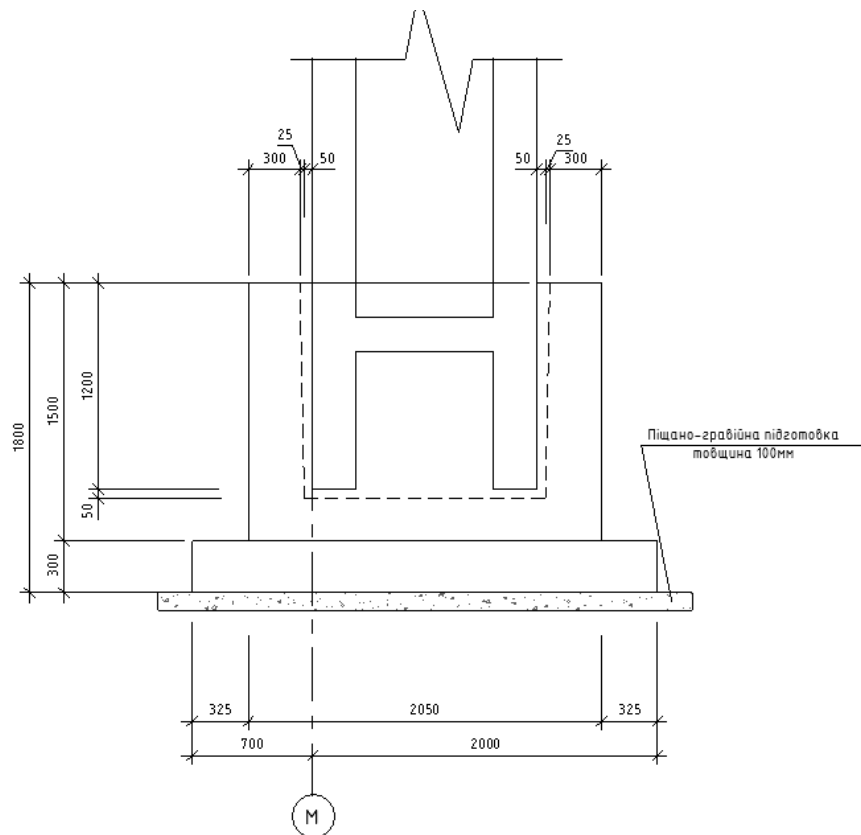
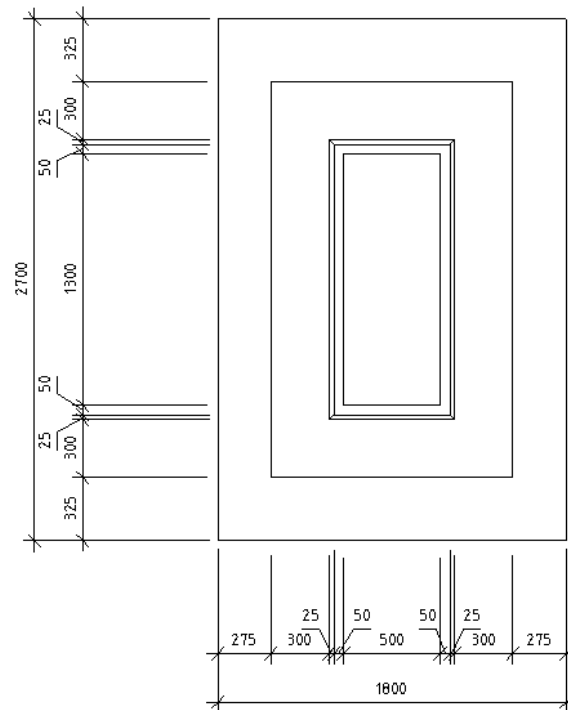


Рисунок 2.2.5 - Конструювання фундаменту ФМ-1.

2.2.9 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Для залізобетонного фундаменту призначаємо бетон класу C16/20.

Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,005}}{1,5} = 867 \text{ кПа}; \quad (2.2.22)$$

Перевіряємо за якою схемою нам потрібно розрахувати фундамент:

$$h_{cf} - d_p = 1,5 - 1,25 = 0,25 \text{ м} < 0,5(l_{cf} - l_c) = 0,5(2,05 - 1,3) = 0,375 \text{ м},$$

де h_{cf} – висота підколонника, м;

l_{cf} – довжина підколонника, м.

Отже маємо другу схему розрахунку.

Для нижньої сходинки. Продавлююча сила дорівнює:

$$F_{пр} = A_0 * p'_{cp} \leq f_{ctd} b_m h_{op}, \quad (2.2.23)$$

$$\text{де } p'_{cp} = \frac{N}{A} = \frac{663,78}{1,8 \cdot 2,7} = 136,6 \text{ кН/м}^2;$$

A_0 – площа, з якої збирається навантаження для визначення сили опору продавлювання, м²;

b_m – середній розмір межі, що перевіряється, м;

h_{op} – робоча висота піраміди продавлювання від дна стакану до площини розташування розтягнутої арматури, м.

Визначаємо середній розмір межі, що перевіряється:

$$b_m = b_p + h_{op} = 0,5 + 2 \cdot 0,05 + 0,515 = 1,115 \text{ м}, \quad (2.2.24)$$

де b_p – ширина по низу стакану, м.

Площа, з якої збирається навантаження для визначення сили опору продавлювання (площа продавлювання):

$$A_0 = 0,5b(l - l_p - 2 \cdot h_{op}) - 0,25(b - b_p - 2 \cdot h_{op})^2; \quad (2.2.25)$$

$$A_0 = 0,5 \cdot 1,8(2,7 - 1,4 - 2 \cdot 0,515) - 0,25(1,8 - 0,6 - 2 \cdot 0,515)^2 = 0,42 \text{ м}^2,$$

де l_p – довжина по низу стакану, м.

Порівнюємо:

$$A_0 \cdot p'_{cp} = 0,42 \cdot 136,6 = 57,36 \text{ кН} < b_{m1} \cdot f_{ctd} \cdot h_{01} = 1,115 \cdot 867 \cdot 0,515 = 497,85 \text{ кН} - \text{умова виконується.}$$

2.2.10 Армування плитної частини фундаментів

Кількість поперечного перерізу арматури потрібно підібрати за моментом, що показаний на схемі.

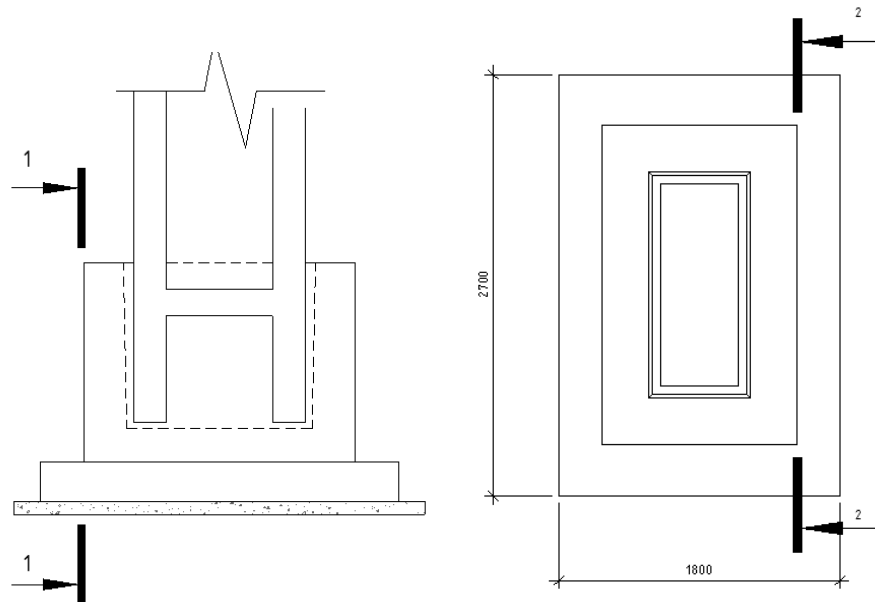


Рисунок 2.2.6 – Схема для розрахунків кількості арматури у перерізі.

Розрахуємо нормальні перетини на дію згинального моменту:

$$M_{1-1} = \frac{b \cdot c_1^2 \cdot p_{c1}}{2} + \frac{(p_{max} - p_{c1}) b \cdot c_1^2}{3}, \quad (2.2.26)$$

де c_1 – виліт сходинок відносно підколонника, м;

p_{c1} – розрахунковий тиск під подошвою фундаменту в перерізі 1-1, кН/м².

Розрахунковий тиск під подошвою фундаменту в перерізі 1-1:

$$p_{c1} = p_{cp} + \frac{p_{max} - p_{cp}}{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - c_1 \right); \quad (2.2.27)$$

$$p_{c1} = 146,87 + \frac{238,44 - 146,87}{\frac{2,7}{2}} \left(\frac{2,7}{2} - 0,325 \right) = 216,4 \text{ кН/м}^2$$

$$M_{1-1} = \frac{1,8 \cdot 0,325^2 \cdot 216,4}{2} + \frac{(238,44 - 216,4) 1,8 \cdot 0,325^2}{3} = 21,97 \text{ кНм.}$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту для першої сходинки (перетин 1 - 1):

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot f_{yd}} = \frac{21,97}{0,9 \cdot 0,515 \cdot 365000} = 1,3 \text{ см}^2 \quad (2.2.28)$$

Приймаємо 10 Ø 20 А400С з кроком 200 мм із площею 3140 мм².

Відсоток армування в розрахунковому перерізі фундаменту повинен бути не нижче мінімально допустимого відсотка армування в згинальних елементах:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_1} 100\% = \frac{0,003140}{1,8 \cdot 0,3} \cdot 100\% = 0,58\% > 0,5\% \quad (2.2.29)$$

Відсоток армування в перерізі достатній.

Армування також потрібно розраховувати і вздовж другого напрямку фундаменту:

$$M'_{2-2} = \frac{l \cdot c'_1{}^2 \cdot p'_{cp}}{2} = \frac{2,7 \cdot 0,275^2 \cdot 146,87}{2} = 15 \text{ кНм}$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту для першої сходинки (перетин 3 - 3):

$$A_{s3} = \frac{M'_{2-2}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot f_{yd}} = \frac{15}{0,9 \cdot 0,515 \cdot 365000} = 0,9 \text{ см}^2$$

Приймаємо 14 Ø 20 А400С з кроком 200 мм із площею 4 396 мм².

Відсоток армування в розрахунковому перерізі фундаменту повинен бути не нижче мінімально допустимого відсотка армування в згинальних елементах:

$$\mu = \frac{A_{s3}}{lh_1} 100\% = \frac{0,004396}{2,7 \cdot 0,3} \cdot 100\% = 0,54\% > 0,5\%$$

Відсоток армування в перерізі достатній.

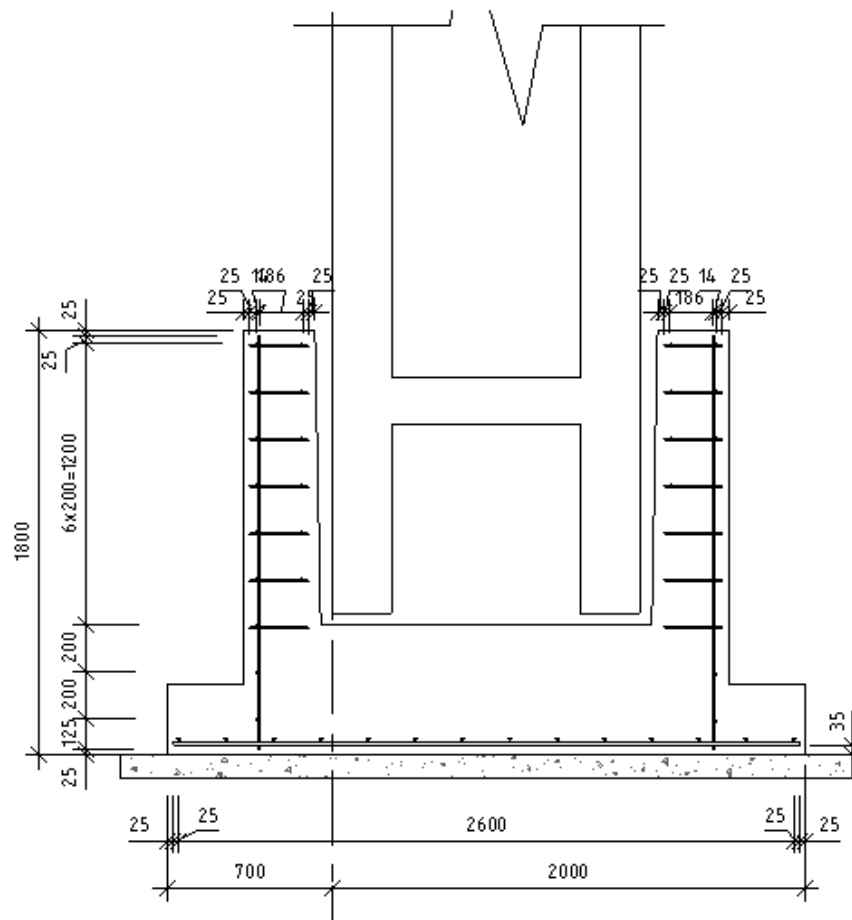


Рисунок 2.2.7 – Схема армування фундаменту ФМ-1.

Розділ 3

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Специфікація монтажних елементів

Таблиця 3.1 – Специфікація монтажний елементів

№	Назва елемента	Розмір, мм		Висота мм.	Маса ел, т.	Номер захватки	Кількість шт		Маса ел. на буд. т.
		Довжина					На захв.	На буд.	
1	3/6 Колона крайнього ряду	15750	500	1000	10,2	1,2,3,4	9	36	367,2
2	3/6 Колона середнього ряду	15050	600	1400	17,1	1,2	5	10	171
3	3/6 Підкранові балки 6м.	5950	600	1000	4,15	1,2,3,4	8	32	132,8
4	3/6 Підкранові балки 12м.	11960	650	1400	10	1,2	4	8	80
5	3/6 Підкронк'яна ферма	11960	500	3320	9,2	1,2	4	8	73,6
6	3/6 Розкісна ферма	23940	280	3280	11,2	1,2,3,4	9	36	403,2
7	Плита покриття	5970	2980	300	2,7	1,2,3,4	64	256	691,2

3.2 Технологія улаштування збірних конструкцій

Монтаж збірних залізобетонних колон.

Перед підйомом на колони встановлюють сходи та фіксують хомути для подальшого монтажу підмостей. Стропування конструкцій масою понад 10 т виконується за допомогою штирьових захватів із місцевим або дистанційним розчепленням. Для цього використовуються технологічні отвори, передбачені на етапі виготовлення колон. Дистанційне керування захватами здійснюється за допомогою тросиків або спеціальних електродвигунів, що забезпечують висування штиря. Підйом колон у вертикальне положення реалізується методами повороту або ковзання. Підйом залізобетонних колон здійснюється

методами поступового переміщення конструкції краном або її обертання навколо основи. Останнє може супроводжуватися пересуванням самого крана чи поворотом його стріли з використанням поворотного башмака. Застосування башмака або візка дозволяє перенести на них частину ваги, завдяки чому кран може починати підйом на значному вильоті стріли. Крім того, фіксація башмака на п'яті колони захищає бетон від сколів та полегшує ковзання. У разі доставки колон залізничним транспортом.

При монтажі безпосередньо з транспортних засобів («з коліс») колону підіймають у горизонтальному положенні, відводять убік і у висячому стані переводять у вертикальне. Для виконання цієї операції застосовують два штирові захвати, які розміщують по обидва боки від центра ваги конструкції (вище та нижче нього) .

Для оптимізації параметрів вильоту та зменшення необхідної довжини стріли використовують вилчастий оголовок. Це дозволяє залучати крани меншої вантажопідйомності та ефективно обмежувати розгойдування колон під час позиціонування.

Вивірка колон одноповерхових промислових об'єктів виконується до моменту розстропування. Процес передбачає контроль суміщення осей колони та будівлі за орієнтирними рисками, нанесеними на фундамент і конструкцію. Після встановлення осей у проєктне положення перевіряють вертикальність колони, використовуючи для точного контролю два теодоліти.

Ступінь відхилення колони від вертикальної осі визначають шляхом візування трубою теодоліта в напрямку знизу вгору. У разі виявлення похибок положення конструкції коригують за допомогою підкосів, розчалок або кондукторів.

Після завершення вивірки та виправлення положення колони тимчасово фіксують у проєктному стані, після чого виконують розстропування. Тимчасове закріплення є обов'язковим для забезпечення стійкості конструкції до її остаточної фіксації. Для цього застосовують клини, розпірки, підкоси або розчалки. Проте найбільш раціональним і технологічним методом вважається

використання інвентарних кондукторів різних модифікацій замість традиційних клинів.

При висоті колон від 12 до 18 м їх закріплюємо додатково до клинів або кондукторів розчалками, розташованими в трьох напрямках у площині найменшої жорсткості. Для цього рекомендується використовувати розчалювання з натяжними муфтами.

Тимчасові розчалювання, кондуктори, клини знімаємо після остаточного закріплення колон у стиках і досягнення проектної міцності бетону у стиках (70%).

Монтаж збірних залізобетонних підкранових балок.

Для підйому підкранових балок використовують двогілкові стропи та траверси (із фіксацією за монтажні петлі) або тросові захвати з дистанційним керуванням. При підйомі способом «в охоплення» застосовують універсальні стропи або траверси, пропускаючи їх крізь технологічні отвори в бетоні. У таких захватах кінець троса після обхвату балки фіксується у замку за допомогою висувного штиря. Для запобігання перетиранню троса та захисту граней балки від відколів обов'язково встановлюють пересувні інвентарні підкладки.

Стропування важких балок виконується балансирними траверсами, що підвішуються до гака крана. Конструкція такої траверси включає опорні хомути з карабінами, які фіксуються пересувними болтами. Для монтажу балок таврового перерізу доцільно використовувати траверси із захватними лапами або спеціальні полегшені стропи.

До моменту розстропування підкранові балки підлягають обов'язковій вивірці та фіксації. У процесі перевіряють відповідність положення балок поздовжнім осям та проектні відмітки верхніх полиць. Для точного позиціонування на опори колон наносять осьові риски, а на торці балок і верхні закладні деталі — риски середини. Суміщення цих міток гарантує правильність монтажу. Висотки переносять на верхню частину колон, після чого за допомогою нівеліра контролюють рівень верхніх полиць балок.

Після завершення вивірки виконується зварювання закладних елементів балок і колон, і лише тоді знімаються стропи. Такий алгоритм робіт дозволяє уникнути необхідності тимчасового закріплення конструкцій. Залізобетонні підкранові балки, у яких співвідношення висоти до ширини не перевищує 4:1, встановлюють на горизонтальні опори без застосування тимчасових кріплень. У випадках, коли цей показник є більшим, конструкції підлягають обов'язковій фіксації за допомогою розпірок та стяжок.

Монтаж збірних залізобетонних підкранов'яних ферм.

Комплекс основних допоміжних робіт (процесів), виконуваних при монтажі підкранов'яних ферм, розподіляється між ланками бригади:

- Ланка такелажників відповідає за доставку конструкцій у зону дії крана та їхнє розкладання безпосередньо біля місць підйому. Протягом робочої зміни такелажники мають не лише підтримувати безперебійний темп роботи основної монтажної ланки, а й сформувати запас конструкцій, достатній для повноцінної восьмигодинної роботи наступної зміни.
- Вантажно-розвантажувальні роботи складі виконуються такелажниками з допомогою допоміжного крана.
- Ланка монтажників є провідною в складі бригади та виконує основний комплекс робіт: підготовку крана, перевірку геометричних розмірів і правильності розміщення закладних деталей, а також контроль і відновлення осевих рисок. Робітники фіксують дві відтяжки, здійснюють стропування ферми та підготовку необхідних пристроїв і матеріалів. Перед встановленням монтажники піднімаються на колони для підготовки вузлів обпирання: очищення опорних майданчиків та перенесення осей. Команду на підйом конструкції надає бригадир лише після перевірки надійності стропування. Процес підйому виконується поетапно: спочатку ферму підіймають на висоту 0,3 м для контрольної перевірки захоплювальних пристроїв, після чого продовжують рух у проєктне положення.

Монтажники відтяжками регулюють положення ферми під час підйому. Підняту вище заголовка колони ферму опускають і на висоті близько 0,6 м утримують

над опорними місцями. У цей час друга частина ланки приймають і наводять ферму, рихтують її з допомогою кондукторного пристрою до поєднання рисок осей і додання фермі вертикальності.

Після цього зварювальник-монтажник спільно з монтажником закріплюють ферму електрозварюванням і покривають антикорозійною фарбою заставні деталі та зварювальні шви.

Зварювання закладних деталей ферм із відповідними елементами колон виконується електродами, тип та якісні показники яких суворо відповідають проєктній документації. Заборонено використання електродів без сертифікатів відповідності або з крейдовим покриттям. Наплавлений метал має бути однорідним і щільним по всій довжині шва; наявність тріщин та незаварених кратерів не допускається.

Після фіксації ферми за командою ланкового машиніст крана послаблює натяг вантажних канатів. Потім монтажники, перебуваючи на робочих позиціях з обох боків конструкції, здійснюють її розстропування.

Монтаж збірних залізобетонних кроkv'яних ферм.

До установки кроkv'яних ферм колони, підкранові балки й підкроkv'яні ферми остаточно закріплюємо і на опори для ферм наносимо ризики поздовжніх і поперечних осей.

Залізобетонні ферми й балки покриття залежно від їхньої довжини стропуємо за дві або чотири точки у вузлах з підкосами штировими захватами або в обхват із застосуванням дистанційної розстроповки. Для поліпшення орієнтування при установці по кінцях нижнього пояса закріплюємо два відтягнення або застосовуємо гнучкий маніпулятор. Маніпулятор складається з двох лебідок, установлених на крані, і тросів, що йдуть від них через відповідні блоки - вуздечок, що прикріплюють до кінців монтажної траверси. Орієнтування виробляється крановиком по сигналах монтажника. Ферми вивіряємо у процесі установки, закріплюємо кондукторами й точковим зварюванням заставних елементів. Першу ферму додатково розкріплюємо розчалюваннями, а кожну наступною стяжкою-розпіркою.

Після цього монтуємо плити покриття за допомогою багатогілкових стропів і траверс, вивіряємо по рисках, нанесеним на опорних вузлах ферм. Крайні плити обладнуємо огородженнями. У міру закріплення ферм плитами розпірки знімаємо.

Монтаж збірних залізобетонних плит покриття.

Стропування плит покриття здійснюється за монтажні петлі або крізь технологічні отвори в бетоні з використанням багатогілкових стропів, траверс або консольних захватів. Фіксація плити проводиться мінімум у чотирьох точках. Для монтажу великогабаритних залізобетонних плит доцільно застосовувати тритраверсні триблочні захвати зі збільшеною кількістю точок підвісу, що дозволяє суттєво знизити монтажні напруження в конструкціях під час підйому.

Після встановлення плити її положення вивіряють за контрольними рисками, нанесеними на саму плиту та на опорні вузли ферм. Крайні (перші) плити перед підйомом обов'язково оснащують захисним огородженням. Монтаж усіх наступних плит виконується робітниками безпосередньо з раніше встановлених та надійно закріплених елементів покриття.

3.3 Визначення характеристик монтажних конструкцій та вибір монтажних кранів

Для монтажу одноповерхових промислових будівель використовують монтажні крани. Для безпосереднього вибору монтажних кранів необхідно визначити монтажні характеристики:

1. Монтажна маса – Q_M ;
2. Монтажна висота(висота підйому гака) – H_M ;
3. Монтажний виліт – L_M .

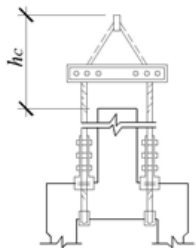
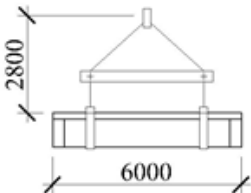
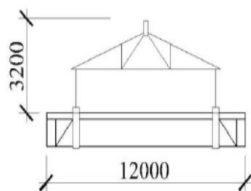
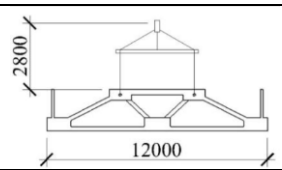
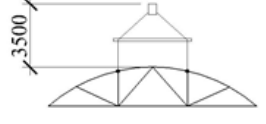
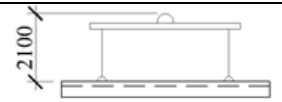
Вибір стропуючого обладнання.

Для вибору монтажних кранів необхідно попередньо визначити наступні технічні параметри: монтажну масу елементів (Q_M), монтажну висоту (H_M) і монтажний виліт гака крана (L_M).

Враховуючи те, що конструкції подають краном за допомогою такелажного оснащення (стропи, захвати, траверси) їх приймають в залежності від виду, габаритів і маси монтажних елементів (таблиця 3.1). Обране обладнання повинно забезпечувати швидкість, зручність і безпеку строплення і розстроплення елементів.

Необхідні стропуючі засоби та їх характеристики наведені у таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Специфікація стропуючого обладнання.

Найменування стропуючого обладнання	Принципова схема з розмірами, мм	Вантажопідйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота, мм	Призначення
1	2	3	4	5	6
Траверса, ПИ Промсталь-конструкція, 2052М-13		16	0,24	1	Встановлення двогілкових колон, розстроповка виконується з землі
Траверса, ПК Главсталь-конструкція, 185		6	0,39	2,8	Встановлення підкранових балок довжиною 6м
Траверса ПИ-Промсталь-конструкція, 1968Р-9		9	0,94	3,2	Встановлення підкранових балок довжиною 12м
Траверса, КБ Главмосбуду, 7016-17		15	0,48	2,8	Встановлення підкрів'яних ферм і балок довж. 12м.
Траверса дистанційна Промсталь-конструкція		15	0,62	3,6	Встановлення крокв'яних ферм прогоном 18м
Траверса промсталь-конструкція		3	0,2	2,1	Встановлення плит покриття 3х6м

Визначення монтажної маси конструкцій.

Монтажна маса визначається для кожного монтажного елементу за формулою:

$$Q_M = m_E + m_{СТР} + m_O \quad (3.1)$$

Комплект 1: $Q_M = 10,2 + 0,24 + 0,05 = 10,95$ т. – колона крайнього ряду.

$Q_M = 17,1 + 0,24 + 0,05 = 17,85$ т. – колона середнього ряду.

$Q_M = 4,15 + 0,39 + 0,05 = 5,05$ т. – підкранова балка 6м.

$Q_M = 10 + 0,94 + 0,05 = 11,45$ т. – підкранова балка 12м.

$Q_M = 9,2 + 0,48 + 0,05 = 10,20$ т. – підкрів'яна ферма.

Комплект 2: $Q_M = 11,2 + 0,62 + 0,05 = 12,35$ т. – ферма покриття.

$Q_M = 2,7 + 0,2 + 0,05 = 3,4$ т. – плита покриття.

де m_E – маса елемента, що піднімає кран, т

$m_{СТР}$ – маса стропуючого засобу (стропу чи траверси), т (табл. 2.1, додаток Ж);

m_O – маса монтажних оснащення, яке навішують на конструкції до їх підйому.

Визначення монтажної висоти конструкцій

Монтажну висоту обчислюють для кожного монтажного елемента за формулою $H_M = h_O + h_E + h_3 + h_{СТР}$, (3.2)

Комплект 1: $H_M = 0,00 + 15,75 + 0,5 + 1,0 = 17,25$ м. – колони. к.р.

$H_M = 0,00 + 15,05 + 0,5 + 1,0 = 16,55$ м. – колони. с.р.

$H_M = 10,3 + 1,00 + 0,5 + 2,8 = 14,60$ м. – підкр. балка 6м.

$H_M = 9,90 + 1,40 + 0,5 + 3,2 = 15,00$ м. – підкр. балка 12м.

$H_M = 14,4 + 3,32 + 0,5 + 2,8 = 17,70$ м. – підкрів'яна ферма.

Комплект 2: $H_M = 15,0 + 3,28 + 0,5 + 3,6 = 22,40$ м – ферма.

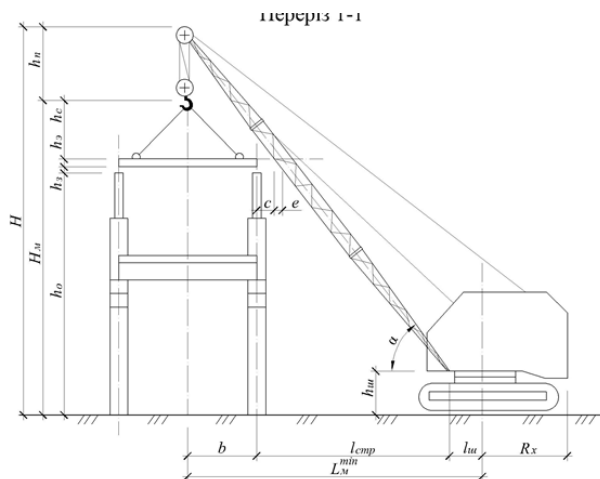
$H_M = 18,3 + 0,30 + 0,5 + 2,1 = 21,20$ м – плита.

де h_O – висота опори над рівнем стоянки крана, на яку монтується елемент, м;

h_E – висота (довжина) елемента в монтажному положенні, м;

h_3 – запас по висоті, що вимагається для безпеки монтажу, (0,5...1,5), м;

$h_{СТР}$ – розрахункова висота стропуючого засобу, м (табл. 2.1).



Для плит покриття визначають також висоту поліспасту до стріли крана (мінімальна відстань від гака крана), м, (рис.3.1).

$$H = H_M + h_\Pi = 21,2 + 2,0 = 23,2, \mathcal{M} \quad (3.3)$$

де $h_{\text{п}}$ – довжина вантажного поліспас-
ту крану, м.

Визначення монтажного вильоту стріли крана.

Виліт гака крана — показник технічної характеристики крана, відстань між віссю обертання крана і вертикальною віссю, яка проходить крізь центр обійми вантажного гака.

В дипломному проєкті використовується диференційно-комплексний метод монтажу конструкцій каркасу.

Сутність методу—будівля монтується за допомогою 2-х кранів, кожен з яких монтує свій комплекс конструкцій. 1-й кран монтує колони зовнішнього та внутрішнього ряду, підкранові балки та підкрокв'яні ферми, 2-й кран починає роботу після того, як будуть змонтовані всі конструкції першим краном на першій захватці(колони тимчасово закріплюються кондукторами, доки цементний розчин не набере потрібної міцності). Він монтує кроквяні ферми та плити покриття.

При ширині прогону 24 м. необхідно визначити мінімально безпечне наближення крану до осей колон зовнішнього ряду за формулою:

$$L_{u_2}^{\min} = a + 1,0 + R_X = 1,0 + 1,4 + 9 = 11,4 \text{ M} \quad (3.4)$$

де a_1 – ширина колони крайнього ряду, м;

1 – зазор між колоною і поворотною частиною крана, м;

R_x – радіус хвостової поворотної частини крана, м.

Виліт гака для колон внутрішнього ряду $L_{me}^{\min}$ визначається за формулою

$$L_{me}^{\min} = \frac{a}{2} + 1 + R_x = 1,4/2 + 1 + 9 = 10,7 \text{ м.} \quad (3.4)$$

$$\text{Для підкранової балки: } L_M = \sqrt{12^2 + 6^2} = 13,5 \text{ м.} \quad (3.6)$$

При монтажі кроквяних ферм розташування монтажного крана не лімітується, і він може бути використаний при *min* вильоті гака і *max* вантажопідйомності при відповідній довжині стріли, яка забезпечує необхідну висоту підйому елементу.

На момент монтажу плит покриття зона монтажу не вільна, тому обов'язково потрібно визначити мінімальний монтажний виліт стріли $L_M^{\min}$, виходячи з умов виключення контакту конструкції стріли крана до ближньої грані елементу, що монтується, за формулою

$$L_M^{\min} = l_{ш} + \frac{(b + e + c)(H - h_{ш})}{h_n + h_c} = 0,9 + \frac{(3 + 0,5 + 0,5)(23,2 - 1,82)}{2 + 2,1} = 21,75 \text{ м.} \quad (3.6)$$

де $l_{ш}$ – відстань від осі обертання крана до осі кріплення стріли, м (додаток Л);

b – відстань по горизонталі від грані конструкції, що монтується, зверненої до крана до вертикальної осі вантажного гака, м;

e – половина товщини конструкції стріли крана на рівні можливого торкання з раніш змонтованими конструкціями або елементом, що підіймається (умовно можна прийняти рівним 0,5 м);

c – мінімальний зазор між конструкцією стріли крана і змонтованим елементом, приймається 0,5 м (рис.2.1);

$h_{ш}$ – висота кріплення стріли над рівнем установа крана, м (додаток Л).

Максимальний виліт стріли для монтажу плит покриття визначається для прогону 18м за формулою

$$L_M^{\max} = \sqrt{(L_M^{\min})^2 + \left(\frac{B_{np} - 2d}{4}\right)^2}, \quad L_M^{\max} = \sqrt{(21,75)^2 + \left(\frac{24 - 2 \cdot 3}{4}\right)^2} = 22,21 \text{ м.} \quad (3.7)$$

де B_{np} – ширина прогону, м; d – ширина плити покриття, м.

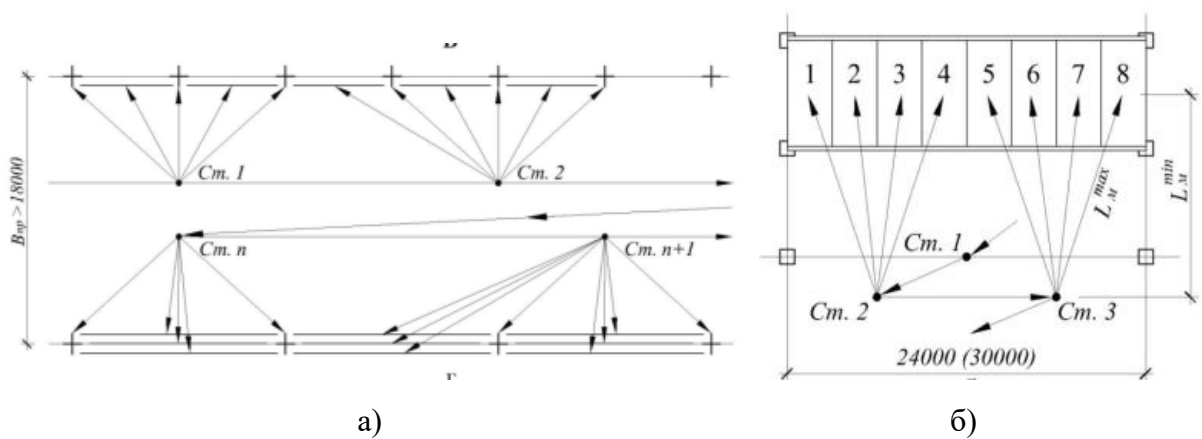


Рис. 3.2. а - Схема проходки крана для монтажу першого комплекту конструкцій; б – схема проходки крана для монтажу другого комплекту конструкцій.

Відомість монтажних характеристик збірних елементів.

Таблиця 3.3 - Відомість монтажних характеристик збірних елементів.

№	Назва елемента	Маса, т			Монтажна висота, м.	Виліт стріли, м	Марка крана
		констр.	Стропу	Монтажна.			
1	3/6 Колона крайнього ряду	10,2	0,24	10,94	17,25	11,40	ДЕК-50.30.10 Стріла 30м. Гусачок 10м.
2	3/6 Колона середнього ряду	17,10	0,24	17,84	16,55	10,70	
3	3/6 Підкранові балки 6м.	4,15	0,39	5,04	14,60	13,50	
4	3/6 Підкранові балки 12м.	10,00	0,94	11,44	15,00	13,50	
5	3/6 Підкро-кв'яна ферма	9,20	0,48	10,18	17,70	12,00	
6	3/6 Розкісна ферма	11,20	0,62	12,32	22,38	21,75	КС-8165 Стріла 40м. Гусачок 20м.
7	Плита покриття	2,70	0,20	3,40	21,20	22,20	

Вибір монтажних кранів.

Для монтажу першого комплекту конструкцій: колон, підкранових балок та підкрів'яних ферм, обираємо кран ДЕК-50.30.10

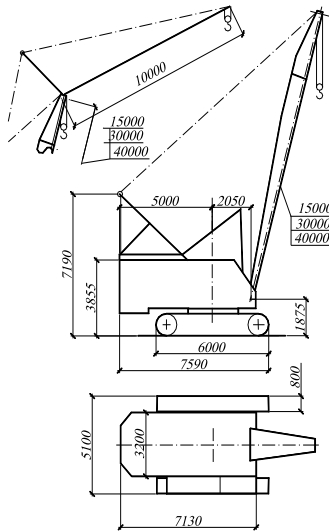
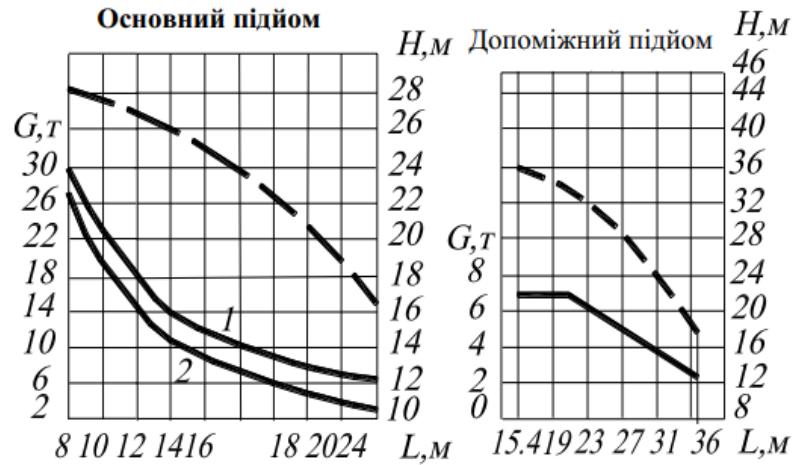


Рис. 3.3 Схема крану ДЕК-50.30.10

ДЭК-50 стріла 30 м, гусачок 10 м



1 - без гусачка
2 - з гусачком

Для монтажу другого комплекту конструкцій: кроків'яних ферм та плит покриття, приймаємо кран КС-8165.40.20.

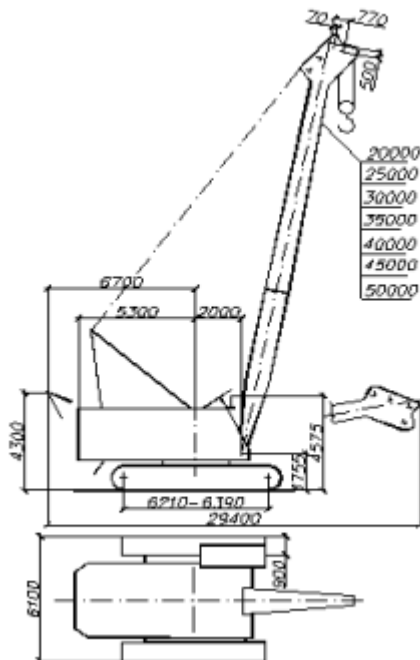
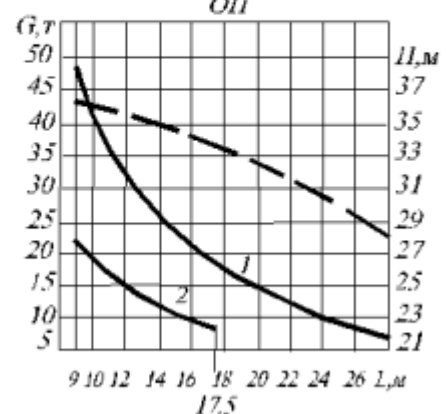


Рис. 3.4 Схема крану КС-8165.40.20

КС-8165 стріла 40 м гусачок 20 м 1 - без гусачка



3.4 Вибір і розрахунок потреби у транспортних засобах

В даному проекті використовується монтаж з транспортних засобів, тобто монтаж «з коліс». При цьому методі тривалість роботи транспортних засобів узгоджують з тривалістю роботи монтажного крану. Кількість транспортних засобів:

$$N_T = \frac{T'}{t_m}, \quad (3.8)$$

T – тривалість транспортного циклу, год.;

t_m – тривалість монтажу усіх конструкцій, що привезені за один рейс;

$$t_m = H_q \cdot n, \quad (3.9)$$

n – кількість конструкцій, що транспортує транспорт за один раз.

$$T' = t_1 + 2 \cdot \frac{S}{V_{cp}} + t_{om}, \text{ де:} \quad (3.10)$$

t_{om} – тривалість монтажу усіх елементів (без урахування одного), які доставлені транспортною одиницею;

V_{cp} – середня швидкість руху транспортного засобу;

S – 14 км. – відстань від заводу виготовлення конструкції до буд. майданчика.

1. Для колон зовнішнього ряду:

Напівприцеп: Б-18 Минпрострой БССР; тягач: КраЗ-258;

$$H_q = 0.4 \text{ год}; \quad n = 1; \quad t_{om} = 0 \text{ год}; \quad t_m = 0.4 \text{ год}; \quad t_1 = 0.72 \text{ год};$$

$$V_{cp} = (60+35)/2 = 48 \text{ км/год}; \quad T' = 0.72 + 2 \cdot (14/48) = 1.3 \text{ год};$$

$$N_T = 1.3/0.4 = 3.25 - \text{приймаємо 4 машини.}$$

2. Для колон середнього ряду:

Напівприцеп: Б-18 Минпрострой БССР; тягач: КраЗ-258;

$$H_q = 0.4 \text{ год}; \quad n = 1; \quad t_{om} = 0 \text{ год}; \quad t_m = 0.63 \text{ год}; \quad t_1 = 1.1 \text{ год};$$

$$V_{cp} = (60+35)/2 = 48 \text{ км/год}; \quad T' = 1.1 + 2 \cdot (14/48) = 1.68 \text{ год};$$

$$N_T = 1.68/0.63 = 2.67 - \text{приймаємо 4 машини.}$$

3. Для підкранових балок $l = 6 \text{ м.}$:

Напівпричеп: УПР-1212 ЦНИИОМТП; тягач: МАЗ-504А;

$H_c = 0.3 \text{ год}; n = 1; t_{om} = 0 \text{ год}; t_m = 0.3 \text{ год}; t_l = 0.61 \text{ год};$

$V_{cp} = (85+35)/2 = 60 \text{ км/год}; T' = 0.61 + 2 \cdot (14/60) = 1.08 \text{ год};$

$N_T = 1.08/0.3 = 3.6$ – приймаємо 4 машини.

4. Для підкранових балок $l = 12 \text{ м.}$:

Напівпричеп: Б-18 Минпострой БССР; тягач: КраЗ-258;

$H_c = 0.3 \text{ год}; n = 1; t_{om} = 0 \text{ год}; t_m = 0.3 \text{ год}; t_l = 0.61 \text{ год};$

$V_{cp} = (60+35)/2 = 48 \text{ км/год}; T' = 0.61 + 2 \cdot (14/48) = 1.2 \text{ год};$

$N_T = 1.2/0.3 = 3.97$ – приймаємо 4 машини.

5. Для підкрокв'яних ферм :

Напівпричеп: ПФУ Главпромстрой; тягач: МАЗ-200В;

$H_c = 1.3 \text{ год}; n = 1; t_{om} = 0 \text{ год}; t_m = 1.33 \text{ год}; t_l = 1.3 \text{ год};$

$V_{cp} = (80+35)/2 = 62 \text{ км/год}; T' = 1.3 + 2 \cdot (14/62) = 1.75 \text{ год};$

$N_T = 1.75/1.3 = 1.35$ – приймаємо 2 машини.

6. Для розкісних ферм:

Напівпричеп: Т-74А Главпромстрой; тягач: МАЗ-504А;

$H_c = 1.33 \text{ год}; n = 1; t_{om} = 0 \text{ год}; t_m = 1.33 \text{ год}; t_l = 1.3 \text{ год};$

$V_{cp} = (85+35)/2 = 60 \text{ км/год}; T' = 1.3 + 2 \cdot (14/60) = 1.8 \text{ год};$

$N_T = 1.8/1.33 = 1.35$ – приймаємо 2 машини.

7. Для розкісних ферм:

Напівпричеп: Б-18 Минпострой БССР; тягач: КраЗ-258;

$H_c = 0.26 \text{ год}; n = 3; t_{om} = 0.6 \text{ год}; t_m = 0.8 \text{ год}; t_l = 0.43 \text{ год};$

$V_{cp} = (60+35)/2 = 48 \text{ км/год}; T' = 0.43 + 2 \cdot (14/48) = 1.01 \text{ год};$

$N_T = 1.01/0.26 = 3.88$ – приймаємо 4 машини.

Таблиця 3.4 – Відомість монтажних машин, обладнання, монтажного оснащення, транспортних засобів та механізованого інструмента.

Назва	Марка, технічна характеристика	Кількість	Призначення
Крани на гусеничному ходу	ДЕК - 50	1	Монтаж першого комплекту констр.
Крани на гусеничному ходу	КС-8165	1	Монтаж другого комплекту констр.
Автомобілі – тягачі	- КраЗ-258 - МАЗ-504А - МАЗ-200В	За розрах.	Транспортування конструкцій до буд. майданчика.
Кондуктор одиничний	Напівавтоматичний	14	Монтаж колон у стакани фундаменту.
Строп чотиригілковий	Q = 10 т	2	Навантажувально-розвантажувальні роботи
Траверси		4	Монтаж констр. першого комплекта.
Напівавтоматичний захват		2	Монтаж констр. першого комплекта.
Універсальна траверса	З дистанційним розстроюванням	2	Монтаж констр. другого комплекта.
Нормокомплект для зварювальних робіт	ТД - 500	2	Зварювання конструкцій ток 500А
Прийомники для тимчасового кріплення кроквяних балок та ферм на колонах	ГП Промстальконструкція	4	Монтаж кроквяних балок і ферм
Розпірка для тимчасового кріплення ферм	ГП Промстальконструкція	2	Монтаж кроквяних ферм, маса – 60 кг
Драбина навісна	ЛА - 7	4	Для монтажних робіт
Драбина приставна з площадкою		4	Для зварювальних робіт
Риштування самохідні пересувні		4	Монтаж конструкцій покриття
Люлька переставна		2	Монтаж ліхтарів
Фарборозпилювач	СО-71А	2	Антикорозійний захист закладних деталей
Вишка автомобільна	АГП-22, Н = 22м, Q = 300 кг	1	Виконання монтажних робіт
Нівелір , теодоліт	НТ, НВ-1	1	Виконання геодезичних робіт
Рівень будівельний	УС-2	4	Вивірення горизонтальності конструкцій
Щітка із сталевих дротів		4	Для очищення закладних деталей

3.5 Технологічні розрахунки

Для організації монтажу збірних конструкцій будинку поточковим методом увесь процес розбивають на декілька складових (елементарних потоків).

У дипломному проекті процес розбито на такі елементарні потоки:

- I. Монтаж першого комплекту конструкцій (колони та підкранові балки зовнішнього та внутрішнього рядів, підкроквяні ферми) першим краном;
- II. Монтаж другого комплекту конструкцій (кроквяні ферми і плити покриття) другим краном;
- III. Улаштування стиків конструкцій першого комплекту (заробка стиків колон, зварювання стиків підкранових балок і заробка стиків підкранових балок);
- IV. Улаштування стиків конструкцій другого комплекту (заробка швів плит покриття).

Для поточкового виконання робіт будівля розподіляється на захватки.

Захватка – частина будівлі в межах якої повторюються складові комплекси будівельних робіт, що виконуються кожний окремо, за одиницю часу, яка дорівнює прийнятому ритму робіт.

m – кількість захваток;

n – кількість елементарних потоків;

Необхідно виконання наступної умови: $m \geq n$;

$m=4$; $n=4$; таким чином умова виконується: $4 \geq 4$.

Обов'язковими умовами поточної організації процесів є забезпечення їх безпеки і можливість виконання кожного наступного елементарного потоку на захватці, після завершення попереднього і набуття бетону у стиках монтажної міцності. Монтажною міцністю називають міцність, яка дорівнює 70% від проектної.

3.6 Підсумкові техніко-економічні показники

Для загальної оцінки ефективності прийнятих рішень в проекті визначають наступні техніко-економічні показники:

1. Загальна тривалість робіт T , дн;
2. Загальні витрати праці на весь обсяг ΣQ , люд.-змін;
3. Питому трудомісткість на прийняту одиницю виміру q , люд.-змін/м³;

Загальна тривалість робіт у проекті визначається із графіка виконання робіт.

Питома трудомісткість розраховується за формулою:

$$q = \frac{\Sigma Q}{V}, \text{де} \quad (3.11)$$

ΣQ – загальні витрати праці, люд.-змін;

V – обсяг робіт(збірного залізобетону в ділі), т.

Виробіток на одного робітника(B)за зміну, т/люд.дн.:

$$B = \frac{V}{\Sigma Q} \quad (3.12)$$

1. $T_p = 46$ дні.
2. $\Sigma Q = 5259,3$ люд.змін
3. $V = 1919$ т.
4. $q = 0,34$ люд.дн. / м³
5. $B = 2,91$ т. / люд.дн.

Розділ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Створення безпечного та здорового виробничого середовища в цехах із виготовлення сантехнічного обладнання, як і в промисловому секторі загалом, ґрунтується на дотриманні законодавчих і нормативно-правових актів. Ці документи регламентують взаємодію між роботодавцем і персоналом у питаннях охорони праці, техніки безпеки, промислової гігієни та запобігання виникненню надзвичайних ситуацій.

Фундаментальною правовою основою, що гарантує працюючим безпечне виробниче середовище, є Конституція України. Зокрема, стаття 43 Основного Закону закріплює право кожного громадянина на належні, здорові та безпечні умови праці. Ця норма утверджує стратегічний принцип державної політики — пріоритетність збереження життя і здоров'я людини над результатами виробничої діяльності.

Згідно з Кодексом законів про працю України, на роботодавця покладається повна відповідальність за належну організацію охорони праці. Це включає проведення регулярних інструктажів, створення виробничого середовища відповідно до встановлених санітарних і безпекових стандартів, а також персональну відповідальність за недотримання законодавчих норм у сфері праці.

Ключове значення має Закон України «Про охорону праці»[15], який встановлює загальні вимоги до системи управління охороною праці, права та обов'язки працівників і роботодавців, вимоги до розслідування нещасних випадків, порядок фінансування заходів з охорони праці, а також передбачає відповідальність за невиконання встановлених вимог.

Аналіз чинного законодавства дозволяє сформулювати пріоритетні завдання з безпеки праці та захисту здоров'я персоналу промислового цеху. Ключовою вимогою є впровадження та підтримка дієвої системи управління охороною праці. Вона має бути інтегрована в загальну управлінську

структуру підприємства, забезпечуючи чітку вертикаль відповідальності, налагоджені механізми внутрішнього аудиту та безперервний процес вдосконалення безпекових стандартів.

Пріоритетним напрямом діяльності є запобігання виробничому травматизму та професійним захворюванням. Реалізація цієї мети забезпечується впровадженням комплексу превентивних заходів: модернізацією технологій, оптимізацією санітарно-гігієнічних умов та систематичним аналізом причин нещасних випадків для їх подальшого усунення. Особлива увага приділяється підготовці персоналу, яка, окрім вивчення інструкцій, має на меті формування культури безпечної поведінки та розвиток практичних навичок оперативного реагування на аварійні чи надзвичайні ситуації.

Окремо слід відзначити важливість забезпечення працівників засобами індивідуального та колективного захисту відповідно до НПАОП 0.00-7.17-18 «Мінімальні вимоги безпеки і охорони здоров'я при використанні працівниками засобів індивідуального захисту на робочому місці» [19]. Рішення про вибір конкретних засобів приймається на основі оцінки професійних ризиків та особливостей виконуваних робіт. Особливого значення набуває системний моніторинг виробничого середовища, який передбачає безперервний контроль чинників, що потенційно загрожують життю чи здоров'ю персоналу. Під постійний нагляд підпадають рівні шуму та вібрації, показники запиленості, температурний режим, а також концентрація шкідливих домішок у робочій зоні. Дані моніторингу слугують основою для розробки та впровадження коригувальних заходів, спрямованих на мінімізацію виявлених ризиків.

У проєкті цеху необхідно передбачити розробку та апробацію планів локалізації та ліквідації аварійних ситуацій, спрямованих на мінімізацію наслідків імовірних інцидентів. Зазначена документація має чітко регламентувати алгоритм оповіщення персоналу, порядок евакуації, а також дії підрозділів у разі виникнення пожеж, вибухів або витоку токсичних речовин.

Фундаментальним аспектом охорони праці є впровадження «культури безпеки», яка базується на відповідальному ставленні до ризиків на всіх рівнях — від топменеджменту до рядового персоналу. Такий формат взаємодії передбачає не просто виконання інструкцій, а активне залучення працівників до виявлення потенційних загроз та подання пропозицій щодо їх усунення. Для реалізації цього підходу необхідно визначити стратегічні цілі, спрямовані на якісне покращення умов праці та мінімізацію промислових інцидентів. Ключовим завданням є радикальне скорочення виробничого травматизму. Це стає можливим завдяки автоматизації небезпечних зон, переходу на безпечніші технологічні цикли та впровадженню інтелектуальних систем попередження аварій.

Критично важливим є проведення щорічної атестації робочих місць на відповідність санітарно-гігієнічним нормам та вимогам безпеки. Ця процедура забезпечує своєчасне виявлення потенційно небезпечних ділянок і дозволяє оперативно впроваджувати заходи з їх усунення. Паралельно з цим необхідно організувати системне підвищення кваліфікації відповідальних посадових осіб. Це гарантує їхню обізнаність із актуальними стандартами, інноваційними технологіями та сучасними методологіями у сфері промислової безпеки.

Важливе значення має технічне оснащення робочих зон сучасними засобами контролю, моніторингу та сигналізації. Впровадження таких систем дозволяє ідентифікувати загрози на ранніх стадіях, запобігаючи їх переростанню в аварійні ситуації. На виробництві доцільно впровадити цифрову систему обліку інцидентів та порушень безпеки. Це забезпечить оперативне реагування на критичні події, дозволить аналізувати статистичні тенденції та приймати обґрунтовані управлінські рішення на основі отриманих даних.

Крім технічних заходів, важливо стимулювати працівників дотримуватись норм охорони праці. Для цього можуть бути розроблені мотиваційні програми: премії, рейтинги, відзнаки для тих, хто демонструє високий рівень культури безпеки. Також слід постійно інформувати персонал про потенційні ризики, засоби захисту, оновлені інструкції та дії у разі надзвичайних ситуацій. Врешті, впровадження внутрішніх стандартів безпеки, адаптованих під конкретну специфіку підприємства, дозволить створити унікальну, ефективну систему охорони праці, яка враховує реальні умови виробництва.

Нормативно-правове забезпечення охорони праці в Україні створює надійний правовий фундамент для формування системи безпеки на запроєктованому виробництві. Проте ефективність реалізації вимог залежить від організаційної культури, технічного рівня підприємства, професійної підготовки персоналу та постійного вдосконалення заходів з охорони праці. Впровадження конкретних стратегічних цілей дозволить не лише підвищити безпеку праці, але й зміцнити економічну стійкість цеха для виробництва продукції у довгостроковій перспективі.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Сучасний стан виробництва сантехнічних виробів характеризується інтенсивним впровадженням засобів автоматизації та значною енергоємністю технологічних процесів. Специфіка галузі зумовлює наявність комплексу небезпечних факторів, зокрема роботу в умовах термічних навантажень, високого тиску, а також застосування токсичних і вибухонебезпечних компонентів. Це обумовлює необхідність проведення ґрунтового аудиту робочих місць та ідентифікації потенційних загроз для створення дієвої системи управління промисловою безпекою. Крім того, критичне значення має дотримання регламентів технічної експлуатації спеціалізованого обладнання, оскільки його несправність або невідповідне обслуговування виступають ключовими детермінантами виробничого травматизму.

Умови праці — це сукупність факторів виробничого середовища, які впливають на здоров'я та працездатність працівників у процесі виконання ними трудових обов'язків.

Комплексне оцінювання умов праці дозволяє класифікувати їх як допустимі, шкідливі або небезпечні, що, відповідно, вимагає застосування різного ступеня контролю та засобів захисту.

Виробничі дільниці з виготовлення сантехнічних виробів характеризуються високою концентрацією потенційно небезпечних чинників. Ключовий сегмент виробничого ризику пов'язаний із функціонуванням технологічного устаткування та складних механізмів. Технічні дефекти або порушення експлуатаційних регламентів можуть призвести до виникнення аварійних ситуацій, зумовлених наявністю незахищених рухомих частин, температурним перегрівом, розгерметизацією систем або вибухонебезпечністю середовища. Подібні інциденти несуть загрозу отримання персоналом механічних ушкоджень, термічних уражень та гострих інтоксикацій.

Окрему групу ризиків становить експлуатація електроустановок, де порушення вимог електробезпеки створює загрозу електротравматизму з критичними наслідками. Водночас технічна несправність електромереж та обладнання виступає одним із домінуючих факторів пожежної небезпеки на підприємстві. За наявності горючих матеріалів вогонь здатний швидко поширюватися виробничими площами, створюючи ризик масштабних аварій.

Використання агресивних хімічних сполук у виробництві створює ризики хімічних уражень, інтоксикацій та вибухів. Це вимагає суворого контролю за регламентами зберігання та експлуатації речовин, оскільки будь-які порушення можуть мати катастрофічні наслідки.

До критичних фізичних чинників належать зони з високими температурами, перебування в яких загрожує перегрівом та термічними опіками. Окрему групу ризиків становлять роботи на висоті. Гарантування безпеки у таких умовах можливе лише за умови застосування сертифікованих страхувальних систем та засобів індивідуального захисту, без яких ризик летального травматизму стає критичним.

Суттєвим деструктивним чинником у виробничому середовищі є наднормативне шумове навантаження. Тривала акустична експозиція не лише спричиняє розвиток професійних захворювань, зокрема сенсоневральної приглухуватості, а й зумовлює когнітивну втому та зниження концентрації уваги, що корелює зі зростанням ризику нещасних випадків.

Паралельно з цим, критичне значення для безпеки праці має експлуатація внутрішньозаводського транспорту та вантажопідіймальних комплексів. Ігнорування правил маневрування або технічні несправності цих засобів створюють загрози наїздів і притиснення персоналу до конструктивних елементів. Висока тяжкість наслідків таких інцидентів обумовлює необхідність суворої регламентації транспортних потоків та оптимізації логістичних процесів на підприємстві.

Особливої уваги потребує менеджмент безпеки при роботі з вибухо- та пожежонебезпечними речовинами. Експлуатація таких компонентів припускається лише за умови суворого доотримання технологічних регламентів, спеціальної підготовки персоналу та функціонування автоматизованих систем протипожежного захисту.

Поряд із локальними загрозами, критичне значення має прогнозування комплексних аварійних ситуацій. Їх виникнення може бути детерміноване як технічними збоями чи людським фактором, так і зовнішніми чинниками, зокрема техногенними катастрофами або наслідками воєнних дій. У межах забезпечення цивільного захисту на підприємстві вирішальну роль відіграє превентивна розробка планів евакуації, надійність систем аварійного відключення та регулярне проведення тренувань персоналу щодо алгоритмів дій у надзвичайних ситуаціях.

Для захисту персоналу необхідно забезпечити регулярне обслуговування й модернізацію устаткування, а також впровадити системи автоматичного моніторингу. Це дозволить вчасно виявляти відхилення від норм і виконувати екстрену зупинку обладнання в разі небезпеки.

Для безпеки персоналу обов'язковим є надання засобів захисту та безперервний моніторинг середовища (повітря, шум, температура). Професійні ризики мінімізуються шляхом регулярного навчання діям при аваріях та впровадження ергономічних стандартів для запобігання профзахворюванням.

Забезпечення безпеки цеху потребує розробки планів ліквідації аварій та впровадження системи оцінки ризиків. Це дозволяє чітко регламентувати дії персоналу під час евакуації та забезпечити превентивну мінімізацію виробничих загроз. Комплексний ризик-менеджмент допомагає вчасно ідентифікувати критичні небезпеки та реалізувати заходи захисту. Створення безпечного середовища не лише зберігає здоров'я працівників, а й виступає стратегічним чинником стабільності та продуктивності підприємства.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек

Зведення одноповерхових промислових споруд передбачає виконання широкого спектра робіт, серед яких монтажні операції характеризуються найвищим рівнем професійного ризику. Специфіка діяльності монтажників пов'язана з експлуатацією вантажопідіймальних механізмів, маніпуляціями з великогабаритними конструктивними елементами, а також постійним впливом мінливих зовнішніх чинників і ймовірних технічних несправностей. Зазначене обумовлює необхідність ґрунтовного аналізу потенційних загроз для розробки ефективних заходів гарантування безпеки життєдіяльності персоналу.

Ризики під час монтажних робіт поділяються на об'єктивні (технічний стан механізмів, умови майданчика, організація процесів) та суб'єктивні (низька кваліфікація, втома, порушення інструкцій). Сукупність цих чинників створює передумови для аварійних ситуацій. До найбільш поширених загроз на етапі монтажу належать: падіння з висоти, ураження електрострумом, травмування об'єктами, що падають, а також защемлення рухомими елементами конструкцій чи техніки. Згідно з НПАОП 0.00-1.15-07[17], будь-яка діяльність, що пов'язана з підйомом монтажника вище ніж на 1,3 м, вважається висотною та потребує спеціального захисту й контролю. Незважаючи на відносно невелику висотність одноповерхових споруд, монтаж покрівельних покриттів та елементів каркасних систем передбачає виконання робіт на рівні понад 1,5 метра. Це класифікує такі операції як потенційно небезпечні з високим ризиком летального травматизму. Експлуатація допоміжних засобів підйому (риштувань, драбин, вишок) потребує суворого моніторингу їх технічного стану. Ключовою умовою безпеки є обов'язкове використання персоналом комплексних засобів індивідуального захисту, зокрема страхувальних систем, захисних шоломів та спецвзуття з протиковзними властивостями.

Ризик падіння конструкцій зумовлений дефектами стропування, несправністю кріплень або відсутністю координації між крановим машиністом і монтажниками.

Небезпека посилюється за несприятливих метеоумов та через велику масу залізобетонних і металевих елементів, що загрожує летальним травматизмом. Додатковим фактором ризику є ненадійне фіксування тимчасових опор, схильних до дестабілізації під впливом вібрацій або перевантажень.

Ризик електротравматизму під час монтажних операцій обумовлений порушенням регламентів прокладання тимчасових мереж, експлуатацією несправного електроінструменту та відсутністю пристроїв захисного відключення. Наявність вологи (атмосферні опади, конденсат) суттєво підвищує провідність середовища, посилюючи небезпеку. Додатковим детермінантом ризику є недостатня електротехнічна підготовка персоналу, що працює з обладнанням. Особливу загрозу становить виконання робіт за несприятливих метеорологічних умов та недостатньої освітленості. Дефіцит світла знижує візуальний контроль за небезпечними зонами (краї перекриттів, технологічні отвори), а низькі температури провокують зниження тактильної чутливості та ковзання, що веде до втрати рівноваги. Згідно з вимогами ДБН А.3.2-2-2009 [16], при виникненні небезпечних погодних явищ (сильний вітер, злива, ожеледиця), керівник робіт зобов'язаний призупинити монтажний процес задля запобігання виробничому травматизму.

Крім того, психологічне навантаження, втома, дефіцит сну—усе це погіршує реакцію людини та знижує її здатність швидко ухвалювати рішення в критичних ситуаціях.

Оцінювання ризиків є фундаментальним елементом системи управління охороною праці, що дозволяє прогнозувати ймовірність аварій та масштаби їхніх наслідків. У промисловому виробництві цей процес є критичним через високу концентрацію джерел небезпеки. Для подальшого аналізу ідентифіковані загрози будуть оцінені за двома критеріями: частотою виникнення та ступенем тяжкості наслідків

Табл. 4.1 – Матриця оцінювання ризиків характерних для монтажних робіт.

Тип загрози	Ймовірність (висока/середня/ низька)	Вплив (високий/середній/ низький)	Ризик (високий/середній/ низький)
Виробничі травми пов'язані із обладнанням	Можлива	Критичний	Неприпустимий
Контакт з токсичними, вибухонебезпечними речовинами	Можлива	Критичний	Неприпустимий
Падіння з висоти	Випадкова	Катастрофічний	Неприпустимий
Травми через погодні умови або інші погані умови праці	Випадкова	Критичний	Небажаний
Вплив підвищеного рівня шуму	Висока	Незначний	Припустимий з перевіркою
Поганий психічний та фізичний стан працівників	Можлива	Незначний	Припустимий з перевіркою
Ураження електричним струмом	Випадкова	Катастрофічний	Неприпустимий

На основі отриманих результатів можна зробити висновки:

Неприпустимі ризики пов'язані з електробезпекою, використанням хімічних

речовин і перенавантаженнями персоналу та інші, що шкодять здоров'ю працівників чи об'єкту будівництва. Ці фактори потребують негайного контролю.

Небажаним ризиком є травматизм, що виникає через неналежні умови праці — для їх зниження необхідно вдосконалити забезпечення гарних умов праці, зменшити кількість роботи за умов, що ускладнюють працю.

Менш критичні ризики, такі як шум та перевантаження персоналу, не слід ігнорувати: їх накопичувальний ефект може призвести до професійних захворювань.

Для зниження виявлених ризиків рекомендується:

- Розробити й впровадити інструкції з безпечного виконання робіт для кожного типу обладнання;
- Установити захисні кожухи та автоматичні відключення на машинах;
- Організувати планові тренування персоналу з дій у надзвичайних ситуаціях;
- Запровадити регулярний контроль стану повітря та рівня шуму за вимогами ДСН 3.3.6.037-99 [18];
- Забезпечити психологічну підтримку працівників у стресових умовах;
- Створити належні умови для виконання певних процесів;
- Забезпечити працівників гарним обладнанням та захисним одягом;
- Проводити регулярні аудити системи безпеки з використанням методів ризик-аналізу.

Використання матричного методу дозволило ідентифікувати ключові загрози та визначити пріоритетні заходи захисту. Такий підхід забезпечує формування безпечного робочого середовища, мінімізацію травматизму та підвищення загальної культури безпеки на підприємстві.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці

Пріоритетним вектором удосконалення системи охорони праці є впровадження безперервного професійного навчання та регулярних інструктажів. Системна підготовка персоналу передбачає засвоєння принципів безпечного виконання робіт, дотримання санітарно-гігієнічних регламентів, вимог до виробничого мікроклімату та правил експлуатації засобів індивідуального захисту (ЗІЗ). Така превентивна діяльність забезпечує формування культури безпеки, мінімізацію кількості порушень технологічної дисципліни, а також ефективну профілактику професійного травматизму та патологій.

Важливою умовою оптимізації виробничого середовища є раціональна експлуатація систем природної інсоляції та аерації. На етапах проектування та функціонування об'єктів слід забезпечити стратегічне розміщення світлопрозорих конструкцій і вентиляційних комунікацій. Такий підхід гарантує інтенсивний повітрообмін, сприяє зниженню концентрації токсичних домішок у робочій зоні та підтриманню нормативних показників освітленості, що є визначальним фактором збереження працездатності та психофізіологічного благополуччя персоналу.

Для зниження ймовірності виникнення загроз здоров'ю працівників у процесі будівельних робіт необхідно реалізовувати низку профілактичних заходів, що охоплюють основні категорії ризиків, притаманних даній сфері діяльності.

Для мінімізації електротравматизму необхідно використовувати електрозахисні засоби (діелектричні рукавички, ізолюючі покриття, спецвзуття) та забезпечити чітке маркування устаткування. Слід обмежити доступ до струмопровідних частин для неавторизованого персоналу. Важливим доповненням технічних заходів є систематичне навчання та перевірка знань з електробезпеки, що підтримує належний рівень кваліфікації працівників.

Мінімізація впливу токсичних сполук потребує впровадження систем детекції витоків та встановлення датчиків контролю газового середовища. Обов'язковим є облаштування локальних витяжних систем у зонах акумуляції небезпечних випарів. Персонал має бути забезпечений засобами захисту органів дихання та шкіри (респіраторами, спецкостюмами), а регулярні інструктажі з хімічної безпеки мають стати невід'ємною частиною профілактики професійних отруєнь

Роботи на висоті потребують використання страхувальних систем, захисних платформ та встановлення огорожень у небезпечних зонах. Обов'язковими умовами безпеки є маркування ділянок попереджувальними знаками, а також спеціальна підготовка та атестація персоналу з питань охорони праці.

Безпечна експлуатація обладнання передбачає встановлення захисних кожухів на рухомих частинах та сувору заборону обслуговування механізмів під час роботи. Необхідно маркувати небезпечні зони та обмежувати до них доступ. Системне навчання персоналу та проведення фахових інструктажів є ключовими інструментами запобігання травматизму.

Для зниження шумового впливу необхідно застосовувати звукоізоляційні екрани та дистанціювати робочі місця від джерел шуму. Персонал має бути забезпечений ЗІЗ органів слуху. Важливим елементом профілактики є раціоналізація режиму праці, зокрема скорочення часу перебування в зонах інтенсивного шуму та регулярна ротація працівників.

Для запобігання пожежам необхідно здійснювати регулярний контроль електрообладнання та підтримувати чистоту робочих зон від горючих матеріалів. Приміщення мають бути укомплектовані системами сигналізації та пожежогасіння. Системне навчання персоналу щодо дій у разі загоряння є критично важливим для мінімізації наслідків надзвичайних подій.

Вагомим аспектом професійної безпеки є запобігання психофізіологічному перенавантаженню персоналу. Оптимізація трудового процесу передбачає перегляд графіків роботи з метою виключення тривалих змін та понаднормової праці без належного відновлення сил. Впровадження механізмів ротації завдань дозволяє забезпечити рівномірне навантаження та мінімізувати вплив виробничої монотонії. Окрім цього, доцільним є створення умов для психологічного розвантаження та релаксації працівників. Ефективне управління кадровим потенціалом має базуватися на систематичному моніторингу психоемоційного стану персоналу та розробці мотиваційних програм, спрямованих на підтримання високої працездатності й фізичного здоров'я.

Системна реалізація запропонованих заходів дозволить суттєво мінімізувати рівень виробничих ризиків у промисловому цеху, гарантуючи збереження здоров'я персоналу та створення належних умов праці. Оптимізація системи охорони праці не лише підвищує рівень безпеки, а й виступає каталізатором зростання загальної ефективності виробництва. Це сприяє зниженню економічних витрат, зумовлених травматизмом, та зміцнює репутаційний капітал підприємства як соціально відповідального суб'єкта господарювання.

4.5 Висновки

У ході дослідження було ідентифіковано потенційні ризики, характерні для етапів зведення одноповерхового промислового цеху. Проведено кількісну та якісну оцінку ймовірності їх виникнення та ступенів небезпеки, на основі чого сформовано комплекс превентивних заходів. Запропоновані методи спрямовані на мінімізацію або повне усунення загроз життю та здоров'ю персоналу, а також на запобігання деформаціям чи руйнуванням конструктивних елементів будівлі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ 3008:2015 «Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлення».
2. ДСТУ 9243.5:2023. Система проєктної документації для будівництва.
3. ДБН В.2.6-31:2021 "Теплова ізоляція та енергоефективність будівель".
4. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проєктування. Зі Змінами № 1 та № 2.
5. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1.
6. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.
8. ДСТУ 9191:2022 Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель.
9. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проєктування.
10. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.
11. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проєктування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд.
12. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва.
13. Єдині норми і розцінки на будівельні, монтажні та ремонтно-будівельні роботи. Збірник Е4 «Монтаж збірних та влаштування монолітних залізобетонних конструкцій».
14. Єдині норми і розцінки на будівельні, монтажні та ремонтно-будівельні

роботи. Збірник Е22 «Зварні роботи».

15. Закон України “Про охорону праці” (В редакції Закону N 229-IV від 21.11.2002, ВВР, 2003, N 2, ст.10).

16. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

17. НПАОП 0.00-1.15-07 Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті.

18. ДСН 3.3.6.037-99 Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку.

19. НПАОП 0.00-7.17-18 Мінімальні вимоги безпеки і охорони здоров'я при використанні працівниками засобів індивідуального захисту на робочому місці.