

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

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

КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

ДИПЛОМНА РОБОТА БАКАЛАВРА

ЦЕХ МАШИНОБУДІВНОГО ЗАВОДУ В МІСТІ ХАРКІВ

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-1
спеціальності 192 - Будівництво та цивільна інженерія
ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



Карпенко Нікіта Олександрович

Керівник: канд. техн. наук, доцент



Шемер Р.М.

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 БК



к.т.н., доц. Спіранде К.В.

“1” червня 2026 р.

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ ДИПЛОМНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ**

Карпенку Нікіті Олександровичу

Спеціальність: *192 - Будівництво та цивільна інженерія.*

Освітня програма: *Промислове та цивільне будівництво.*

Тема дипломної роботи: *«Цех машинобудівного заводу в місті Харків»* затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова № 447-03 від «26» травня 2026 р.

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-планувальне 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 колони, розрахунок ферми перекриття.

- 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		Казімагомедов Ф.І.		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В.А.		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Шемер Р.М.		
3. Технологія та організація будівельного виробництва		Братішко С.М.		
4. Охорона праці		Косенко Н.О.		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	02.06-04.06.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	05.06-10.06.2026	виконано
3. Технологія та організація будівельного виробництва	11.06-11.06.2026	виконано
4. Охорона праці	11.06-12.06.2026	виконано

Керівник дипломної роботи

 к.т.н., доц. Шемер Р.М.

Завдання прийняв до виконання

 Карпенко Н.О.

Дата видачі завдання

“01” червня 2006 р.

ЗМІСТ

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	7
1.1. ВИХІДНІ ДАНІ ТА ЗАВДАННЯ НА ПРОЕКТУВАННЯ.....	8
1.1.1. Вихідні дані.	8
1.1.2. Аналіз ситуаційного плану.	9
1.3. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ.	10
1.3.1. Об'ємно-планувальні рішення.	10
1.3.2. Техніко-економічні показники об'ємно-планувальних рішень виробничої будівлі.	10
1.4. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ.	11
1.4.1. Основи виробничої будівлі.	11
1.4.2. Фундаменти виробничої будівлі.	11
1.4.3. Фундаментна балка.....	11
1.4.4. Збірні залізобетонні колони.	12
1.4.5. Зварні металеві колони.	12
1.4.6. Залізобетонні підкранові балки.	12
1.4.7. Металеві підкранові балки.....	13
1.4.8. Залізобетонні колони фахверкові.	13
1.4.9. Ферми покриття кроквяні збірні залізобетонні.	13
1.4.10. Ферми покриття зварні металеві.....	13
1.4.11. Покриття металевого каркасу.	13
1.4.12. Збірні ребристі залізобетонні плити покриття.	14
1.4.13. Стіни виробничої будівлі.....	14
1.4.14. Вікна виробничої будівлі.....	14
1.4.15. Ворота виробничої будівлі.	14
1.4.16. Покрівля виробничої будівлі.....	14
1.4.17. Підлоги виробничої будівлі.....	15
1.4.18. Сталеві драбини.	15
1.4.19. Внутрішнє та зовнішнє оздоблення.....	15
1.5. ІНЖЕНЕРНЕ ОБЛАДНАННЯ БУДІВЛІ.	16
1.6. ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ЗОВНІШНЬОЇ ОГОРОДЖУЮЧОЇ КОНСТРУКЦІЇ.....	17

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	18
2.1. РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ	19
2.1.1. АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ.....	19
БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА.	19
2.1.1.1. Аналіз властивостей ґрунту.	19
2.1.2. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ.....	22
2.1.2.1. Власна вага конструкцій.	22
2.1.3. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ.	23
2.1.3.1. Визначення розмірів підшви фундаменту.....	23
2.1.3.2. Перевірка напружень.....	26
2.1.3.3. Визначення осадки методом пошарового підсумовування.....	30
2.1.3.4. Армування фундаменту під колону К-1.....	32
2.2. РОЗРАХУНОК НАЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ.....	34
2.2.1. КОМПОНУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.....	34
2.2.2. РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.....	35
2.2.2.1. Визначення навантажень на поперечну раму.	35
2.2.2.2. Тимчасові навантаження.	39
2.2.2.3. Вітрове навантаження.	41
2.2.2.4. Навантаження від мостових кранів.....	44
2.2.2.5. Аналіз зусиль, отриманих в середовищі ЛІРА.	47
2.3. РОЗРАЗУНОК КОЛОНИ КРАЙНЬОГО РЯДУ К-1.....	48
2.3.1. Розрахунок надкранової частини колони.	49
2.3.1.1. Розрахунок в площині дії моменту.	49
2.3.1.2. Розрахунок з площини дії моменту.	51
2.3.2. Розрахунок підкранової частини колони.....	54
2.3.2.1. Розрахунок в площині дії моменту.	54
2.3.2.1.1. Розрахунок за першою комбінацією зусиль.	54
2.3.2.1.2. Розрахунок за другою комбінацією зусиль.	57
2.3.2.2. Розрахунок з площини дії моменту.	59
2.3.3. Розрахунок проміжної розпірки.	62
2.4.1. Загальні положення.....	63
2.4.2. Статичний розрахунок.....	64
2.4.3. Розрахунок нижнього поясу.	65

2.4.4. Розрахунок попередньо напруженої конструкції.	66
2.5.4.1. Геометричні характеристики перерізу.	68
2.5.4.2. Попереднє напруження і втрати напружень в арматурі.	69
2.5.4.3. Миттєві втрати попереднього напруження.	70
2.4.5 Розрахунок верхнього поясу.	75
2.5.5.1 Розрахунок в площині дії моменту.	75
3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	79
3.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.	80
3.2. МЕТОДИ ВИКОНАННЯ МОНТАЖНИХ РОБІТ.	81
3.2.1. Монтаж збірних залізобетонних підкранових балок.	81
3.2.2. Монтаж збірних залізобетонних плит покриття.	82
3.2.3. Монтаж збірних залізобетонних кроквяних ферм.	82
3.2.4. Монтаж залізобетонних колон.	83
3.4. ВИБІР ЗАСОБІВ ТА МЕХАНІЗМІВ.	85
3.4.1. Вибір монтажного крану.	85
3.5. КАЛЕНДАРНИЙ ГРАФІК БУДІВНИЦТВА.	87
4. ОХОРОНА ПРАЦІ	91
4.1. БЕЗПЕКА ТА КОНТРОЛЬ ЯКОСТІ ВИРОБНИЦТВА.	92
4.1.1. Умови праці при виконанні робіт земляних та монолітних робіт.	92
4.1.2. Контроль якості будівництва.	94
4.2. ОРГАНІЗАЦІЯ УМОВ ПРАЦІ НА БУДМАЙДАНЧИКУ.	95
4.2.1. Пожежна безпека.	95
4.2.2. Організація будівельних майданчиків та робочих ділянок.	96
4.2.3. Вимоги електробезпеки на будівельних майданчиках.	99
ЛІТЕРАТУРА.	101

РОЗДІЛ І

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. ВИХІДНІ ДАНІ ТА ЗАВДАННЯ НА ПРОЕКТУВАННЯ.

1.1.1. Вихідні дані.

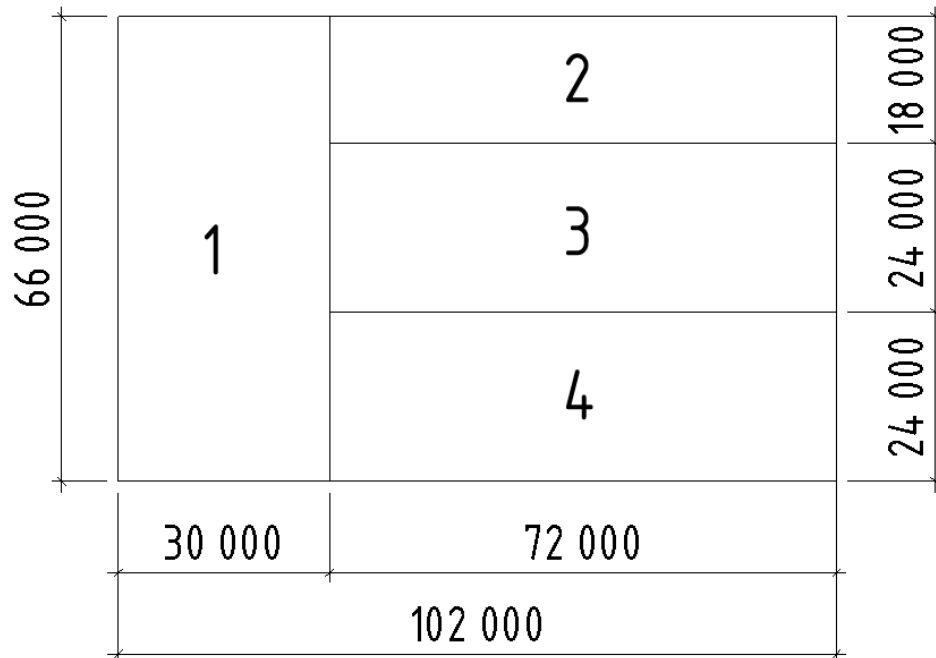


Рис. 1 – Схема виробничої будівлі.

Назва будівлі: Цех машинобудівного заводу в місті Харків (Рис.1).

Місто будівництва: м. Харків, Харківська область.

Кліматичні умови відповідно до ДСТУ НБВ 1.1-27:2010.

- Кліматичний район I;

■ Технічне завдання.

1. Вид несучої конструкції покриття: плити на проліт типу КЖС;
2. Крок колон для прольотів: 6 м;
3. Довжина будівлі в осях 1-15: 102 м;
4. Ширина будівлі в осях А-К: 66 м;
5. Відмітка головки кранової рейки: 11,45м;
6. Максимальна вантажопідйомність мостових кранів з/б секції: 10 тс.

1.1.2. Аналіз ситуаційного плану.

Під час проектування мікрорайону міста враховувались вимоги ДБН Б.2.2-5:2011 «Планування та забудова міст і функціональних територій» [4].

Відведена під будівництво ділянка має прямокутну форму. На ситуаційній схемі зазначені будівлі та споруди, що оточують об'єкт проектування, проїзду частину, яка оточує будмайданчик, додаткові приміщення та прибудинкові території навколо них. Рельєф на території будмайданчика спокійний, має невеликий ухил у напрямку північного сходу.

Благоустрій ділянки передбачає насадження нових зелених насаджень та додаткове озеленення зони навколо проектованої будівлі шляхом влаштування газонів і висадки листяних дерев та чагарників. Це дозволить забезпечити чисте повітря для працівників заводу. Надається перевага гіпоалергенними рослинам. Покриття пішохідних зон (тротуарів) запроектовано з асфальтобетону. Проїжджа частина виконується з двошарового асфальтобетону.

Відведення поверхневих дощових та талих вод передбачено відкритим способом по лотках проїжджої частини у проектовану дощову каналізацію. Висотне положення проектованої будівлі та проїздів визначено з умовою мінімального обсягу земляних робіт та забезпечення нормативного відведення води.

Заплановано встановлення смітників біля входів та на майданчиках, лавок для відпочинку. Влаштування майданчика для сміттєвих контейнерів (з твердим покриттям та огороженням). Зовнішнє електроосвітлення території в темний час доби (світлодіодні світильники на опорах по периметру та над входами).

1.3. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ.

1.3.1. Об'ємно-планувальні рішення.

Об'ємно-планувальні рішення будинку розроблені у відповідності до вимог ДБН В.2. 24:2009 [6].

Будівля складається у плані з трьох паралельних секцій – «2», «3» та «4» та четвертої секції «1», що розташована перпендикулярно до інших.

Прольот «1» запроектований в металевому каркасі. Прольоти «2», «3» та «4» запроектовані в збірному залізобетонному каркасі.

Довжина прольоту «1» – 66 м.

Довжина прольотів «2», «3», «4» – по 72 м.

Ширина прольоту «1» – 30 м.

Ширина прольоту «2» – 18 м, прольотів «3» і «4» – по 24 м.

Відмітка головки кранової рейки прольотів «2», «3» та «4»: +11,45 м.

Максимальна вантажопідйомність мостових кранів в цих прольотах – 10 тс.

Крок колон залізобетонного каркасу – 6 м.

Температурні шви в усіх прольотах розміщуються по осі 9.

1.3.2. Техніко-економічні показники об'ємно-планувальних рішень виробничої будівлі.

Таблиця 1. – Техніко-економічні показники будівлі.

№	Найменування показників	Значення показника
1	Площа забудови, м ²	6798,0
2	Корисна площа, м ²	6458,1
3	Робоча площа, м ²	6118,2
4	Конструктивна площа, м ²	6254,2
5	Площа стін, м ²	340,0
6	Об'єм будинку, м ³	131 356,5
7	$K_2 = P_p / P_k$	0,95
8	$K_3 = P_k / P_3$	0,92
9	$K_4 = P_c / P_k$	0,05

1.4. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ.

В дипломній роботі розглядається будівля з рамно-в'язевою каркасною конструктивною схемою. Колони та ферми утворюють пласкі несучі рами. Будівельна система будинку – повнозбірна залізобетонна. 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, кроквяних несучих конструкцій.

1.4.1. Основи виробничої будівлі.

Основи виробничої будівлі – природні ґрунти суглинки легкі, лесовидні, палево-жовті, палево-сірі, пілуваті, макропористі, напівтвердої консистенції, у водонасиченому стані текучої консистенції, нерівномірно просідаючі.

1.4.2. Фундаменти виробничої будівлі.

Для залізобетонних та металевих рядових колон (середнього та зовнішнього ряду) фундаменти прийняті окремо розташовані зі стаканними підколонниками по серії 1.412.1-6. Для фахверкових збірних залізобетонних колони фундаменти прийняті окремо розташовані монолітні залізобетонні із суцільними підколонниками по серії 1.412.1-4.

Фундаменти спираються на ґрунт основи через бетонну підготовку із товщого бетону товщиною 100 мм. Бокові поверхні фундаментів, які торкаються ґрунту, покрити бітумною мастикою.

1.4.3. Фундаментна балка.

Фундаментні балки запроектовані збірні залізобетонні фундаментні балки по серії 1.015.1-1.95 довжиною в координативних осях 6 м, що відповідає прольоту.

По верхньому поясу фундаментних балок виконана гідроізоляція у вигляді двох шарів руберойду на бітумній мастиці. Бокові поверхні фундаментних балок і бетонних стовпчиків, які торкаються ґрунту, покриті бітумною мастикою.

1.4.4. Збірні залізобетонні колони.

Збірні залізобетонні колони середнього та крайнього рядів – двогілкові з консолями, по серії 1.424.1-9. Колони встановлені в фундаменти, жорсткість досягається цементуванням колони в підколоннику.

Залізобетонна колона крайнього ряду, марка по проекту К-1, крок колон – 6 м, відмітка верху колони +14.400 м. Перетин по надкрановій частині $b \times h = 380 \times 500$ мм, по підкрановій частині $b \times h = 1000 \times 500$ мм, довжина елемента складає $l = 15750$ мм.

Залізобетонна колона середнього ряду, марка по проекту К-2, крок колон – 6 м, відмітка верху колони +14.400 м. Перетин по надкрановій частині $b \times h = 380 \times 500$ мм, по підкрановій частині $b \times h = 1400 \times 500$ мм, довжина елемента складає $l = 15750$ мм.

1.4.5. Зварні металеві колони.

Сталеві колони середнього та крайнього рядів – ступінчасті, комбінованого типу (решітчасті у підкрановій частині та з суцільною стіною у надкрановій). Колони встановлені в фундаменти, жорсткість з'єднання забезпечується за допомогою анкерних болтів та заливки бази фундаменту бетоном.

Сталева решітчаста колона крайнього ряду, марка по проекту К-3, крок колон – 6 м, відмітка верху колони +21,860 м. Перетин по надкрановій частині $b \times h = 300 \times 170$ мм, по підкрановій частині $b \times h = 1085 \times 520$ мм, довжина елемента складає $l = 22440$ мм.

1.4.6. Залізобетонні підкранові балки.

Залізобетонні підкранові балки запроектовані таврові по серії 1.462.1-4. Підкранові балки спираються на консолі збірних залізобетонних колон і закріплені до них болтами, шайбами і гайками.

Підкранова балка крайнього ряду таврового перерізу, марка по проекту ПБ-1. Параметри перерізу: висота $h = 800$ мм, ширина полиці $b = 550$ мм, довжина $l = 6$ м, що відповідає кроку колон.

1.4.7. Металеві підкранові балки.

Сталеві підкранові балки запроектовані двотаврові по серії 1.426.2-7. Підкранові балки спираються на консолі зварних металевих колон і закріплені до них анкерами, шайбами і гайками.

Підкранова зварна балка двотаврового перерізу, марка по проекту ПБ-2. Параметри перерізу: висота $h = 1300$ мм, ширина полиці $b = 320$ мм, довжина $l = 6$ м, що відповідає кроку колон.

1.4.8. Залізобетонні колони фахверкові.

Колона фахверкова, марка по проекту Фх-1, крок колон – 6 м, відмітка верху колони +14,400 м. Перетин колони $b \times h = 300 \times 300$ мм. Довжина елемента $l = 15550$ мм

1.4.9. Ферми покриття кроквяні збірні залізобетонні.

Кроквяні залізобетонні ферми для прольоту «2», марка по проекту Ф-1, прийняті сегментні, прольотом 18 м по серії 1.463.1-16.3-3Ф4 з кроком 6 м. Ферми покриття збірні залізобетонні кроквяні опираються на оголовки збірних залізобетонних рядових колон середнього та крайнього рядів.

Кроквяні залізобетонні ферми для прольотів «3» та «4», марка по проекту Ф-2, прийняті сегментні, прольотом 24 м по серії 1.463.1-16.3-3Ф4 з кроком 6 м. Ферми покриття збірні залізобетонні кроквяні опираються на оголовки збірних залізобетонних рядових колон середніх рядів, середнього та крайнього ряду.

1.4.10. Ферми покриття зварні металеві.

Ферми виконані зі сталевих двотаврів для прольоту «1», марка по проекту Ф-3, прийняті сегментні, прольотом 30 м по серії 1.460.3-22 з кроком 6 м. Висота ферми $h = 2250$ мм.

1.4.11. Покриття металевого каркасу.

Пиріг покриття показаний на кресленні 1, Розріз 1-1.

1.4.12. Збірні ребристі залізобетонні плити покриття.

Збірні ребристі залізобетонні плити покриття, марка по проекту ПР-1, прийняті по серії 1.465.1-21.94. Перетин плит ПР-1 $b \times h = 3000 \times 250$ мм., довжина $l = 6000$ мм. Плити опираються на верхні пояси збірних залізобетонних крокв'яних ферм Ф-1, Ф-2. Сполучення плит з фермами по серії 2.400-12.93.

1.4.13. Стіни виробничої будівлі.

Стіни запроектовані із стінових легко бетонних багат шарових панелей висотою $h = 900$ мм, $h = 1200$ мм, $h = 1800$ мм, довжиною $l = 6000$ мм, товщиною $b = 150$ мм по серії 1.030-1/88. Стінові панелі через анкери приварені закладними деталями до закладних деталей колон. Шви між панелями зароблені бетоном, герметиком та мастикою відповідно норм.

1.4.14. Вікна виробничої будівлі.

Вікна запроектовані зі сталевими рамами із гнутої сталі по серії 1.436.3-21, марка по проекту В-1 розміри віконного отвору $b \times h = 4500 \times 1200$ мм. Вони влаштовуються у першому та другому ярусах цехів та мають можливість відкриватися. Вікна з маркою по проекту В-2 мають розмір віконного отвору $b \times h = 4500 \times 1200$ мм та не мають можливість відкриватися.

1.4.15. Ворота виробничої будівлі.

Ворота запроектовані розсувні з механічним відкриванням з тепловою завісою розміром отвору $b \times h = 6000 \times 6000$ мм. по серії 1.435.9-26.

1.4.16. Покрівля виробничої будівлі.

Покрівля рулонна, із чотирьох шарів руберойду с захисним шаром бітуму товщиною 20 мм, в якій втоплений гравій. Ухил покрівлі $i = 1,5\%$, відповідно ухилу збірних залізобетонних крокв'яних ферм Ф-1, Ф-2, Ф-3. Покрівля запроектована у відповідності до вимог ДБН В 2.6-14-97. Водовідвід з покрівлі - внутрішній організований. Покрівля запроектована по серії 2.460-18.

1.4.17. Підлоги виробничої будівлі.

Підлоги виробничого будинку спроектовані наступним чином: бетон товщиною 30 мм по бетонній підготовці 100 мм, по ущільненому щебенем ґрунту з температурними швами. Підлоги запроектовані по серії 2.444-5.9.

1.4.18. Сталеві драбини.

Сталеві драбини включно з сталеві драбинами для підйому на мостові крани та вертикальними металевими драбинами с захисними дугами для прольотів зі збірним залізобетонним каркасом запроектовані по серії 1.400.3-7.94. Нахильні пожежні драбини з огороженням маршів і площадок для прольоту зі сталевим каркасом. Пожежні драбини запроектовані по периметру.

1.4.19. Внутрішнє та зовнішнє оздоблення.

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

Зовнішній шар стінових панелей виконаний з декоративного бетону. Вікна і ворота пофарбовані масляною фарбою.

1.5. ІНЖЕНЕРНЕ ОБЛАДНАННЯ БУДІВЛІ.

Проектована виробнича будівля укомплектована повним комплексом інженерних мереж, що гарантують стабільну роботу промислового об'єкта.

Система *електропостачання* розрахована на живлення основних технологічних ліній, забезпечення нормативного рівня освітленості цехів, а також енергопостачання адміністративних приміщень і допоміжних пристроїв.

Для підтримання оптимального температурного режиму взимку передбачено *централізоване водяне опалення*, що приєднується до міської тепломережі.

Функціонування *припливно-витяжної вентиляції* гарантує постійну циркуляцію повітря: подачу свіжих повітряних мас та ефективне видалення відпрацьованих. Система охоплює складські термінали для регулювання рівня вологості та безпосередньо робочі зони для дотримання санітарно-гігієнічних норм.

Внутрішні мережі *водопостачання* розділені за призначенням:

- Господарсько-питний водовід забезпечує подачу води до побутових приміщень (душові, їдальня, санвузли).
- Виробничий водовід призначений для технічного циклу, зокрема охолодження агрегатів та вологого прибирання.
- Протипожежний водовід запроектований як автономна мережа, що живить внутрішні крани та гідранти.

Відведення стоків реалізовано через *систему каналізації*, яка розділяється на господарсько-фекальну (для побутових потреб) та виробничу (для скидання технологічних рідин від обладнання).

Для безпосередньої подачі робочих речовин (газу, азоту тощо) до місць експлуатації передбачено *мережу технологічних трубопроводів*.

Захист конструкцій від атмосферних розрядів забезпечується системою *блискавозахисту*, виконаною у вигляді сталевих сітки на покрівлі будівлі.

Комплекс інформаційних мереж включає телефонний зв'язок, швидкісний інтернет, а також системи відеоспостереження, охоронної та пожежної сигналізації.

1.6. ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ЗОВНІШНЬОЇ ОГОРОДЖУЮЧОЇ КОНСТРУКЦІЇ.

Початкові дані:

- Район будівництва – м. Харків;
- Температурна зона – І;
- Будівля – промислова;
- Вологий режим нормальний;
- Температура повітря в приміщенні 18°C.

Характеристики матеріалів:

δ_1 – зовнішній шар – оцинкований лист сталі – 0,5 мм,

$\rho_0 = 7850 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 58 \text{ Вт/(мК)}$;

δ_2 – утеплювач – пінополістирол – х мм,

$\rho_0 = 25 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,039 \text{ Вт/(мК)}$;

δ_1 – внутрішній шар – з/б товщиною 0,05 мм,

$\rho_0 = 7850 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 58 \text{ Вт/(мК)}$;

За картою температурних зон України, м. Харків відноситься до І кліматичної зони. Для зовнішніх огороджуючих конструкцій попередньо при $D \leq 1,5$, значення $R_{q,min}$ приймаємо $3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$. [2]

Загальний опір зовнішньої стіни визначаємо за формулою:

$$R_{\text{пр}} = 0,043 + \frac{\delta_2}{0,039} + 0,115 = 0,158 + \frac{\delta_2}{0,039} = 3,3 \text{ м}^2 \text{К/Вт}.$$

Звідси $\delta_2 = 0,1225 \text{ м}$. Для визначення правильно прийнятого $R_{q,min}$ залежно від показника теплової інерції D визначаємо за формулою:

$$D = \sum_{i=1}^n R_i s_{ip} = 1,13$$

Таким чином $R_{q,min}$ попередньо прийняте $3,3 \text{ м}^2 \text{К/Вт}$ є правильним. Тому для забезпечення теплозахисних якостей зовнішніх стін промислової будівлі за зазначених вище умов товщина шару, що утеплює, повинна бути не менше 0,13 м.

Приймаємо товщину утеплювача 0,13 м.

РОЗДІЛ II

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ.

2.1.1. АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА.

2.1.1.1. Аналіз властивостей ґрунту.

1-й шар. Ґрунто-рослинний шар: суглинки сірі, палево-жовті.

Висновок: погана основа для зведення споруди. []

2-й шар. Суглинки легкі, лесовидні, палево-жовті, палево-сірі, пилюваті, макропористі, напівтвердої консистенції, у водонасиченому стані текучої консистенції, нерівномірно просідаючі.

Мають наступні характеристики:

$$W = 0,19; W_L = 0,25; W_p = 0,16;$$

Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,25 - 0,16 = 0,09;$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,19 - 0,16}{0,09} = 0,33;$$

Висновок: ґрунт є хорошою основою для зведення будівель і споруд.

3-й шар. Піски жовто-сірі, пилюваті, неоднорідні, середнього ступеню водонасичення, середньої щільності.

$$\rho = 18,91 \text{ кН/м}^3; W = 0,15; \rho_s = 26,07 \text{ кН/м}^3$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,07}{18,91} (1 + 0,15) - 1 = 0,585;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W * \rho_s}{e * \rho_w} = \frac{0,15 * 26,07}{0,585 * 10} = 0,67;$$

Висновок: ґрунт середнього ступеня водонасичення.

4-й шар. Суглинки, сіро-блакитні, текучопластичної консистенції, у водонасиченому стані текучопластичної консистенції.

Мають наступні характеристики:

$$W = 0,23; W_L = 0,24; W_p = 0,16;$$

Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,24 - 0,16 = 0,08;$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,23 - 0,16}{0,08} = 0,875;$$

5-й шар. Піски сіро-блакитні, з прошарками суглинку та глини сіро-блакитної, від дрібних до середньої крупності, неоднорідні, насичені водою, середньої щільності.

$$\rho = 20,18 \text{ кН/м}^3; W = 0,19; \rho_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,5}{20,18} (1 + 0,19) - 1 = 0,56;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W * \rho_s}{e * \rho_w} = \frac{0,19 * 26,5}{0,56 * 10} = 0,89;$$

6-й шар. Піски блакитно-сірі, середньої крупності, неоднорідні, насичені водою, щільні.

$$\rho = 20,42 \text{ кН/м}^3; W = 0,18; \rho_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,5}{20,42} (1 + 0,18) - 1 = 0,53;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W * \rho_s}{e * \rho_w} = \frac{0,18 * 26,5}{0,53 * 10} = 0,9;$$

Таблиця 2. – Характеристика властивостей шарів ґрунту.

№	Найменування	Шар					
		1	2	3	4	5	6
1	Товщина ґрунту, h_i	0,5	2,1	3,2	2,7	4,5	8,0
2	Пористість	-	0,45	0,44	0,38	0,37	0,35
3	Ступінь вологості	-	0,62	0,5	0,62	0,84	0,89
4	Природна вологість	0,15	0,19	0,15	0,23	0,19	0,18
5	Вологість на межі тягучості	-	0,25	-	0,24	-	-
6	Вологість на межі пластичності	-	0,16	-	0,16	-	-
7	Кут внутр. тертя	-	25	24	18	30	38
8	Питоме щеплення	-	0,04	0,0025	0,02	0,006	0,002
9	Модуль деформації	-	13	10	17	29	40
10	Питома вага ґрунту	16,04	18,86	18,91	19,95	20,18	20,42

Таблиця 3. – Характеристика ґрунтових умов будмайданчика.

№	e	S_R	I_p	I_L	Характеристика ґрунтів
1	-	-	-	-	Ґрунтово-рослинний шар, суглинки сірі, палево-жовті.
2	0,70	0,62	0,09	0,33	Суглинки легкі, лесовидні, палево-жовті, пілуваті, напівтвердої консистенції
3	0,58	0,67	-	-	Піски жовто-сірі, пілуваті, неоднорідні, середнього ступеня водонасичення
4	0,67	0,99	0,08	0,87	Суглинки сіро-блакитні, текучопластичної консистенції, водонасичені
5	0,56	0,89	-	-	Піски сіро-блакитні з прошарками суглинку, насичені водою, середньої щільності
6	0,53	0,90	-	-	Піски блакитно-сірі, середньої крупності, неоднорідні, насичені водою

2.1.2. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ.

2.1.2.1. Власна вага конструкцій.

Оскільки в дипломній роботі в залізобетонному каркасі є два типи колон К-1 та К-2, які навантаженні різним чином, розглянемо для кожного типу більш завантажений варіант. Відповідно, для фундаментів під колони К-1 до розгляду береться колони по осі «А», для колон типу К-2 – по осі «Д».

Власна вага конструкцій враховує в себе пункти, розраховані в Розділі 2.2. Для фундаментів Ф-1 під колону типу К-1 це:

- Навантаження від колони:

$$G^{K-1} = G_{н.ч.}^{K-1} + G_{п.ч.}^{K-1} = 23,06 + 125,85 = 148,91 \text{ кН};$$

- Навантаження від кроквяної ферми:

$$G_{ф,сум} = 166,18 \text{ кН}; \quad M_{K-1} = 11,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- Навантаження від перекриття:

$$G_{K-1} = 604,08 \text{ кН}; \quad M_{K-1} = 115,54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- Навантаження від підкранової балки 6м:

$$G_{пб}^{6м.} = 37,77 \text{ кН}; \quad M_{пб}^{6м.} = 9,45 \text{ кН}.$$

Сумарне значення навантаження на фундамент під колону крайнього ряду (марка за проектом Ф-1):

$$\begin{aligned} N = G &= G^{K-1} + G_{ф} + G_{K-1} + G_{пб}^{6м.} = \\ &= 148,91 + 166,18 + 604,08 + 37,77 = 956,94 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Для фундаментів Ф-2 під колону типу К-2 це:

- Навантаження від колони:

$$G^{K-2} = G_{н.ч.}^{K-2} + G_{п.ч.}^{K-2} = 34,41 + 164,3 = 198,71 \text{ кН};$$

- Навантаження від кроквяної ферми:

$$G_{ф,сум} = 166,18 \text{ кН}; \quad M_{K-2} = 16,61 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- Навантаження від перекриття:

$$G_{K-2} = 1208,16 \text{ кН}; \quad M_{K-2} = 27,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- Навантаження від підкранової балки 6м:

$$G_{\text{ПБ}}^{\text{6м.}} = 37,77 \text{ кН}; \quad M_{\text{ПБ}}^{\text{6м.}} = 9,45 \text{ кН.}$$

Сумарне значення навантаження на фундамент під колону крайнього ряду (марка за проектом Ф-2):

$$\begin{aligned} N = G &= G^{K-2} + G_{\text{ф,сум.}} + G_{K-2} + G_{\text{ПБ}}^{\text{6м.}} = \\ &= 198,71 + 166,18 + 1208,16 + 37,77 = 1610,82 \text{ кН.} \end{aligned}$$

2.1.3. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ.

З огляду на результати інженерно-геологічних вишукувань, що свідчать про відсутність на ділянці набухаючих ґрунтів та наявність суглинків стабільної консистенції (від напівтвердої до тугопластичної), для будівлі було обрано конструктивну схему з окремо розташованими фундаментами. Використання фундаментів мілкового закладання на верхніх горизонтах було відхилено, оскільки розрахункові згинальні моменти перевищують несучу здатність таких основ. Для забезпечення надійності споруди прийнято **жорстке з'єднання** фундаменту з колоною. [5]

Призначення глибини закладання підшви фундаменту базувалося на конструктивних параметрах об'єкта, геологічній будові майданчика та нормативному рівні промерзання ґрунту, який для м. Харків дорівнює 1,2 м.

Враховуючи, що перший шар є насипним (ґрунтово-рослинним) і не може слугувати основою, а нормативна глибина промерзання складає 1,2 м, за основу прийнято 2-й шар ґрунту, визначений у Розділі 2.1.1 – суглинки легкі, лесовидні, палево-жовті, напівтвердої консистенції. [5]

Цей шар має показники ($\gamma = 18,86$, $\varphi = 25^\circ$, $c = 13$ кПа, $I_L = 0,33$), що дозволяє характеризувати його як надійну основу для обраного типу фундаментів. Товщина цього шару складає 2,1 м, що забезпечує достатню потужність робочої зони основи під підшвою фундаменту.

2.1.3.1. Визначення розмірів підшви фундаменту.

Приблизне співвідношення розмірів підшви фундаменту приймемо

$$\eta = \frac{l}{b} = 1,4;$$

тоді ширина підосви фундаменту становитиме, м:

$$b = \sqrt{\frac{N}{\eta * (R - \gamma_{mt} * d - q)}}, \quad l = 1,4b;$$

де, N – навантаження, кН;

γ_{mt} – осереднене значення питомих ваг фундаменту, ґрунту і підлоги, що розташовані над підосвою фундаменту, приймається рівним 20 кН/м³;

d – глибина закладання, м;

b, l – ширина і довжина підосви фундаменту, відповідно, м;

$q = 20$ кН/м² – навантаження на підлогу для промислових будівель;

R – розрахунковий опір ґрунту на глибині залягання d , кПа.

Приймемо R_0 за таблицею:

$$R_0 = 240 \text{ кПа};$$

Для фундаментів Ф-1 знаходимо b_0 з урахуванням R_0 :

$$b_0 = \sqrt{\frac{956,94}{1,4 * (240 - 13 * 2,2 - 20)}} = 1,89 \text{ м};$$

Визначаємо розрахунковий опір R_1 , кПа:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_y * k_z * b_0 * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II});$$

Так як підвалу в нашій будівлі немає, то $d_b = 0$ м. Отже, частину яка включає в себе підвал можемо виключити з рівняння.

$$\gamma_{c1} = 1,3; \quad \gamma_{c2} = 1,1.$$

Коефіцієнти умов роботи, приймаються за таблицею і дорівнюють:

$$M_y = 0,78; \quad M_q = 4,02; \quad M_c = 6,48; \quad k = 1.$$

де, γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту, кН/м³;

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i};$$

$$\gamma_{II} = \frac{0,7 * 18,86 + 3,2 * 18,91 + 2,7 * 19,95 + 4,5 * 20,18 + 8 * 20,42}{0,7 + 3,2 + 2,7 + 4,5 + 8} = 19,98 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

де, γ'_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту, кН/м³;

$$\gamma'_{II} = \frac{0,5 * 16,04 + 1,7 * 18,86}{0,5 + 1,7} = 18,21 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$$R_1 = 1,1 * 1,3 * (0,78 * 1 * 1,89 * 19,98 + 4,02 * 2,2 * 18,21 + 6,48 * 20) = 457,74 \text{ кПа};$$

Уточнюємо значення b_1 при R_1 .

$$b_1 = \sqrt{\frac{956,94}{1,4 * (457,74 - 13 * 2,2 - 20)}} = 1,29 \text{ м};$$

Знаходимо R_2 з b_2 :

$$R_2 = 1,1 * 1,3 * (0,78 * 1 * 1,29 * 19,98 + 4,02 * 2,2 * 18,21 + 6,48 * 20) = 444,37 \text{ кПа};$$

Знаходимо b_2 :

$$b_2 = \sqrt{\frac{955,86}{1,4 * (444,37 - 13 * 2,2 - 20)}} = 1,31 \text{ м};$$

Розбіжність між b_2 та b_1 , R_2 та R_1 менше 10%, **приймаємо для колон К-1:**

$$b = b_2 = 1,35 \text{ м};$$

$$l = 1,4 * b = 1,90 \text{ м};$$

Для фундаментів Ф-2 знаходимо b_0 з урахуванням R_0 :

$$b_0 = \sqrt{\frac{1610,82}{1,4 * (240 - 13 * 2,2 - 20)}} = 2,45 \text{ м};$$

Визначаємо розрахунковий опір R_1 , кПа.

$$\gamma_{c1} = 1,3; \quad \gamma_{c2} = 1,1.$$

Коефіцієнти умов роботи, приймаються за таблицею і дорівнюють:

$$M_y = 0,78; \quad M_q = 4,02; \quad M_c = 6,48; \quad k = 1.$$

де, γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту, кН/м³;

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i};$$

$$\gamma_{II} = \frac{0,7 * 18,86 + 3,2 * 18,91 + 2,7 * 19,95 + 4,5 * 20,18 + 8 * 20,42}{0,7 + 3,2 + 2,7 + 4,5 + 8} =$$

$$= 19,98 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

де, γ'_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту, кН/м³;

$$\gamma'_{II} = \frac{0,5 * 16,04 + 1,7 * 18,86}{0,5 + 1,7} = 18,21 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$$R_1 = 1,1 * 1,3 * (0,56 * 1 * 2,45 * 18,62 + 3,24 * 1,9 * 18,13 + 5,84 * 20) =$$

$$= 363,15 \text{ кПа};$$

Уточнюємо значення b_1 при R_1 .

$$b_1 = \sqrt{\frac{1610,82}{1,4 * (363,15 - 13 * 2,2 - 20)}} = 1,91 \text{ м};$$

Знаходимо R_2 з b_2 :

$$R_2 = 1,1 * 1,3 * (0,56 * 1 * 1,91 * 18,62 + 3,24 * 2,6 * 18,13 + 5,84 * 20) = 355,1 \text{ кПа};$$

Знаходимо b_2 :

$$b_2 = \sqrt{\frac{1610,82}{1,4 * (355,1 - 13 * 2,2 - 20)}} = 1,93 \text{ м};$$

Розбіжність між b_2 та b_1 , R_2 та R_1 менше 10%, приймаємо для колон К-2:

$$b = b_2 = 2 \text{ м}; l = 1,4 * b = 2,8 \text{ м};$$

2.1.3.2. Перевірка напружень.

Значення моменту на рівні низу колони візьмемо з розрахунку поперечної рами в програмному забезпеченні ЛІРА САПР. Розглянемо обидва варіанти фундаментів для К-1 і К-2, для розрахунку осадки оберемо варіант, в якому

середній тиск під підошвою більший. При цьому, значення моменту і поперечну силу приймає однаковою для обох варіантів, більший з наявних.

$$M = 315,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N = 1382,4 \text{ кН}; \quad \gamma_{mt} = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

Проведемо перевірки для колони К-1.

Перевірка 1:

$$p_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R;$$

Момент опору:

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{1,35 * 1,90^2}{6} = 0,81;$$

$$p_{max} = \frac{1382,4}{1,35 * 1,9} + 20 * 2,2 + 20 + \frac{315,8}{0,81} = 992,82 \text{ кПа};$$

$$p_{max} = 992,82 \text{ кПа} \leq 1,2R = 533,24 \text{ кПа};$$

Перевірка не виконується.

Перевірка 2:

$$p_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q - \frac{M}{W} > 0;$$

$$p_{min} = \frac{1382,4}{1,35 * 1,9} + 20 * 2,2 + 20 - \frac{315,8}{0,81} = 213,1 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 213,1 \text{ кПа} > 0;$$

Перевірка виконується.

Оскільки одна з перевірок не виконується, необхідно збільшити площу фундаменту. Аналізуючи числові значення, отримані в перевірці, зробимо припущення в збільшенні розмірів фундаменту. Прийmemo ітерацію, яка задовольняє вимоги.

Приймаємо значення для К-1:

$$b = 1,8 \text{ м}, \quad l = 1,4 * b = 2,52 = 2,55 \text{ м};$$

$$R_1 = 1,1 * 1,3 * (0,56 * 1 * 1,8 * 18,62 + 3,24 * 2,2 * 18,13 + 5,84 * 20) = \\ = 455,7 \text{ кПа};$$

Перевірка 1:

$$p_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R;$$

Момент опору:

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{1,8 * 2,55^2}{6} = 1,9;$$

$$p_{max} = \frac{1382,4}{1,8 * 2,55} + 20 * 2,2 + 20 + \frac{315,8}{1,9} = 534,53 \text{ кПа};$$

$$p_{max} = 534,53 \text{ кПа} \leq 1,2R = 546,9 \text{ кПа};$$

Перевірка виконується.

Перевірка 2:

$$p_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q - \frac{M}{W} > 0;$$

$$p_{min} = \frac{1382,4}{1,8 * 2,55} + 20 * 2,2 + 20 - \frac{315,8}{1,9} = 85,1 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 85,1 \text{ кПа} > 0;$$

Перевірка виконується.

Перевірка 3:

$$p_{cp} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q \leq R;$$

$$p_{cp} = \frac{1382,4}{1,8 * 2,55} + 20 * 2,2 + 20 = 270,41 \text{ кПа};$$

$$p_{cp} = 270,41 \text{ кПа} \leq R = 455,74 \text{ кПа};$$

Перевірка виконується.

Проведемо перевірки для колони К-2.

Перевірка 1:

$$p_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R;$$

Момент опору:

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{2,0 * 2,80^2}{6} = 2,61;$$

$$p_{max} = \frac{1382,4}{2,0 * 2,8} + 20 * 2,2 + 20 + \frac{315,8}{2,61} = 431,7 \text{ кПа};$$

$$p_{max} = 431,7 \text{ кПа} \leq 1,2R = 426,12 \text{ кПа};$$

Перевірка не виконується.

Перевірка 2:

$$p_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q - \frac{M}{W} > 0;$$

$$p_{min} = \frac{1382,4}{2,0 * 2,8} + 20 * 2,2 + 20 - \frac{315,8}{2,61} = 190,01 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 190,01 \text{ кПа} > 0;$$

Перевірка виконується.

Оскільки одна з перевірок не виконується, необхідно збільшити площу фундаменту. Проведемо такі ж ітерації, як і з фундаментом для колони К-1. Оскільки різниця невелика, за одну ітерацію можна досягнути виконання перевірок. Тож, **приймаємо значення для К-2:**

$$b = 2,1 \text{ м}, \quad l = 1,4 * b = 2,94 = 3 \text{ м};$$

$$R_1 = 1,1 * 1,3 * (0,56 * 1 * 1,8 * 18,62 + 3,24 * 2,2 * 18,13 + 5,84 * 20) = \\ = 455,7 \text{ кПа};$$

Перевірка 1:

$$p_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R;$$

Момент опору:

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{2,1 * 3,0^2}{6} = 3,15;$$

$$p_{max} = \frac{1382,4}{2,1 * 3,0} + 20 * 2,2 + 20 + \frac{315,8}{3,15} = 383,68 \text{ кПа};$$

$$p_{max} = 383,68 \text{ кПа} \leq 1,2R = 459,76 \text{ кПа};$$

Перевірка виконується.

Перевірка 2:

$$p_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q - \frac{M}{W} > 0;$$

$$p_{min} = \frac{1382,4}{2,1 * 3,0} + 20 * 2,2 + 20 - \frac{315,8}{3,15} = 183,17 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 183,17 \text{ кПа} > 0;$$

Перевірка виконується.

Перевірка 3:

$$p_{cp} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mt} * d + q \leq R;$$

$$p_{cp} = \frac{1382,4}{2,1 * 3,0} + 20 * 2,2 + 20 = 283,42 \text{ кПа};$$

$$p_{cp} = 283,42 \text{ кПа} \leq R = 383,14 \text{ кПа};$$

Перевірка виконується.

Отже, отримані значення середнього тиску під подошвою фундаменту:

$$p_{cp2} = 283,42 \text{ кПа} \quad \text{та} \quad p_{cp1} = 270,41 \text{ кПа},$$

Серед цих двох варіантів для подальшого розрахунку обираємо значення:

$$p_{cp2} = 283,42 \text{ кПа}.$$

2.1.3.3. Визначення осадки методом пошарового підсумовування.

Для визначення осадки методом пошарового підсумування середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} не повинен перевищувати розрахункового опору R . Середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} вже відомий. Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту, кПа (рис. 2):

$$\begin{aligned} \sigma_{g0} &= \sigma_{g0} = \gamma_1 * h_1 + \gamma_2 * (d - h_1) = \\ &= 16,04 * 0,5 + 18,86 * (2,2 - 0,5) = 40,08 \text{ кПа}; \end{aligned}$$

Ґрунтову товщу під фундаментом ділимо на елементарні шари товщиною h , але не більше 1 м. Будуємо епюру додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині: $\sigma_{zp} = \alpha * p$,

Нижня межа стисливої товщі основи:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i ;$$

де, γ_i – питома вага i -ого шару ґрунту,

h_i – потужність і-ого шару ґрунту.

Будуємо епіюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту σ_{zy} на глибині z .

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

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) * h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} * h_i}{E_{e,i}};$$

де, β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

E_i – модуль деформації і-го шару ґрунту по гілці первинного завантаження, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформації і-го шару ґрунту по гілці вторинного завантаження (модуль пружності), в даному випадку середні напруги в елементарному шарі дорівнюють:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{zy,i} = \frac{\sigma_{yi} + \sigma_{y,i+1}}{2};$$

де $h_i = h$ – товщина елементарного шару;

n – кількість шарів в межах стиснутої товщі H_c .

$$s_i = \frac{0,8(\sigma_{zp,cp} - \sigma_{zy,cp})h_i}{E};$$

Таблиця 4. – Розрахунок осадки під підшоною фундаменту.

ПЕ	Е, кПа	h, м	z, м	z _{cp} , м	ζ	ζ _{cp}	α	α _{cp}	σ _{zp,i} кН/м ²	σ _{zp,cp} кН/м ²	ε _k	ε _{k,cp}	a _k	a _{k,cp}	σ _{zy,i} кН/м ²	σ _{zy,cp} кН/м ²	s
Підшою фундаменту		0,00	-	-	-	0,0000	1,0000	1,0000	283,42	-	-	-	1,0000	1,0000	72,86	-	-
1	13000	0,40	0,40	0,20	0,3810	0,1905	0,9733	0,9867	275,86	279,64	0,2581	0,1290	0,9819	0,9910	71,54	72,20	0,0051
		0,80	0,80	1,00	0,7619	0,9524	0,8598	0,7848	243,69	222,42	0,5161	0,6452	0,9360	0,8960	68,20	65,28	0,0101
2	10000	0,80	1,60	1,80	1,5238	1,7143	0,5606	0,4983	158,88	141,22	1,0323	1,1613	0,7516	0,6981	54,76	50,86	0,0058
		0,80	2,40	2,60	2,2857	2,4762	0,3504	0,3126	99,32	88,60	1,5484	1,6774	0,5514	0,5092	40,17	37,10	0,0033
		0,80	3,20	3,40	3,0476	3,2381	0,2290	0,2065	64,92	58,52	2,0645	2,1935	0,3996	0,3709	29,12	27,03	0,0020
3	17000	0,90	3,30	3,50	3,1429	3,3333	0,2171	0,1977	61,54	56,02	2,1290	2,2581	0,3853	0,3566	28,07	25,98	0,0013
		0,90	4,10	4,30	3,9048	4,0952	0,1517	0,1398	42,99	39,61	2,6452	2,7742	0,2852	0,2642	20,78	19,25	0,0009
		0,90	4,20	4,40	4,0000	4,1905	0,1450	0,1345	41,10	38,13	2,7097	2,8387	0,2747	0,2552	20,01	18,59	0,0008
4	29000	0,90	5,10	5,30	4,8571	5,0476	0,1030	0,0963	29,19	27,30	3,2903	3,4194	0,2016	0,1897	14,69	13,82	0,0003
		0,90	6,00	6,20	5,7143	5,9048	0,0764	0,0721	21,66	20,45	3,8710	4,0000	0,1540	0,1450	11,22	10,56	0,0002
		0,90	6,90	7,10	6,5714	6,7619	0,0590	0,0557	16,72	15,78	4,4516	4,5806	0,1207	0,1149	8,79	8,37	0,0002
Σs, м =																	0,0300

Отже, сумарна осадка під основою фундаменту:

$$s = 3 \text{ см} < 10 \text{ см};$$

Умова виконується.

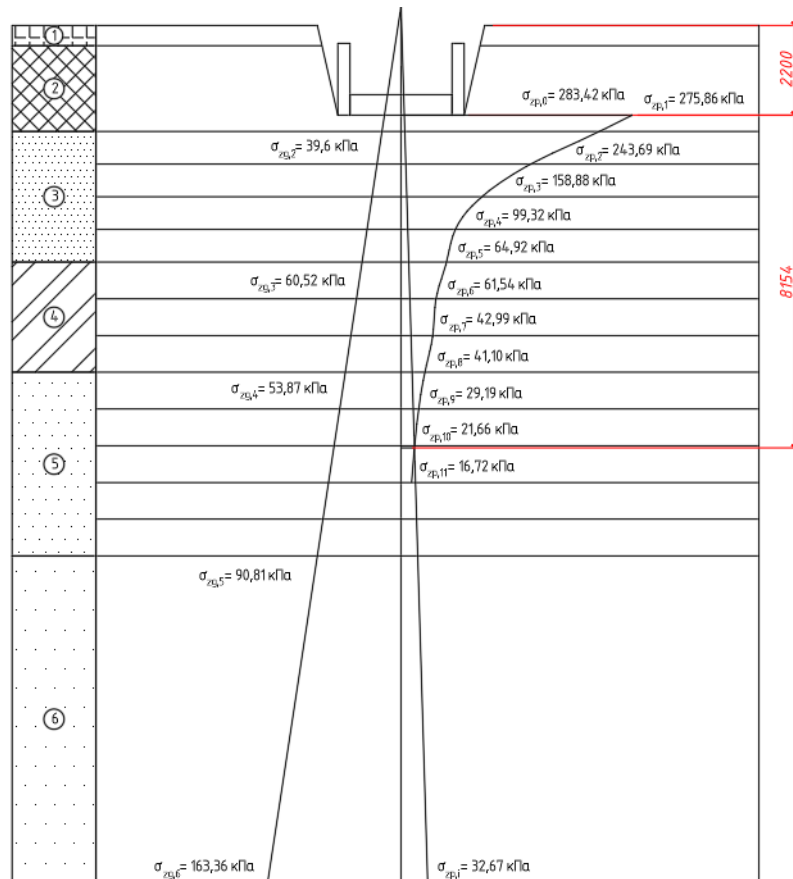


Рис. 2. – Епюра напружень під підшоною окремого фундаменту.

2.1.3.4. Армування фундаменту під колону К-1.

Армування всього фундаменту і його окремих частин проводиться згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009. Воно здійснюється за результатами розрахунку нормальних перетинів на дію згинального моменту в перерізі. Оскільки у нас одна сходинка, то перегляд потрібен лише в одному перерізі I-I:

$$M = \frac{p_{\text{сер}} b * c^2}{2} + \frac{(p_{\text{max}} - p_c) * c b}{3};$$

де p'_{max} – розрахунковий максимальний тиск під підшоною фундаменту;

p_{c1} – розрахунковий тиск під підшоною фундаменту в перерізі;

b – ширина підшови фундаменту;

$c_1 = 0,45$ м – виліт першої сходинки відносно підколоники.

Розрахунковий тиск під підшоною фундаменту в перерізі:

$$p_{c1} = p_{cp} + \frac{p_{\text{max}} - p_{cp}}{\frac{l}{2}} * \left(\frac{l}{2} - c_1 \right),$$

$$p_{c1} = 283,42 + \frac{383,68 - 283,42}{\frac{3}{2}} * \left(\frac{3}{2} - 0,45\right) = 353,6 \text{ кН};$$

Тоді:

$$M_{I-I} = \frac{283,42 * 2,1 * 0,45^2}{2} + \frac{(383,68 - 283,42) * 0,45 * 2,1}{3} = 91,84 \text{ кНм};$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюється за формулою:

$$A_s = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}f_{yd}};$$

Тоді, з урахуванням параметрів нашого фундаменту:

$$A_s = \frac{91840}{0,9 * 0,35 * 363,64} = 801,79 \text{ мм}^2;$$

За сортаментом ця площа відповідає 9Ø12A400C із площею $A_s = 1018,0 \text{ мм}^2$. Згідно сортаменту в розрахунковому перерізі встановлено мінімально допустимий відсоток армування в згинальних елементах:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} 100\% \geq 0,5\%,$$

$$\mu = \frac{801,79}{0,45 * 2,35 * 100} = 7,6\%;$$

Одна сходинка виступає плитою спирання фундаменту. Плитні фундаменти армуються сітками, відтак армування також потрібно розраховувати і вздовж другого напрямку фундаменту:

$$M' = \frac{p'_{cp} l * c'^2}{2},$$

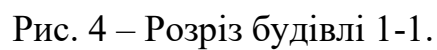
$$M' = \frac{353,6 * 3 * 0,45^2}{2} = 107,41 \text{ кНм};$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють таким чином:

$$A_{sI} = \frac{107,41 * 100}{0,9 * 0,35 * 363,64} = 937,69 \text{ мм}^2;$$

За сортаментом ця площа відповідає 10Ø12A400C із площею $A_{sI} = 1131,0 \text{ мм}^2$, з кроком стрижнів 400 мм.

2.2.1. КОМПОНУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.



2.2.2. РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.

2.2.2.1. Визначення навантажень на поперечну раму.

Завантаження 1 – «Власна вага».

Колони:

- Для колони крайнього ряду К-1:

Надкранова частина:

$$\begin{aligned} G_{\text{н.ч.}}^{\text{K-1}} &= H_{\text{н.ч.}} * b_{\text{н.ч.}} * h_{\text{н.ч.}} * \rho_x * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = \\ &= 3,75 * 0,6 * 0,38 * 2,5 * 9,81 * 1,1 * 1 = 23,06 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Підкранова частина:

$$\begin{aligned} G_{\text{п.ч.}}^{\text{K-1}} &= (V_{\text{н.ч.}} - V_{\text{void}} * n_{\text{void}}) * \rho_x * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = \\ &= (11,45 * 1 * 0,6 - 1,47 * 0,6 * 0,6 * 5) * 2,5 * 1,1 * 9,81 * 1 = 125,85 \text{ кН.} \end{aligned}$$

де V_{void} та n_{void} – об'єм та кількість отворів відповідно.

- Для колони середнього ряду К-2:

Надкранова частина:

$$\begin{aligned} G_{\text{н.ч.}}^{\text{K-2}} &= H_{\text{н.ч.}} * b_{\text{н.ч.}} * h_{\text{н.ч.}} * \rho_x * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = \\ &= 3,75 * 0,6 * 0,6 * 2,5 * 9,81 * 1,1 * 1 = 34,41 \text{ кН;} \end{aligned}$$

Підкранова частина:

$$\begin{aligned} G_{\text{п.ч.}}^{\text{K-2}} &= (V_{\text{н.ч.}} - V_{\text{void}} * n_{\text{void}}) * \rho_x * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = \\ &= (11,45 * 1 * 1,4 - 1,47 * 0,8 * 0,6 * 5) * 2,5 * 1,1 * 9,81 * 1 = 164,3 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Кроквяна ферма:

- Кроквяна ферма Ф-1:

$$G_{\Phi-1} = t * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = 10,2 * 9,81 * 1,1 * 1 = 110,06 \text{ кН;}$$

$$M_{\Phi-1} = G_{\Phi-1} * e = 110,06 * 0,1 = 11,1 \text{ кН * м.}$$

- Кроквяна ферма Ф-2:

$$G_{\Phi-2} = t * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = 15,4 * 9,81 * 1,1 * 1 = 166,18 \text{ кН;}$$

$$M_{\Phi-2} = G_{\Phi-2} * e = 166,18 * 0,1 = 16,62 \text{ кН} * \text{м}.$$

Завантаження 2 – «Покрівля».

- Навантаження на колону крайнього ряду К-1 по осі «А»:

$$G_{K-1} = g_{\text{покр.}} * \frac{L_{\Phi-1}}{2} * B = 8,39 * \frac{24}{2} * 6 = 604,08 \text{ кН}.$$

- Згинальний момент від ексцентричної реакції на К-1:

$$M_{K-1} = (G_{K-1} + G_{\Phi-2}) * e^{K-1} = (604,08 + 166,18) * 0,15 = 115,54 \text{ кН} * \text{м}.$$

- Навантаження на колону крайнього ряду К-1 в прольоті «Л»:

$$G_{K-1} = g_{\text{покр.}} * \frac{L_{\Phi-2}}{2} * B = 8,39 * \frac{18}{2} * 6 = 453,06 \text{ кН}.$$

- Згинальний момент від ексцентричної реакції на К-1:

$$M_{K-1} = (G_{K-1} + G_{\Phi-1}) * e^{K-1} = (453,06 + 110,06) * 0,15 = 84,47 \text{ кН} * \text{м}.$$

- Навантаження на колону К-2 середнього ряду по осі «Д»:

$$G_{K-2} = g_{\text{покр.}} * \frac{L_{\Phi-1}}{2} * B = 8,39 * \frac{24}{2} * 2 * 6 = 1208,16 \text{ кН}.$$

- Згинальний момент від ексцентричної реакції на К-2:

$$M_{K-2} = (G_{K-2} + G_{\Phi-2}) * e^{K-2} = (1208,16 + 166,18) * 0,02 = 27,49 \text{ кН} * \text{м}.$$

- Навантаження на колону К-2 середнього ряду по осі «І»:

$$G_{K-2} = g_{\text{покр.}} * \frac{L_{\Phi-1} + L_{\Phi-2}}{2} * B = 8,39 * \left(\frac{24}{2} + \frac{18}{2} \right) * 6 = 1057,14 \text{ кН}.$$

- Згинальний момент від ексцентричної реакції на К-2:

$$M_{K-2} = \left(G_{K-2} + \frac{G_{\Phi-1} + G_{\Phi-2}}{2} \right) * e^{K-2} = \left(1057,14 + \frac{166,18 + 110,06}{2} \right) * 0,02 = 23,91 \text{ кН} * \text{м}.$$

Підкранова балка.

- Підкранова балка довжиною 6м:

$$G_{\text{ПБ}}^{\text{6м.}} = t * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = 3,5 * 9,81 * 1,1 * 1 = 37,77 \text{ кН};$$

$$M_{\text{ПБ}}^{\text{6м.}} = G_{\text{ПБ}}^{\text{6м.}} * \left(t + e - \frac{h}{2} \right) = 37,77 * \left(0,5 - \frac{0,8}{2} \right) = 3,78 \text{ кН}.$$

Таблиця 5. – Збір навантажень від власної ваги покриття на ферму Ф-1.

№	Найменування, характеристика	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коеф.за гран. навантаженням, γ_f	Коеф.за відповідальністю, γ_n	Розрахункове навантаження кН/м^2
1	Гравій на бітумній основі $\delta = 50\text{мм}$, $\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$	0,6	1,3	0,975	0,761
2	Рубероїд, $\delta = 1\text{мм}$, $\rho = 500 \text{ г/м}^2$	0,05	1,2	0,975	0,059
3	Цементно-піщана стяжка $\delta = 20\text{мм}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,36	1,3	0,975	0,456
4	Утеплювач $\delta = 100\text{мм}$, $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$	0,1	1,3	0,975	0,127
5	Пароізоляція $\delta = 5\text{мм}$, $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$	0,01	1,2	0,975	0,011
6	Залізобетонні плити з урахуванням заробки стиків $\delta = 250\text{мм}$, $\rho = 2600 \text{ кг/м}^3$	6,5	1,1	0,975	6,972
Постійне навантаження		7,62			8,39

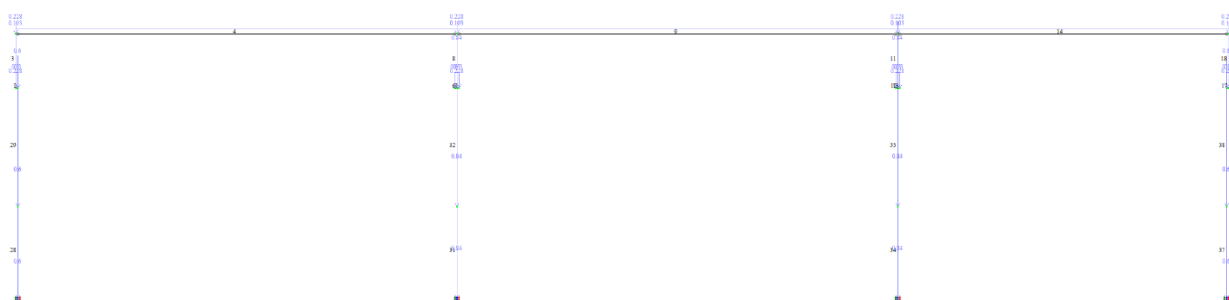


Рис. 5 – Розрахункова схема від Завантаження 1 (Власна вага);

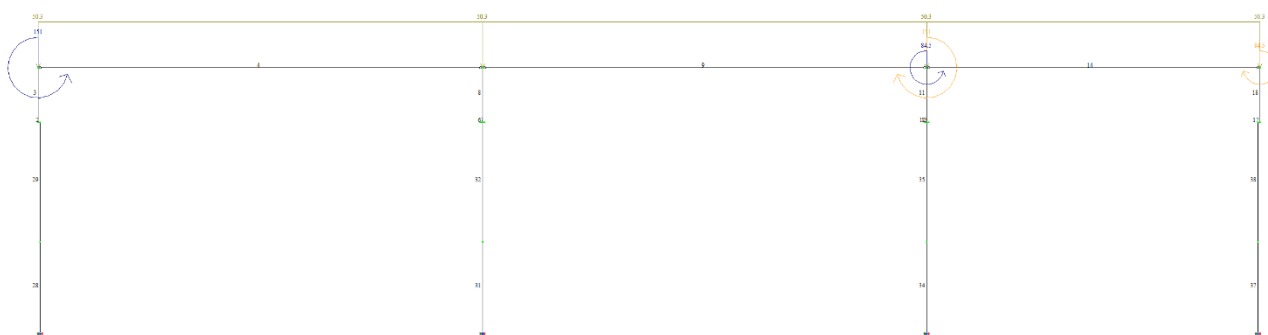


Рис. 6 – Розрахункова схема від Завантаження 2 (Покрівля);

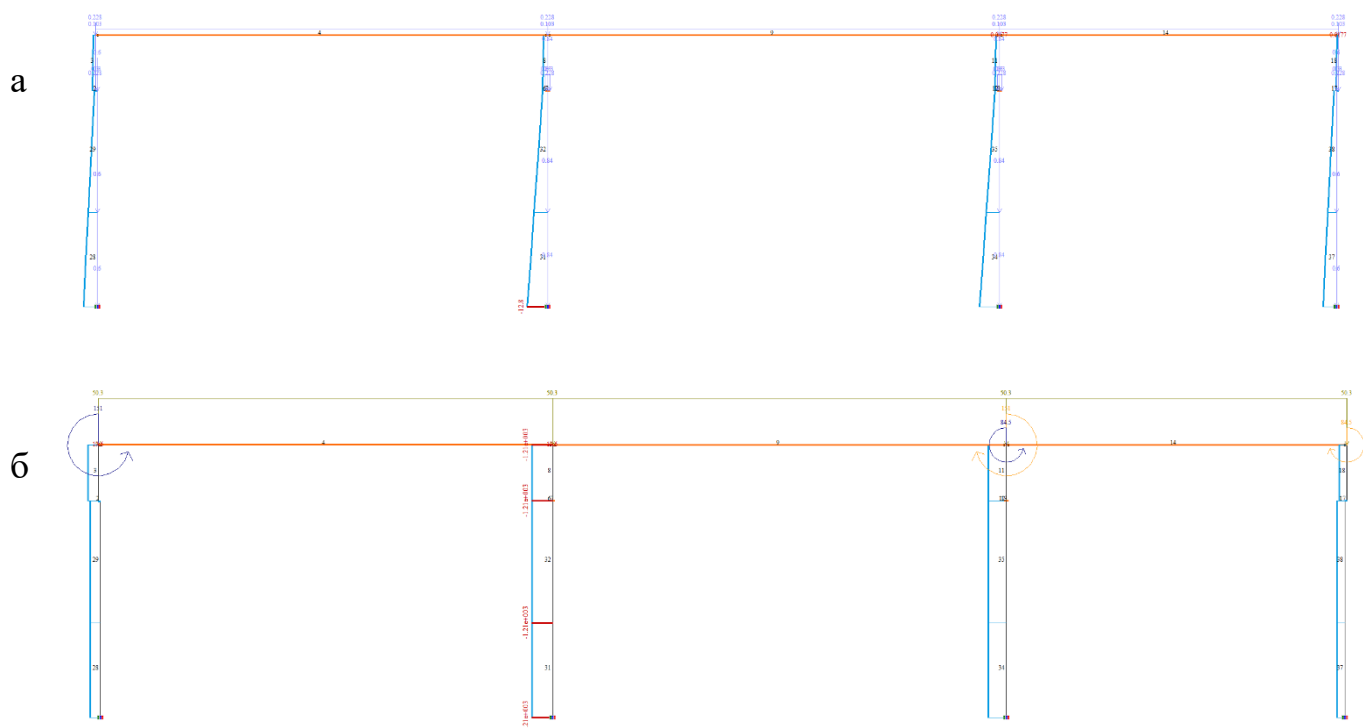


Рис. 7 – Епюри повздовжніх сил N від
а) завантаження 1; б) завантаження 2;

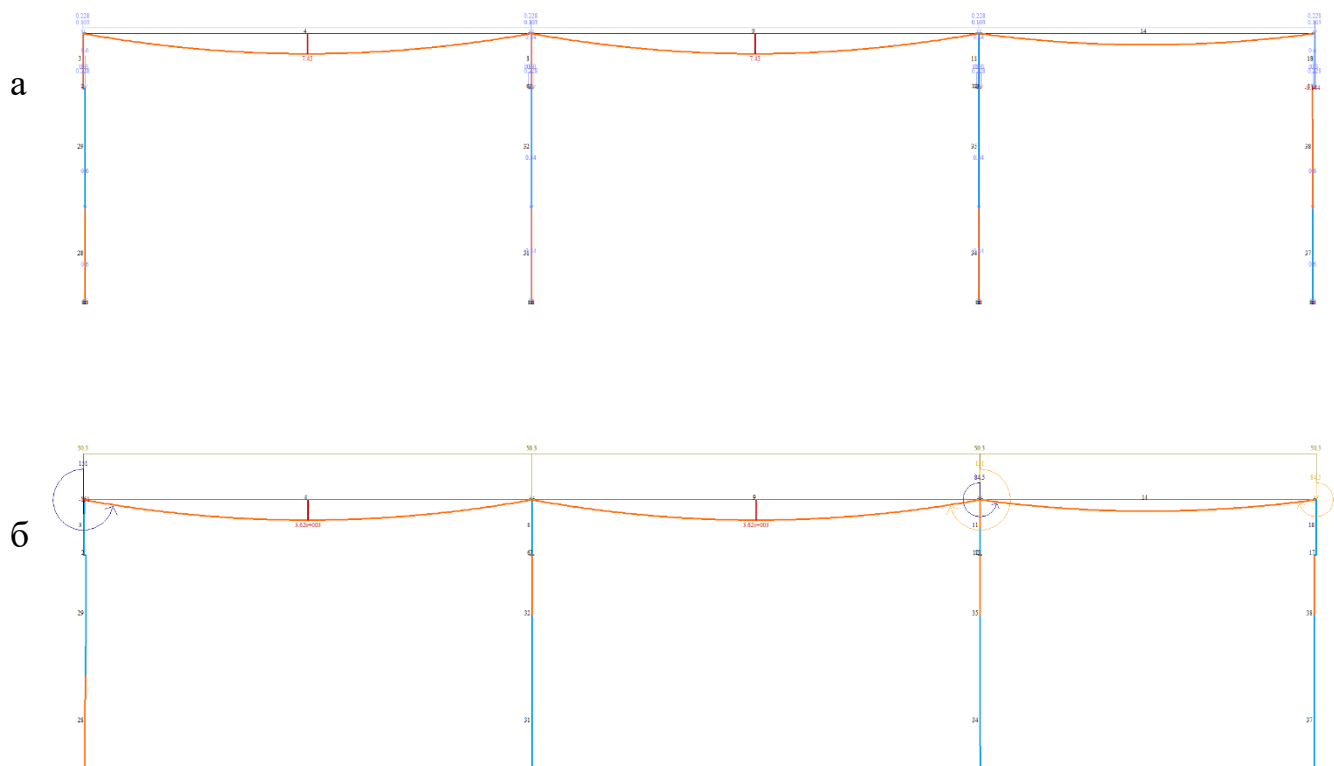


Рис. 8 – Епюри згинальних моментів M від
а) завантаження 1; б) завантаження 2;

2.2.2.2. Тимчасові навантаження.

Снігове навантаження.

Відповідно до ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження та впливи» характеристичне значення снігового навантаження для м. Харків складає: $S_0 = 1600$ Па

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

$$S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C = 1 * 1,6 * 1 = 1,6 \text{ кН/м}^2;$$

$\gamma_{fm} = 1$ — коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно з п. 8.11. При $T = 50$ років.

$S_0 = 1,6$ кН/м — характеристичне значення снігового навантаження, що визначається згідно з п. 8.5, для м. Харків;

C — коефіцієнт, що визначається за вказівками п. 8.6.:

$$C = \mu * C_e * C_{alt} = 1 * 1 * 1 = 1;$$

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

C_e — коефіцієнт режиму експлуатації покрівлі згідно з п. 8.9;

C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти, що визначається за п. 8.10;

Погонне граничне розрахункове навантаження:

$$q_{сн,m} = \gamma_n * S_m * B = 1 * 1,6 * 6 = 9,6 \text{ кН/м}^2;$$

Вертикальна опорна реакція ферми від снігового навантаження, що діє на:

- колону крайнього ряду К-1 по осі «А»:

$$V_{сн,m,A} = \frac{q_{сн,m} * L_{\Phi-2}}{2} = \frac{9,6 * 24}{2} = 115,2 \text{ кН};$$

Момент від ексцентричного передання реакції ферми на колону:

$$M_{qсн,m,A} = V_{сн,m,A} * e = 115,2 * 0,46 = 52,99 \text{ кН * м};$$

- колону крайнього ряду К-1 по осі «Л»:

$$V_{сн,m,L} = \frac{q_{сн,m} * L_{\Phi-1}}{2} = \frac{9,6 * 18}{2} = 86,4 \text{ кН};$$

Момент від ексцентричного передання реакції ферми на колону:

$$M_{qсн,m,L} = V_{сн,m,L} * e = 86,4 * 0,46 = 39,74 \text{ кН * м};$$

2.2.2.3. Вітрове навантаження.

Відповідно до Додатку Е в ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження і впливи» характеристичне значення вітрового тиску в м. Харків складає $W_0 = 430$ Па.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження обчислюється за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} * W_0 * C;$$

$\gamma_{fm} = 1$ коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження, що визначається за п. 9.14.

$W_0 = 0,43$ кН/м — характеристичне значення вітрового навантаження, що визначається згідно з п. 9.6 для м. Дніпро з урахуванням вітрового району.

C — коефіцієнт, що визначається за вказівками п. 9.7. за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d;$$

C_{aer} — аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за п. 9.8, додаток 1:

$$C_{aer} = \begin{cases} C_{aer}^a = 0,8; \\ C_{aer}^n = 0,6. \end{cases}$$

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

$C_{alt} = 1$ — коефіцієнт географічної висоти, що визначається за п. 9.10;

$C_{rel} = 1$ — коефіцієнт рельєфу, що визначається за п. 9.11;

$C_{dir} = 1$ — коефіцієнт напрямку, що визначається за п. 9.12;

$C_d = 0,9$ — коефіцієнт динамічності, що визначається за п. 9.13.

Активний вітер: $q_{w,i}^a = \gamma_{fm} * W_0 * C_{aer}^a * C_h * \gamma_n * B$.

$$q_{w,5}^a = 0,43 * 0,8 * 0,9 * 0,9 * 6 = 1,672 \text{ кН/м},$$

$$q_{w,11.45}^a = 0,43 * 0,8 * 1,25 * 0,9 * 6 = 2,322 \text{ кН/м},$$

$$q_{w,14.4}^a = 0,43 * 0,8 * 1,35 * 0,9 * 6 = 2,508 \text{ кН/м},$$

$$q_{w,18.1}^a = 0,43 * 0,8 * 1,51 * 0,9 * 6 = 2,805 \text{ кН/м}.$$

Пасивний вітер: $q_{w,i}^n = \gamma_{fm} * W_0 * C_{aer}^n * C_h * \gamma_n * B$.

$$q_{w,5}^n = 0,43 * 0,6 * 0,9 * 0,9 * 6 = 1,254 \text{ кН/м},$$

$$q_{w,11.45}^{\Pi} = 0,43 * 0,6 * 1,25 * 0,9 * 6 = 1,742 \text{ кН/м},$$

$$q_{w,14.4}^{\Pi} = 0,43 * 0,6 * 1,35 * 0,9 * 6 = 1,881 \text{ кН/м},$$

$$q_{w,18.1}^{\Pi} = 0,43 * 0,6 * 1,51 * 0,9 * 6 = 2,104 \text{ кН/м}.$$

Еквівалентне вітрове навантаження:

$$\omega_a = \frac{q_{w,5}^a + 2 * q_{w,14.4}^a}{3} = \frac{1,672 + 2 * 2,508}{3} = 2,229 \text{ кН/м},$$

$$\omega_{\Pi} = \frac{q_{w,5}^{\Pi} + 2 * q_{w,14.44}^{\Pi}}{3} = \frac{1,254 + 2 * 1,881}{3} = 1,672 \text{ кН/м}.$$

Вітровий тиск, що діє на всій ділянці ригеля до верхньої точки будівлі прикладається у вигляді зосереджених сил W_a та W_{Π} до вузлів ригеля рами:

$$W_a = \frac{q_{w,14.4}^a + q_{w,18.1}^a}{2} * 3,2 = 8,5 \text{ кН}, W_{\Pi} = \frac{q_{w,14.4}^{\Pi} + q_{w,18.1}^{\Pi}}{2} * 3,2 = 6,376 \text{ кН}.$$

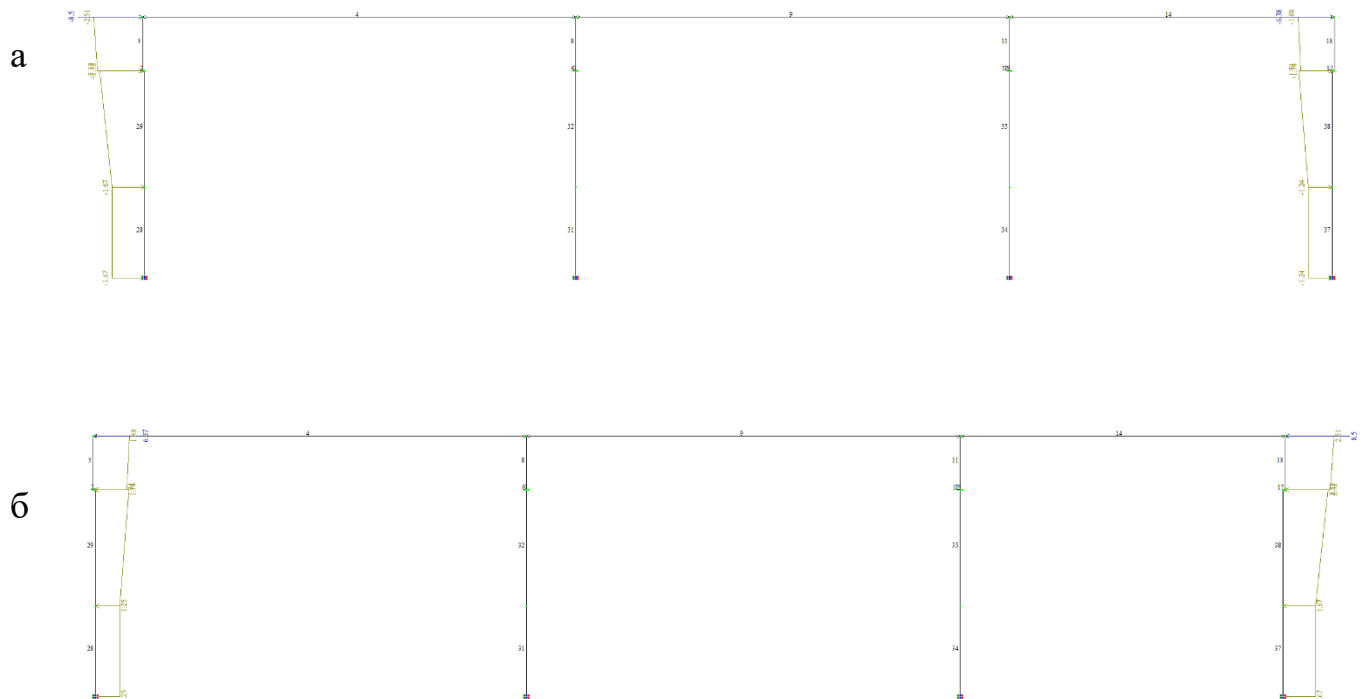


Рис. 11 – Розрахункова схема а) Завантаження 4 (Вітер зліва),
б) Завантаження 5 (Вітер справа);

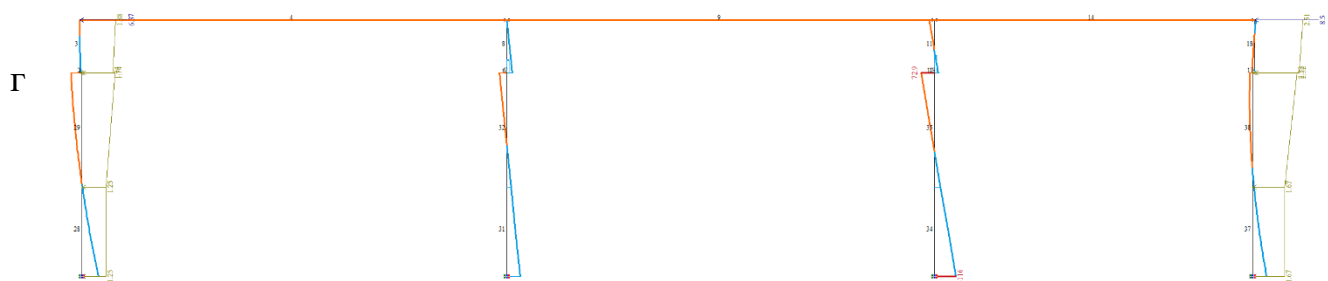
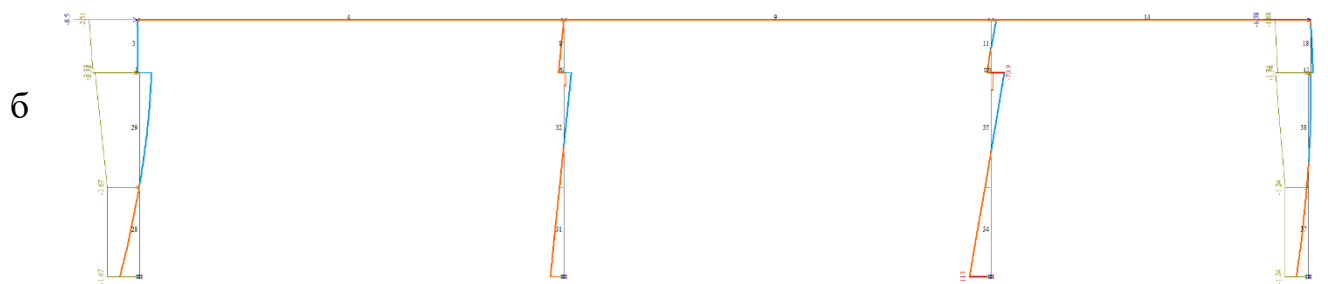
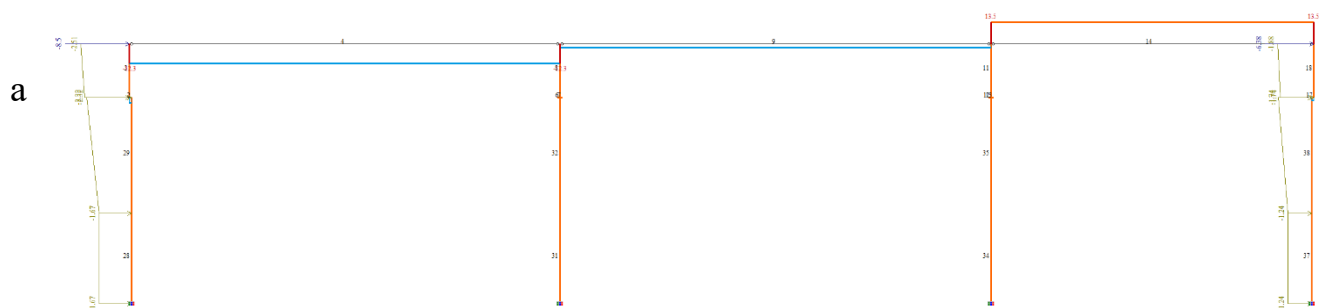


Рис. 12 – Епюри зав. 4 а) повздовжньої сили N ; б) згинального моменту M ;
Епюри зав. 5 в) повздовжньої сили N ; г) згинального моменту M ;

2.2.2.4. Навантаження від мостових кранів.

Кранові навантаження класифікуються як вертикальні та горизонтальні зусилля, зумовлені експлуатацією вантажопідйомних механізмів на підкранових коліях. За тривалістю та характером впливу їх поділяють на два основні типи:

- Статичні навантаження, що формуються під дією власної ваги конструктивних елементів крана та маси вантажу, який переміщується.
- Динамічні навантаження, які виникають у процесі руху кранового моста, вантажного візка або під час підйому та опускання вантажу.

Динамічні впливи проявляються у формі інерційних сил, що виникають при зміні швидкості руху, а також у вигляді імпульсних впливів під час пуску або гальмування механізмів.

Для врахування впливу тривалості дії вертикальне кранове навантаження розчленовується на дві частини – тривалу і короткочасну. В дипломній роботі все кранове навантаження вважається короткочасним.

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

Вертикальні навантаження:

Вертикальний тиск на колону від коліс крану:

$$V_{max} = \gamma_n * \gamma_{fm} * \psi * F_{k,max}^n \sum_{i=1}^m y_i =$$

$$= 1,1 * 0,9 * 0,85 * 310 * 1,94 = 506,08 \text{ кНм};$$

Навантаження на колону з урахуванням ваги підкранової балки:

$$D_{max} = V_{max} + \frac{2G_{п.б.}}{2} = 506,08 + 37,77 = 543,85 \text{ кН};$$

Згинальний момент від позацентрово прикладеного вертикального тиску:

$$M_{max} = D_{max} * e_k = 543,85 * 0,1 = 54,38 \text{ кНм};$$

Вертикальний розрахунковий тиск на колону від коліс крану:

$$V_{min} = \gamma_n * \gamma_{fm} * \psi * F_{k,min}^n \sum_{i=1}^m y_i = 1,1 * 0,9 * 0,85 * 92 * 1,94 = 150,2 \text{ кНм};$$

Загальне навантаження на колону в момент мінімального завантаження:

$$D_{min} = V_{min} + \frac{2G_{п.б.}}{2} = 150,2 + 37,77 = 187,97 \text{ кН};$$

$$M_{min} = D_{min} * e_k = 187,97 * 0,1 = 18,8 \text{ кН * м.}$$

Горизонтальні навантаження:

Граничне розрахункове значення сумарної горизонтальної реакції:

$$H_{m,max} = \gamma_n * \gamma_{fm} * \psi * H_k^n \sum_{i=1}^m y_i = 1,1 * 0,9 * 0,85 * 50,61 * 1,94 = 82,62 \text{ кН}$$

Характеристичне значення бічної сили, прикладеної до колеса:

$$H_k^n = 0,1 * V_{max} = 0,1 * 506,08 = 50,61 \text{ кН};$$

$$H_{m,min} = 0,5 * H_{m,max} = 0,5 * 82,62 = 41,31 \text{ кН};$$

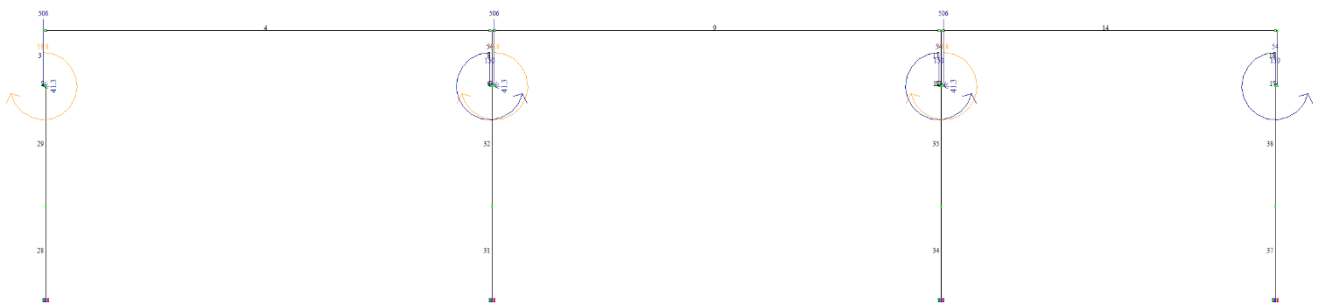


Рис. 13 – Розрахункова схема від крану зліва – Завантаження 6;

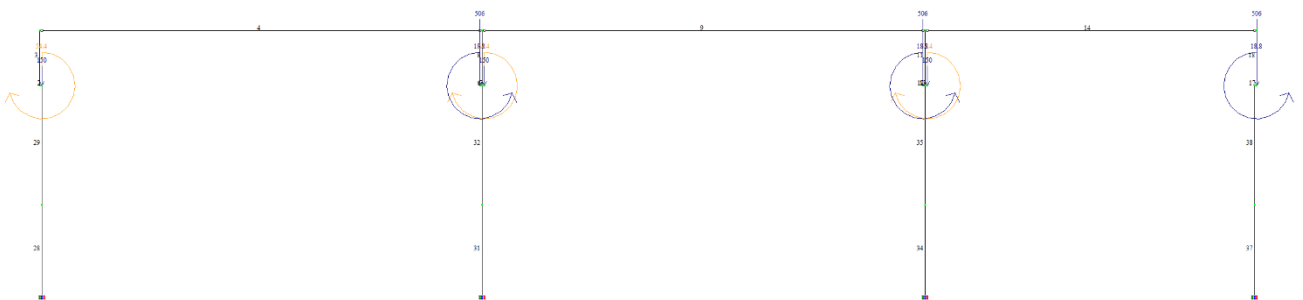


Рис. 14 – Розрахункова схема від крану справа – Завантаження 7;

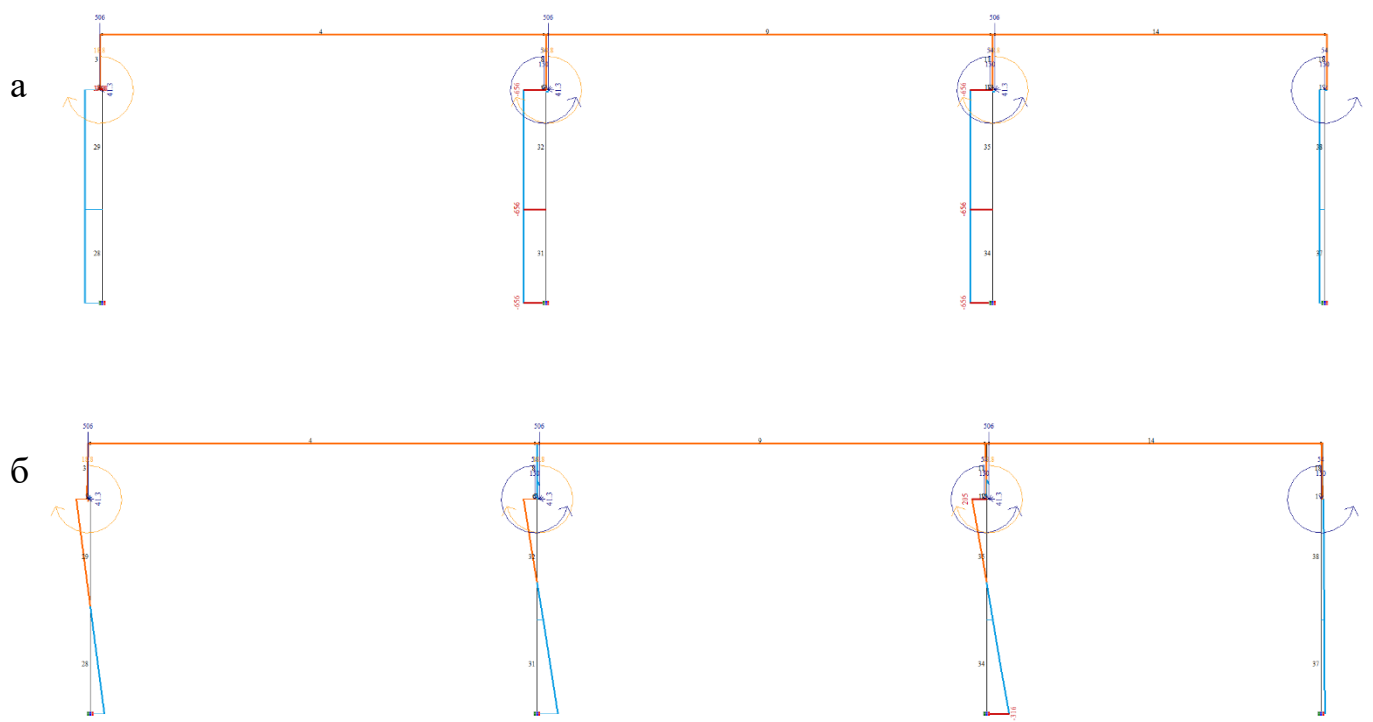


Рис. 15 – Епюри а) повздовжньої сили N ; б) згинального моменту M ;
для кранового завантаження (зав. 6);

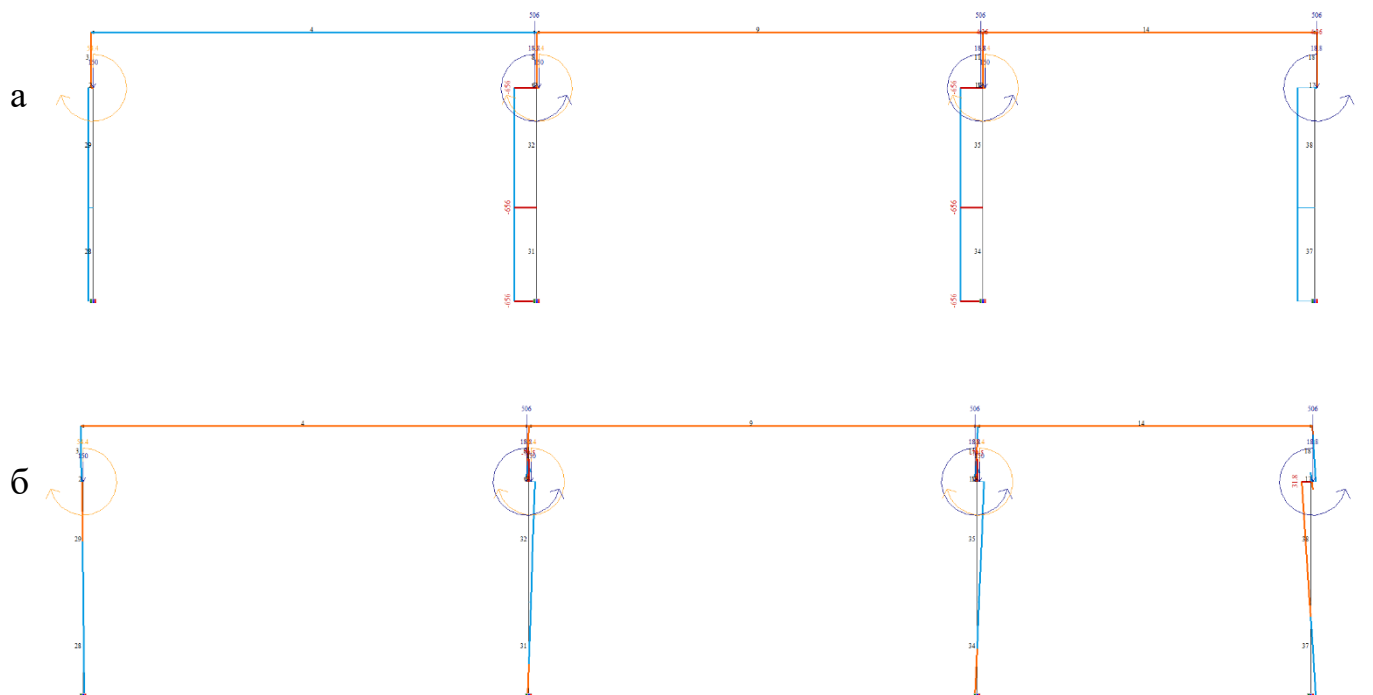


Рис. 16 – Епюри а) повздовжньої сили N ; б) згинального моменту M ;
для кранового завантаження (зав. 7);

2.2.2.5. Аналіз зусиль, отриманих в середовищі ЛПРА.

Таблиця 6. – Зусилля у верхній частині колони К-1 та К-2.

ЗАГР	Тип ЕЛЕМ	ЭЛЕМ	СЕС	N, кН	MY, кН*м	QZ, кН
1 - ВЛАСНА ВАГА						
1	2	3	1	-1,911	0,011742	-0,00398
1	2	3	2	-1,2384	0	-0,00398
2 - ПОКРИТТЯ						
2	2	3	1	-604,079	-93,1859	-19,6049
2	2	3	2	-604,079	-151,02	-19,6049
3 - СНИГОВЕ						
3	2	3	1	-691,2	37,6307	5,20993
3	2	3	2	-691,2	53	5,20993
4 - ВІТЕР ЗЛІВА						
4	2	3	1	0	-0,49983	-3,34598
4	2	3	2	0	0	3,77826
5 - ВІТЕР СПРАВА						
5	2	3	1	0	-5,50769	4,50235
5	2	3	2	0	0	-0,83716
6 - КРАН ЗЛІВА						
6	2	3	1	0	19,1331	-6,48581
6	2	3	2	0	0	-6,48581
7 - КРАН СПРАВА						
7	2	3	1	0	-1,74735	0,592324
7	2	3	2	0	0	0,592324
1	2	8	1	-3,1494	0,014109	-0,00478
1	2	8	2	-2,4768	0	-0,00478
1	2	11	1	-2,8398	0,010995	-0,00897
1	2	11	2	-2,1672	-0,01546	-0,00897
2	2	8	1	-1208,15	-15,8461	5,37156
2	2	8	2	-1208,15	0	5,37156
2	2	11	1	-1057,13	-8,73933	7,419
2	2	11	2	-1057,13	13,1467	7,419
3	2	8	1	-1382,4	11,4459	-3,87998
3	2	8	2	-1382,4	0	-3,87998
3	2	11	1	-1209,6	7,64901	-6,34859
3	2	11	2	-1209,6	-11,0793	-6,34859
4	2	8	1	0	28,9153	-9,80181
4	2	8	2	0	0	-9,80181
4	2	11	1	0	19,6073	-16,0253
4	2	11	2	0	-27,6673	-16,0253
5	2	8	1	0	-28,6952	9,72721
5	2	8	2	0	0	9,72721
5	2	11	1	0	-20,1643	16,4805
5	2	11	2	0	28,4533	16,4805
6	2	8	1	0	-1,99659	0,676811
6	2	8	2	0	0	0,676811
6	2	11	1	0	4,56864	4,17636
6	2	11	2	0	16,8889	4,17636
7	2	8	1	0	6,28955	-2,13205
7	2	8	2	0	0	-2,13205
7	2	11	1	0	5,81104	-2,81723
7	2	11	2	0	-2,49979	-2,81723
1	2	18	1	-1,6014	-0,05062	0,017729
1	2	18	2	-0,9288	0,001682	0,017729
2	2	18	1	-453,059	-12,1984	6,81434
2	2	18	2	-453,059	7,90388	6,81434
3	2	18	1	-518,4	-16,9184	5,01864
3	2	18	2	-518,4	-2,11347	5,01864
4	2	18	1	0	-11,0559	1,82933
4	2	18	2	0	2,11487	7,16884
5	2	18	1	0	13,8635	-3,37635
5	2	18	2	0	-6,46715	-10,5006
6	2	18	1	0	19,8206	1,63264
6	2	18	2	0	24,6369	1,63264
7	2	18	1	0	-10,127	4,35696
7	2	18	2	0	2,72598	4,35696

2.3. РОЗРАЗУНОК КОЛОНИ КРАЙНЬОГО РЯДУ К-1.

Характеристики прийнятих матеріалів:

- Бетон: клас С20/25, розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 14,5$ МПа, значення відносних деформацій $\varepsilon_{cz,cd} = 0,63$ ‰, $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,1$ ‰, модуль пружності $E_{cd} = 23 \cdot 10^3$ МПа

- Арматура: 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, величина відносної деформації $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 363,63/210000 = 0,001732 = 1,732$ ‰.

Комбінація зусиль:

$$M_{Ed} = 151,02 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{Ed} = 1382,4 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{відп.}} = 19,6 \text{ кН}$$

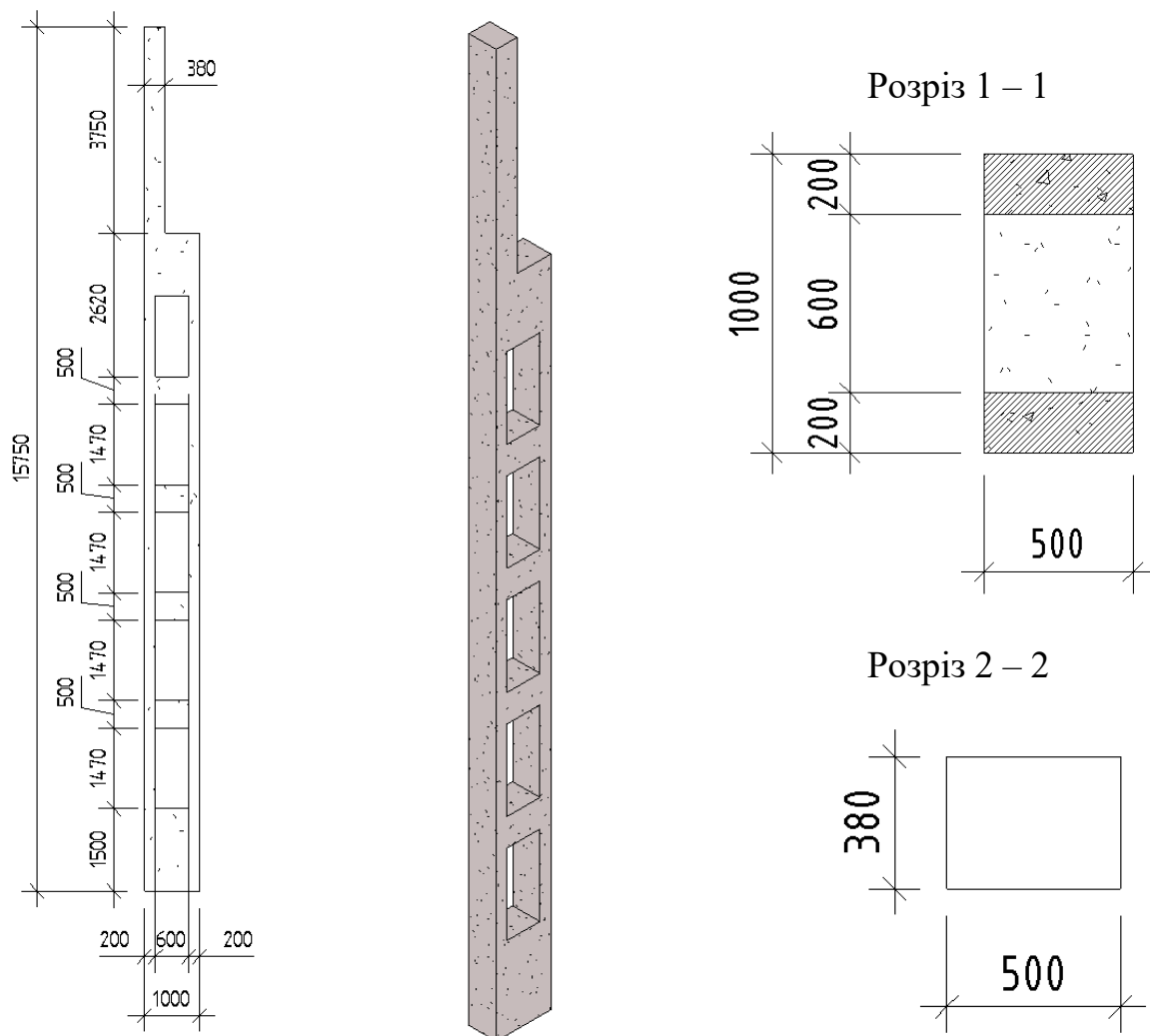


Рис. 17 – Загальний вигляд колони, Розріз 1-1, Розріз 2-2.

2.3.1. Розрахунок надкранової частини колони.

2.3.1.1. Розрахунок в площині дії моменту.

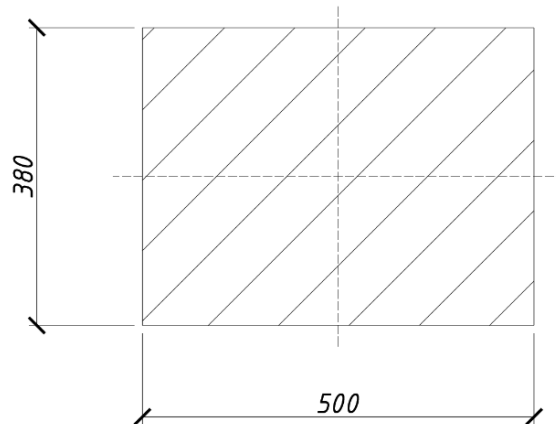


Рис. 18 – Переріз надкранової частини колони.

Розміри перерізу надкранової частини колони $b \times h = 380 \times 500$ мм.

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту:

$$l_0 = 0,7 * l = 0,7 * 3,85 = 2,695 \text{ м};$$

де, $l = 3,85$ м – висота надкранової частини.

Випадковий ексцентриситет e_0 , слід приймати більшим з трьох значень:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{l_0}{500}; \frac{h}{30}; 10 \right\} = \max \left\{ \frac{2695}{500}; \frac{380}{30}; 10 \right\} = \max \{4,49; 12,7; 10\} = 12,7 \text{ мм};$$

Ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e = e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{151,02}{1382,4} = 0,109 \text{ м} = 109 \text{ мм};$$

$$e_1 = 109 \text{ мм} > e_0 = 12,7 \text{ мм};$$

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість:

$$\lambda = \frac{l_0}{0,2887 * h} = \frac{2695}{0,2887 * 380} = 24,56;$$

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

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26,2}{\sqrt{n}};$$

$A = 0,7; B = 1,1; C = 1,7; n$ – відносна осьова сила
(A_c – площа бетону поперечного перерізу колони).

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1382400}{500 * 380 * 14,5} = 40,31;$$

$$\lambda_{lim} = 40,31 > \lambda = 26,2;$$

Умова виконується, отже, вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги:

$$e_{tot} = e_1 = 109 \text{ мм};$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c :

$$k = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cb3,cd}} = \frac{3,1 - 0,63}{3,1} = 0,7968;$$

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = 0,45111; \quad \omega_c = 0,5(1 + k) = 0,8984;$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} * e_{s1} = N_{Ed} * (e_{tot} + 0,5h - c) = \\ &= 1382,4 * \frac{(109 + 0,5 * 380 - 40)}{1000} = 358,04 \text{ кН} * \text{м}; \end{aligned}$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили до осі розтягнутої арматури;

Армування приймається симетричним.

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s * (k_{s1} - k_{s2});$$

$$\alpha_{m1} = \xi * (1 - \beta * \xi) + \alpha_s * k_{s2} * (1 - \delta);$$

Моментний параметр:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{151,02 * 10^6}{0,8984 * 14,5 * 500 * 340^2} = 0,1671;$$

Силовий параметр:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1382,4 * 10^3}{0,8984 * 14,5 * 500 * 340} = 0,5202;$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0,6416$$

$$\xi_b = 0,11 < \xi = \alpha_n = 0,5202 < \xi_{lim} = 0,6416;$$

Виходячи з умов, переріз працює в області деформування II.

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n * (1 - \beta * \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,1671 - 0,5202(1 - 0,4511 * 0,2963)}{1 - 0,118} = -0,322;$$

$$\delta = \frac{c_1}{d} = \frac{40}{340} = 0,118;$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування приймається відповідно розрахунку. За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 * 656008}{363,64} = 180,4 \text{ мм}^2;$$

$$A_{st} = 0,002 * 500 * 380 = 456 \text{ мм}^2;$$

Загальна площа армування не має перевищувати значення $A_{s,max} = 0,04 A_c$ за межами попусків, за умови, що цілісність бетону не порушується.

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 380 * 500 = 7600 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо армування 4Ø10 A400C з $A_{st} = 314,0 \text{ мм}^2$.

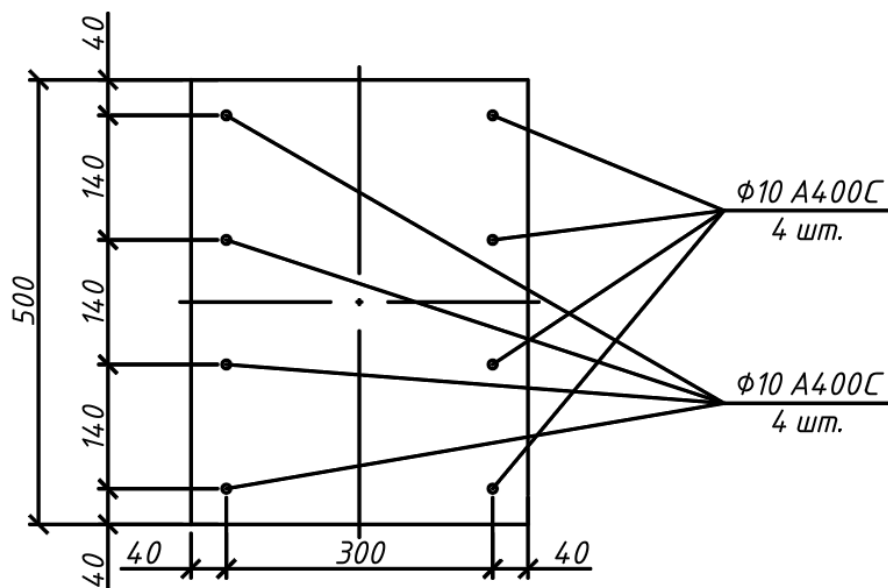


Рис. 19 – Схема армування надкранової частини колони.

2.3.1.2. Розрахунок з площини дії моменту.

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту:

$$l_0 = 1,5 * l = 0,7 * 4,1 = 2,87 \text{ м};$$

де $l = 4,1 \text{ м}$ – висота надкранової частини між закріпленими кінцями.

$$e_0 = \max \left\{ \frac{l_0}{500}; \frac{h}{30}; 10 \right\} = \max \left\{ \frac{2870}{500}; \frac{500}{30}; 10 \right\} = \max \{4,9; 16,7; 10\} \\ = 16,7 \text{ мм};$$

Гнучкість для колон з прямокутним перерізом визначають за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{0,2887 * h} = \frac{2870}{0,2887 * 500} = 19,88;$$

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26,2}{\sqrt{n}};$$

$$A = 0,7; B = 1,1; C = 1,7;$$

де, n – відносна осьова сила.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{740500}{500 * 380 * 14,5} = 0,269;$$

$$\lambda_{lim} = 50,49 > \lambda = 19,88;$$

Умова виконується, отже, вплив поздовжнього вигину не враховується. Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e_0 = 16,7 \text{ мм};$$

Значення коефіцієнтів k , β і ω_c :

$$k = 0,7968; \quad \beta = 0,45111; \quad \omega_c = 0,8984;$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури обчислюється як:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} * e_{s1} = N_{Ed} * (e_{tot} + 0,5h - c) = 740,6 * (0,0167 + 0,5 * 0,5 - 0,04) \\ = 167,9 \text{ кН} * \text{м};$$

e_{s1} – відстань від лінії дії сили до осі розтягнутої арматури.

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s * (k_{s1} - k_{s2});$$

$$\alpha_{m1} = \xi * (1 - \beta * \xi) + \alpha_s * k_{s2} * (1 - \delta);$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_0$ та $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_0$ – коефіцієнти використання міцності розтягнутої арматури і стиснутої арматури відповідно.

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{167,9 * 10^6}{0,8984 * 14,5 * 380 * 460^2} = 0,1603;$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{740,6 * 10^3}{0,8984 * 14,5 * 380 * 460} = 0,3252;$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0,6416;$$

$$\xi_b = 0,11 < \xi = \alpha_n = 0,3252 < \xi_{lim} = 0,6416;$$

Виходячи з умов, переріз працює в області деформування II. Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n * (1 - \beta * \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,1603 - 0,3252 * (1 - 0,45111 * 0,3252)}{1 - 0,087} = -0,1437;$$

$$\delta = \frac{c_1}{d} = \frac{40}{460} = 0,087;$$

Так як α_s має від'ємне значення, то армування приймається конструктивно. За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 * 740600}{363,64} = 203,66 \text{ мм}^2;$$

$$A_{st} = 0,002 * 500 * 380 = 380 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 380 * 500 = 7600 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо армування 2Ø16 A400C з $A_{st} = 402,0 \text{ мм}^2$.

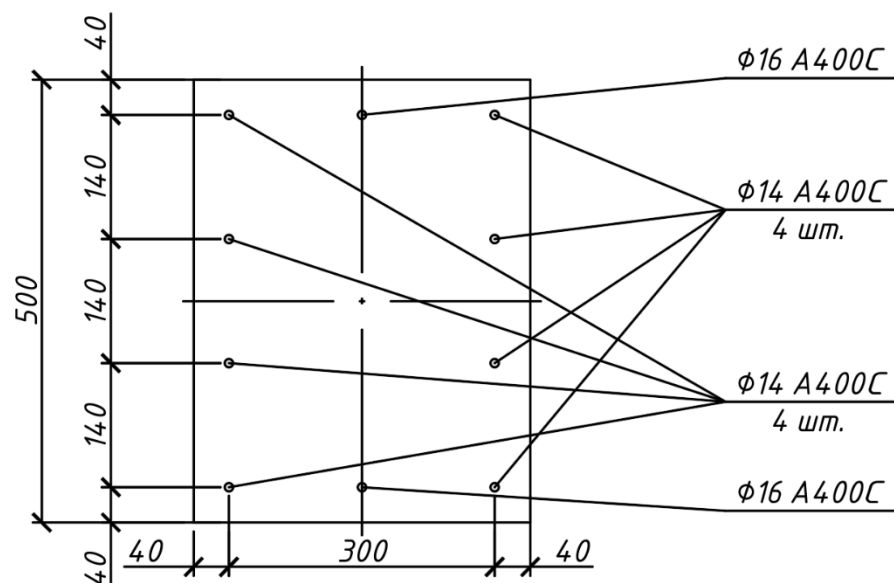


Рис. 20 – Загальна схема армування надкранової частини колони.

2.3.2. Розрахунок підкранової частини колони.

- Відстань між осями гілок $c = 700$ мм;
- Висота всього перерізу $h_c = 1000$ мм;
- Переріз гілки $b \times h = 500 \times 300$ мм;
- Середній крок розпірок $s = 1750$ мм.

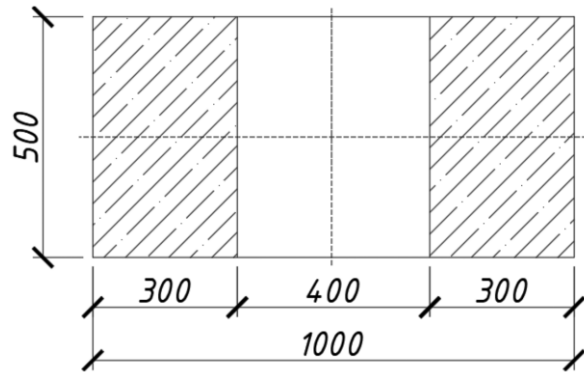


Рис. 21 – Геометричні характеристики підкранової частини колони.

В перерізі, що проходить через гілки колони, діють дві комбінації зусиль:

Комбінація 1:

$$M_{Ed} = 403,1 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{Ed} = 1361,6 \text{ кН}; \quad Q_{\text{відп.}} = 12,95 \text{ кН}$$

Комбінація 2:

$$M_{Ed} = 857,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{Ed} = 1041,3 \text{ кН}; \quad Q_{\text{відп.}} = 135,2 \text{ кН}$$

2.3.2.1. Розрахунок в площині дії моменту.

2.3.2.1.1. Розрахунок за першою комбінацією зусиль.

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту:

$$l_0 = 0,5 * H_2 = 0,5 * 1050 = 575 \text{ мм};$$

де $H_2 = 1050$ мм – висота стиснутого елемента між закріпленням кінців, висота вікна колони.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість визначається за формулою:

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_B^2} = \sqrt{1,93^2 + 5,17^2} = 5,51;$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{575}{272,2} = 1,93; \quad \lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{1550}{300} = 5,17;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * c^2}{n^2 * h_B^2}\right)}} = \sqrt{\frac{700^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * 700^2}{5^2 * 300^2}\right)}} = 272,2 \text{ мм};$$

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26,2}{\sqrt{n}};$$

$A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$; n – відносна осьова сила.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1361600}{300 * 500 * 14,5} = 0,31;$$

$$\lambda_{lim} = 46,83 > \lambda = 5,51;$$

Умова виконується, отже, вплив поздовжнього вигину не враховується.

Значення коефіцієнтів k , β і ω_c :

$$k = 0,7968; \quad \beta = 0,45111; \quad \omega_c = 0,8984;$$

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q * s}{4} = \frac{12,95 * 1,55}{4} = 5,02 \text{ кН * м};$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c};$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{1361,6}{2} + \frac{403,1}{0,7} = 1256,66;$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{1361,6}{2} - \frac{403,1}{0,7} = 104,94;$$

Випадковий ексцентриситет обчислюється за формулою e_0 :

$$e_0 = \max\left\{\frac{l_0}{500}; \frac{h}{30}; 10\right\} = \max\left\{\frac{575}{500}; \frac{300}{30}; 10\right\} = \max\{0,96; 10; 10\} = 10 \text{ мм};$$

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету e приймають рівним величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку, але за умови, що його значення не менше, ніж e_0 :

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b}} = \frac{5,02}{1361,6} = 0,004 \text{ м} = 4 \text{ мм};$$

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e_0 = 10 \text{ мм};$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} * e_{s1} = N_{Ed} * (e_{tot} + 0,5h - c) = 1361,6 * (0,01 + 0,5 * 0,3 - 0,04) = 150,8 \text{ кН * м};$$

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

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s * (k_{s1} - k_{s2});$$

$$\alpha_{m1} = \xi * (1 - \beta * \xi) + \alpha_s * k_{s2} * (1 - \delta);$$

Моментний параметр:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{150,8 * 10^6}{0,8984 * 14,5 * 500 * 260^2} = 0,3425;$$

Силовий параметр:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1361,6 * 10^3}{0,8984 * 14,5 * 500 * 260} = 0,8041;$$

Для визначення області деформування, знаходимо значення параметрів:

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0,6416;$$

$$\xi_{lim} = 0,6416 < \xi = \alpha_n = 0,8041 < \frac{h}{d} = \frac{300}{260} = 1,13;$$

Виходячи з умов, переріз працює в області деформування III (випадок малого ексцентриситету).

Визначаємо необхідні коефіцієнти для подальшого розрахуку:

$$a = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{3,1}{1,732} = 1,79;$$

$$g = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{0,63}{1,732} = 0,36;$$

Приймаємо:

$$\xi = \xi_2 = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1361,6 * 10^3}{0,8984 * 14,5 * 500 * 260} = 0,8041;$$

$$k_s = \frac{\xi_2(a + 1) - a}{\xi_2} = \frac{0,8041 * (1,79 + 1) - 1,79}{0,8041} = 0,5637;$$

Розраховуємо:

$$\begin{aligned}\alpha_n(\xi_2) &= \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2(1 - \beta\xi_2)}{1 - \delta} k_s \\ &= 0,8041 + \frac{0,3425 - 0,8041 * (1 - 0,4511 * 0,8041)}{1 - 0,25} * 0,5637 \\ &= 0,6763;\end{aligned}$$

$$\alpha_n(\xi_2) = 0,6249 < \xi_{lim} = 0,6416$$

Отже, переріз працює в II області деформування.

Приймаємо $\xi = 0,6249$.

Тоді, при $\xi = \alpha_n$ та $k_{sc} = 1$, знаходимо коефіцієнт:

$$\begin{aligned}\alpha_s &= \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n * (1 - \beta * \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,3425 - 0,6249 * (1 - 0,45111 * 0,6249)}{1 - 0,25} \\ &= -0,17;\end{aligned}$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування приймається конструктивно. За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 * 1361300}{363,64} = 374,52 \text{ мм}^2;$$

$$A_{st} = 0,002 * 500 * 300 = 300 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 300 * 500 = 6000 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо армування 3Ø14 A400C з $A_{st} = 462,0 \text{ мм}^2$.

2.4.2.1.2. Розрахунок за другою комбінацією зусиль.

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту:

$$l_0 = 1,5 * H_2 = 0,5 * 1050 = 575 \text{ мм};$$

де $H_2 = 1050 \text{ мм}$ – висота стиснутого елемента між закріпленням кінців, висота вікна колони.

Як і в розрахунку за першою комбінацією, гнучкість обчислюється за формулою:

$$\begin{aligned}\lambda_k &= \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_B^2} = \sqrt{1,93^2 + 5,17^2} = 5,51; \\ \lambda_k &= \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{575}{272,2} = 1,93; \quad \lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{1550}{300} = 5,17;\end{aligned}$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * c^2}{n^2 * h_b^2}\right)}} = \sqrt{\frac{700^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * 700^2}{5^2 * 300^2}\right)}} = 272,2 \text{ мм};$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1041300}{300 * 500 * 14,5} = 0,24;$$

$$\lambda_{lim} = 53,55 > \lambda = 5,51;$$

Умова виконується, отже, вплив поздовжнього вигину не враховується.

Значення коефіцієнтів k , β і ω_c :

$$k = 0,7968; \quad \beta = 0,45111; \quad \omega_c = 0,8984;$$

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q * s}{4} = \frac{135,2 * 1,55}{4} = 52,39 \text{ кН * м};$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c};$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{1041,3}{2} + \frac{857,6}{0,7} = 1745,79;$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{1041,3}{2} - \frac{857,6}{0,7} = -704,49;$$

$$e_0 = \max\left\{\frac{l_0}{500}; \frac{h}{30}; 10\right\} = \max\left\{\frac{575}{500}; \frac{300}{30}; 10\right\} = \max\{0,96; 10; 10\} = 10 \text{ мм};$$

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b}} = \frac{52,39}{1041,3} = 0,03 \text{ м} = 30,01 \text{ мм};$$

Сумарний розрахунковий ексцентриситет:

$$e_{tot} = e_0 = 30,01 \text{ мм};$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} * e_{s1} = N_{Ed} * (e_{tot} + 0,5h - c) = 1041,3 * (0,03 + 0,5 * 0,3 - 0,04) \\ &= 244,43 \text{ кН * м}; \end{aligned}$$

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

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s * (k_{s1} - k_{s2});$$

$$\alpha_{m1} = \xi * (1 - \beta * \xi) + \alpha_s * k_{s2} * (1 - \delta);$$

Моментний параметр:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{244,43 * 10^6}{0,8984 * 14,5 * 500 * 260^2} = 0,5551;$$

Силовий параметр:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1041,3 * 10^3}{0,8984 * 14,5 * 500 * 260} = 0,6149;$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0,6416;$$

$$\xi = 0,6149 < \xi_{lim} = 0,6416;$$

Переріз працює в II області деформації.

Тоді, при $\xi_2 = \alpha_n$ та $k_{st} = 1$, знаходимо коефіцієнт:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n * (1 - \beta * \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,2956 - 0,6149 * (1 - 0,6149 * 0,4511)}{1 - 0,25} = 0,1477;$$

Так як α_s має додатне значення, то в даному випадку армування приймається за розрахунком. За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 * 1041300}{363,64} = 286,35 \text{ мм}^2;$$

$$A_{st} = \frac{\alpha_s \omega_c f_{cd} b d}{f_{yd}} = \frac{0,1477 * 0,8984 * 14,5 * 500 * 260}{363,64} = 687,84 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 300 * 500 = 6000 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо армування 3Ø18 A400C з $A_{st} = 763,0 \text{ мм}^2$.

2.3.2.2. Розрахунок з площини дії моменту.

Комбінація зусиль:

$$M_{Ed} = 403,1 \text{ кН} * \text{м}; \quad N_{Ed} = 1361,6 \text{ кН}; \quad Q_{відп} = 12,9 \text{ кН}$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту:

$$l_0 = 1,5 * H_2 = 0,5 * 1050 = 575 \text{ мм};$$

де $H_2 = 1050 \text{ мм}$ – висота стиснутого елемента між закріпленням кінців, висота вікна колони.

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_B^2} = \sqrt{1,67^2 + 3,1^2} = 3,52;$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{575}{314,19} = 1,67; \quad \lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{1550}{500} = 3,1;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * c^2}{n^2 * h_B^2}\right)}} = \sqrt{\frac{700^2}{4 * \left(1 + \frac{3 * 700^2}{5^2 * 500^2}\right)}} = 314,19 \text{ мм};$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1041300}{300 * 500 * 14,5} = 0,31;$$

$$\lambda_{lim} = 46,83 > \lambda = 3,52;$$

Умова виконується, отже, вплив позовжнього вигину враховувати не потрібно. Значення коефіцієнтів k , β і ω_c :

$$k = 0,7968; \quad \beta = 0,45111; \quad \omega_c = 0,8984;$$

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q * s}{4} = \frac{12,95 * 1,55}{4} = 5,02 \text{ кН * м};$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c};$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{1361,6}{2} + \frac{403,1}{0,7} = 1256,66 \text{ кН};$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{1361,6}{2} - \frac{403,1}{0,7} = 104,94 \text{ кН};$$

$$e_0 = \max\left\{\frac{l_0}{500}; \frac{h}{30}; 10\right\} = \max\left\{\frac{575}{500}; \frac{500}{30}; 10\right\} = \max\{0,96; 16,7; 10\}$$

$$= 16,7 \text{ мм};$$

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b}} = \frac{5,02}{1361,6} = 0,004 \text{ м} = 4 \text{ мм};$$

Сумарний розрахунковий ексцентриситет: $e_{tot} = e_0 = 16,7 \text{ мм};$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} * e_{s1} = N_{Ed} * (e_{tot} + 0,5h - c) = 1361,6 * (0,0167 + 0,5 * 0,5 - 0,04)$$

$$= 284,84 \text{ кН * м};$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s * (k_{s1} - k_{s2});$$

$$\alpha_{m1} = \xi * (1 - \beta * \xi) + \alpha_s * k_{s2} * (1 - \delta);$$

Моментний параметр:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{284,84 * 10^6}{0,8984 * 14,5 * 300 * 460^2} = 0,3345;$$

Силовий параметр:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1361,6 * 10^3}{0,8984 * 14,5 * 300 * 460} = 0,7574;$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0,6416;$$

$$\xi_{lim} = 0,6416 < \xi = 0,7574 < \frac{h}{d} = \frac{500}{460} = 1,08;$$

Виходячи з умов, переріз працює в області деформування III (випадок малого ексцентриситету).

Визначаємо необхідні коефіцієнти:

$$a = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{3,1}{1,732} = 1,79; \quad g = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{0,63}{1,732} = 0,36;$$

Приймаємо:

$$\xi = \xi_2 = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1361,6 * 10^3}{0,8984 * 14,5 * 300 * 460} = 0,7574;$$

$$k_s = \frac{\xi_2(a+1) - a}{\xi_2} = \frac{0,7574 * (1,79 + 1) - 1,79}{0,7574} = 0,4267;$$

$$\alpha_n(\xi_2) = \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2(1 - \beta\xi_2)}{1 - \delta} k_s$$

$$= 0,7574 + \frac{0,3345 - 0,7574 * (1 - 0,4511 * 0,7574)}{1 - 0,25} * 0,4267$$

$$= 0,6397;$$

Умова $\alpha_n(\xi_2) = 0,6397 < \xi_{lim} = 0,6416$, тому переріз працює в II області деформування. Приймаємо $\xi = 0,6397$. Знайдемо площу армування. Тоді, при $\xi_2 = \alpha_n$ та $k_{st} = 1$, знаходимо коефіцієнт:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n * (1 - \beta * \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,3345 - 0,6397 * (1 - 0,6397 * 0,4511)}{1 - 0,25} = -0,1608;$$

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування приймається конструктивно. За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 * 1041300}{363,64} = 286,35 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 300 * 500 = 6000 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо армування 2Ø14 A400C з $A_{st} = 308,0 \text{ мм}^2$.

2.3.3. Розрахунок проміжної розпірки.

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

$$M_p = 2 * M_c = 2 * 5,02 = 10,04 \text{ кН * м};$$

Переріз розпірки прямокутний і має розміри:

$$b \times h \times d = 500 \times 400 \times 360 \text{ мм};$$

Армування розпірки подвійне симетричне. Площа армування:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{M_p}{f_{yd} * (d - c)} = \frac{10,04 * 10^6}{363,64 * (360 - 40)} = 86,28 \text{ мм}^2;$$

За конструктивними вимогами кількість арматури повинна бути не менше ніж:

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c = 0,002 * 500 * 400 = 400 \text{ мм}^2;$$

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 400 * 500 = 9600 \text{ мм}^2;$$

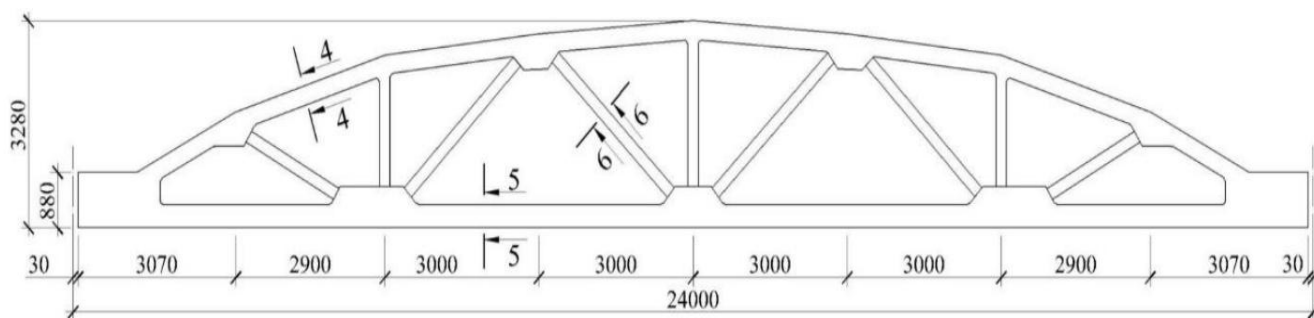
Приймаємо армування 3Ø14 A400C з $A_{st} = 462,0 \text{ мм}^2$.

2.4. РОЗРАХУНОК РОЗКОСНОЇ ФЕРМИ ПОКРИТТЯ Ф-2.

2.4.1. Загальні положення.

Розрахунок ферми проводиться в програмному комплексі «ЛІРА-САПР». Розрахунок проводиться для невизначені конструкції.

а



б

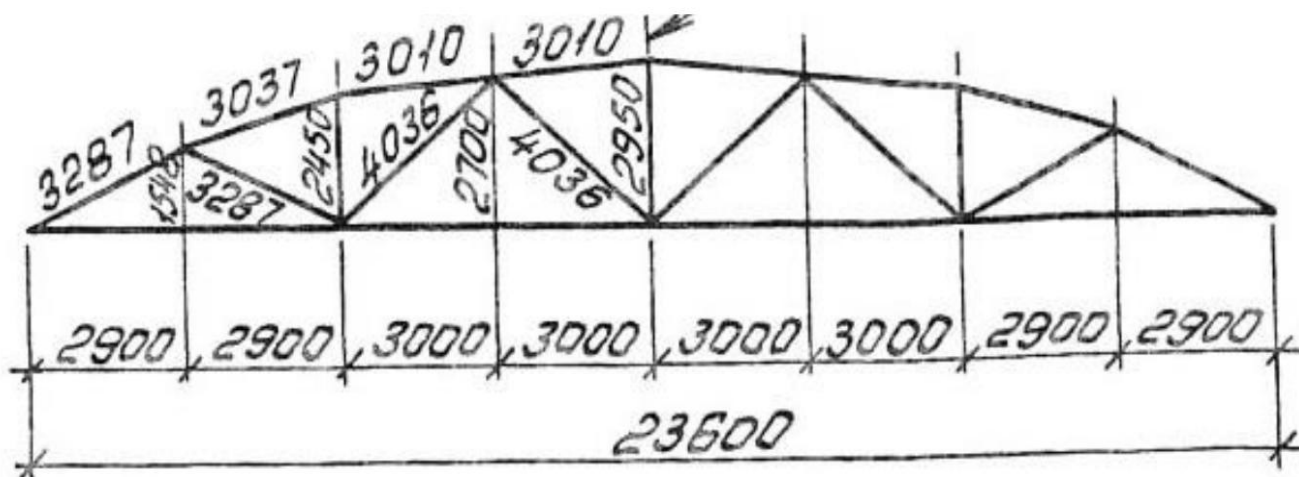


Рис. 22 – а) Загальний вигляд залізобетонної розкісної ферми Ф-2;

б) розрахункова схема ферми Ф-2;

Після визначення зусиль в елементах ферми виконують конструктивний розрахунок стрижнів верхнього та нижнього поясів та розкосів. Верхній пояс розраховують на позacentровий тиск, а нижній пояс та розкоси – на позacentровий розтяг. Нижній пояс виконують попередньо напруженим. Розглядаємо розкісну ферму прольотом 24 м, марка за проектом Ф-2.

2.4.2. Статичний розрахунок.

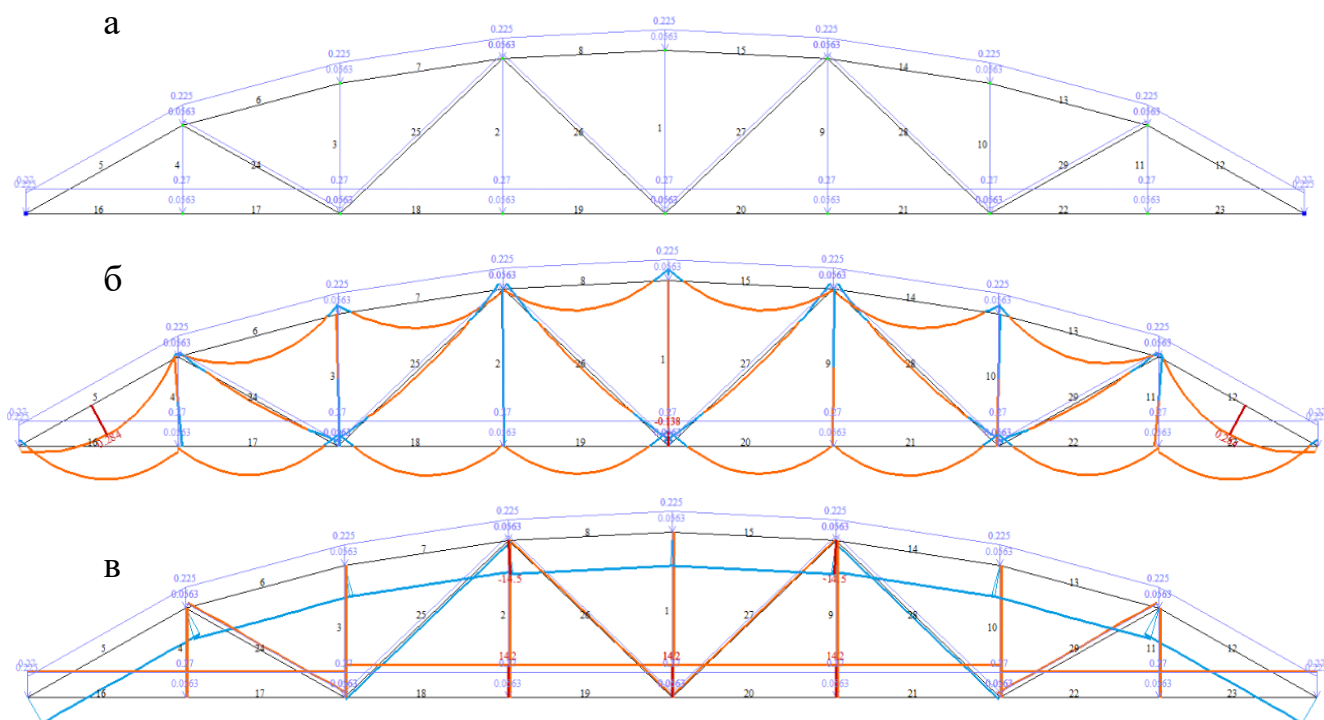


Рис. 23 – а) Розрахункова схема навантаження від власної ваги ферми Ф-2;
б) Епюри згинальних моментів M_u від власної ваги ферми; в) Епюри повздовжніх сил N від власної ваги ферми.

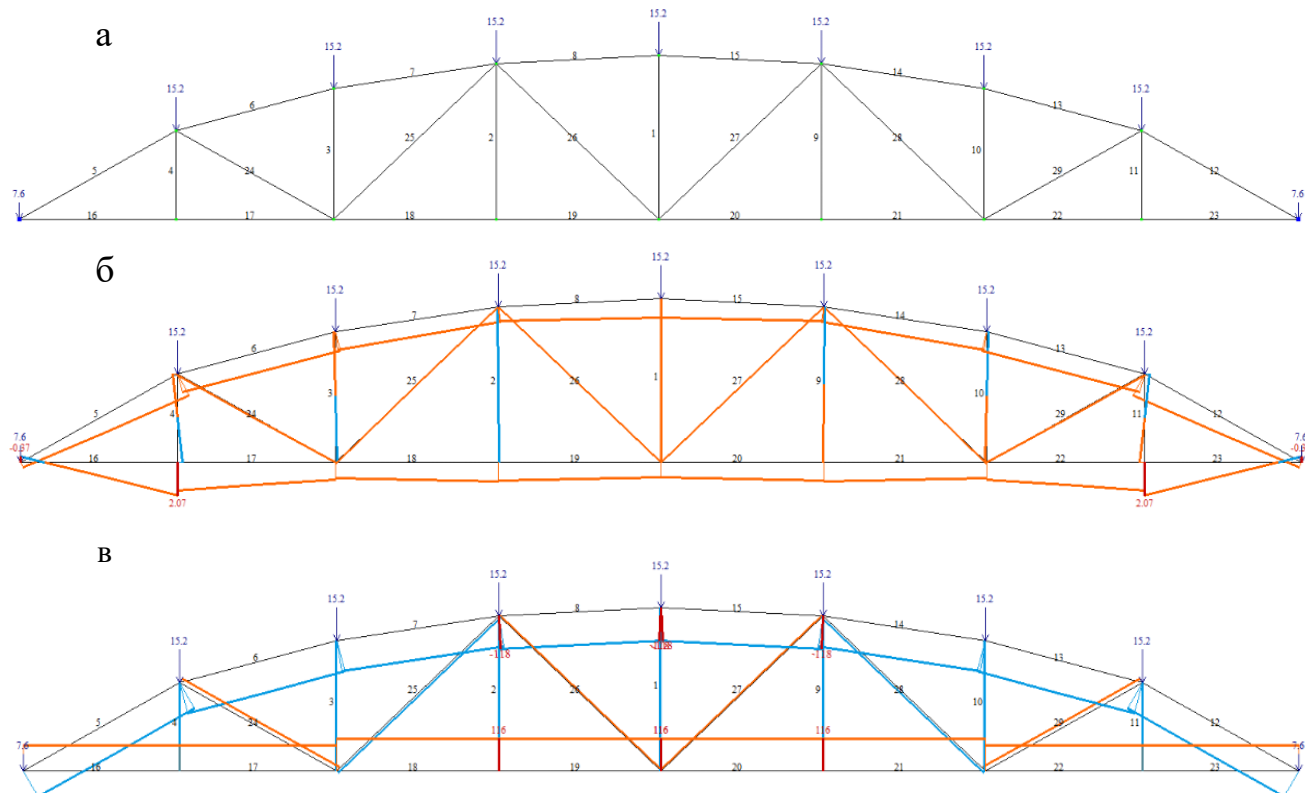


Рис. 24 – а) Розрахункова схема навантаження; б) Епюри згинальних моментів M_u ; в) Епюри повздовжніх сил N від навантаження покрівлі.

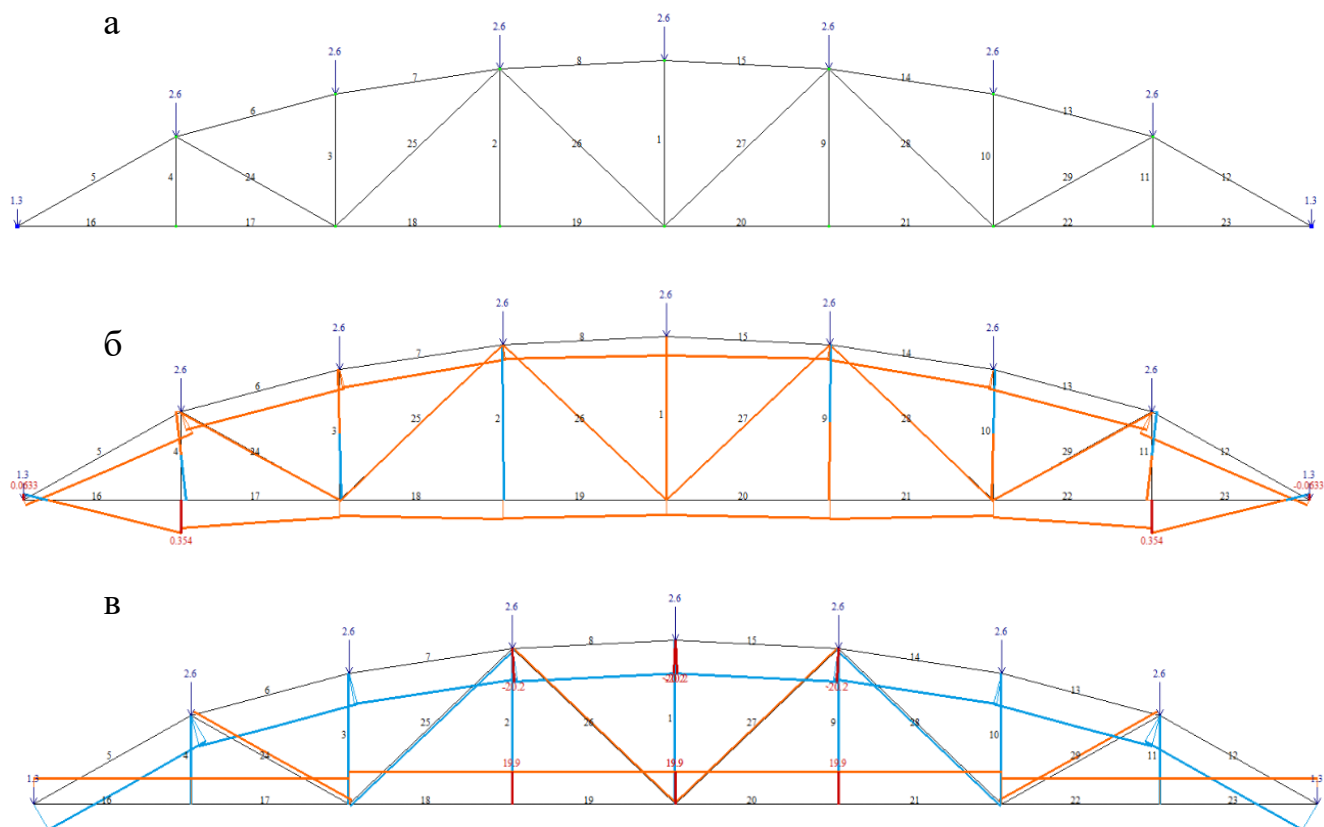


Рис. 25 – а) Розрахункова схема навантаження; б) Епюри згинальних моментів M_u ; в) Епюри повздовжніх сил N від снігового навантаження.

2.4.3. Розрахунок нижнього поясу.

Таблиця 7. – РСУ нижнього поясу ферми.

ЕЛЕМ	НС	КРТ	СТ	КС	Г	N, т	MK, т*м	MY, т*м	QZ, т	MZ, т*м	QY, т	ЗАГРУЖЕННЯ
16	1	1	1		A1	124.63	0	-.20021	1.7433	0	0	1...3
16	2	1	1		A1	124.63	0	3.7201	.96035	0	0	1...3
16	2	32	1		A1	108.14	0	3.1988	.76973	0	0	1 2
17	1	1	1		A1	125.04	0	3.3641	-.76000	0	0	1...3
17	1	31	1		A1	108.49	0	2.8910	-.60848	0	0	1 2
17	2	1	1		A1	125.04	0	.02477	-1.5430	0	0	1...3
18	1	1	1		A1	157.34	0	-.18526	1.4396	0	0	1...3
18	2	1	1		A1	157.34	0	2.9186	.62963	0	0	1...3
18	2	32	1		A1	136.52	0	2.5120	.49574	0	0	1 2
19	1	1	1		A1	157.41	0	2.8267	-.46177	0	0	1...3
19	1	31	1		A1	136.58	0	2.4324	-.35134	0	0	1 2
19	2	1	1		A1	157.41	0	.22646	-1.2717	0	0	1...3
20	1	1	1		A1	157.41	0	.22646	1.2717	0	0	1...3
20	2	1	1		A1	157.41	0	2.8267	.46177	0	0	1...3
20	2	32	1		A1	136.58	0	2.4324	.35134	0	0	1 2
21	1	1	1		A1	157.34	0	2.9186	-.62963	0	0	1...3
21	1	31	1		A1	136.52	0	2.5120	-.49574	0	0	1 2
21	2	1	1		A1	157.34	0	-.18526	-1.4396	0	0	1...3
22	1	1	1		A1	125.04	0	.02477	1.5430	0	0	1...3
22	2	1	1		A1	125.04	0	3.3641	.76000	0	0	1...3
22	2	32	1		A1	108.49	0	2.8910	.60848	0	0	1 2
23	1	1	1		A1	124.63	0	3.7201	-.96035	0	0	1...3
23	1	31	1		A1	108.14	0	3.1988	-.76973	0	0	1 2
23	2	1	1		A1	124.63	0	-.20021	-1.7433	0	0	1...3

Вихідні дані для розрахунку.

1. Геометричні характеристики перерізу:

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

2. Характеристика арматури:

- Клас попередньо напруженої арматури: K1400;
- Модуль пружності арматури $E_p = 180000$ МПа;
- Коефіцієнт надійності арматури: $\gamma_s = 1,2$;
- Характеристичне значення опору арматури розтягу $f_{pk} = 1470$ МПа;
- Характеристичне значення умовної межі текучості: $f_{p0,1k} = 575$ МПа;
- Розрахункове значення опору арматури розтягу: $f_{pd0} = 1112,5$ МПа;
- Відносні деформації видовження арматури: $\varepsilon_{p0} = 0,0062$;

3. 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: $\varepsilon_{cz,cd} = 0,0072$, $\varepsilon_{cu3,cd} = 0,028$;

4. Комбінація зусиль:

$$M_{Ed} = 28,3 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{Ed} = 1574,1 \text{ кН};$$

2.4.4. Розрахунок попередньо напруженої конструкції.

Для розрахунку використовується деформаційний метод. Необхідно врахувати враховувати деформацію розтягу арматури від попереднього напруження при розрахунку попередньо напруженої конструкції:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\sigma_{pm0}(x)}{E_p} = \frac{1102,5}{180000} = 0,0061;$$

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

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0}(x) &= \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} = \\ &= \min\{0,75 * 1470 = 1102,5; 0,85 * 1335 = 1134,75\} = 1102,5 \text{ МПа};\end{aligned}$$

Гранична відносна деформація арматури, з урахуванням цього попереднього напруження, при зовнішньому навантаженні не повинна перевищувати величини:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 0,0126 - 0,0061 = 0,0065;$$

Відповідний цій граничній деформації розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$\begin{aligned}f_{pud} &= f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) * \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = \\ &= 1112,5 + \left(\frac{1470}{1,2} - 1112,5 \right) * \frac{0,0065 - 0,0062}{0,014 - 0,0062} = 1116,8 \text{ МПа};\end{aligned}$$

Визначаємо область роботи перерізу.

$$\begin{aligned}\xi_{a,p} &= \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0,72}{0,72 + 6,5} = 0,0997; \\ \xi_{b,p} &= \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{2,8}{2,8 + 6,5} = 0,3011; \\ \xi_{lim,p} &= \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{2,8}{2,8 + 6,2 - 6,1} = 0,9655; \\ \alpha_{m,a,p} &= 0,0831 < \alpha_{m,b,p} = 0,2277 < \alpha_{m,p,lim} = 0,4848;\end{aligned}$$

При розрахунку позацентрово 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:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 1574,1 * (0,018 - 0,18 + 0,05) = -176,3 \text{ кН} * \text{м};$$

де e – ексцентриситет розтягуючого зусилля відносно центра ваги перерізу:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{28,3}{1574,1} = 0,018 \text{ м};$$

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

$$A_{st1} = \frac{N_{Ed} * e_{s2}}{f_{pud}(d - c_1)} = \frac{1574,1 * 1000 * 0,148}{1116,8 * (0,31 - 0,05)} = 802,3 \text{ мм}^2;$$

$$e_{s2} = e + 0,5h - c_1 = 0,018 + 0,5 * 0,36 - 0,05 = 0,148 \text{ м};$$

Площу арматури A_{st2} знаходять з рівняння:

$$A_{st2} = \frac{N_{Ed} * e_{s1}}{f_{pud}(d - c_1)} = \frac{1574,1 * 1000 * 0,112}{1116,8 * (0,31 - 0,05)} = 607,2 \text{ мм}^2;$$

$$e_{s1} = 0,5h - e - c_1 = 0,5 * 0,36 - 0,018 - 0,05 = 0,112 \text{ м};$$

Приймаємо 4Ø16 K1400 $A_{st} = 804,0 \text{ мм}^2$.

2.5.4.1. Геометричні характеристики перерізу.

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

$$\alpha_{sp} = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{180000}{34500} = 5,22; \quad \alpha_{scp} = \frac{E_{cp}}{E_{cm}} = \frac{180000}{34500} = 5,22;$$

Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = 300 * 360 = 108000 \text{ мм}^2;$$

Площа приведенного поперечного перерізу бетону:

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_c + \alpha_{sp}A_{sp} + \alpha_{scp}A_{scp} = \\ &= 108000 + 5,22 * 849,6 + 5,22 * 849,6 = 116868,8 \text{ мм}^2; \end{aligned}$$

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b * h * 0,5h = 300 * 360 * 0,5 * 360 = 19\,440\,000 \text{ мм}^3;$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned} S_{red} &= S_c + \alpha_{sp}A_{sp}c_p + \alpha_{scp}A_{scp}(h - c_{p1}) = \\ &19440000 + 5,22 * 849,6 * 50 + 5,22 * 849,6 * (320 - 50) = 20859171,8 \text{ мм}^3; \end{aligned}$$

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

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{19\,440\,000}{108\,000} = 180 \text{ мм}; \quad y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20\,859\,171,8}{116\,868,8} = 178 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 178 - 50 = 128 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_{p1} - y_{0,red} = 360 - 178 - 50 = 128 \text{ мм};$$

Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_c = \sum(I_{ci} + A_{ci}y_{ci}^2) = \frac{bh^3}{12} + b * h * (y_{0,c} - 0,5h)^2 =$$

$$= \frac{300 * 360^3}{12} + 300 * 360 * (178 - 0,5 * 360)^2 = 1\,166\,832\,000 \text{ мм}^4;$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + b * h * (y_{0,red} - 0,5h)^2 + \alpha_{sp}A_{sp}(y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{scp}A_{scp}(h - y_{0,red} - c_{p1})^2$$

$$I_{red} = \frac{300 * 360^3}{12} + 300 * 360 * (178 - 0,5 * 360)^2 + 5,22 * 849,6 * (178 - 50)^2$$

$$+ 5,22 * 849,6 * (360 - 178 - 50)^2 = 1\,316\,767\,505 \text{ мм}^4;$$

Відносно нижньої грані:

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1\,316\,767\,505}{178} = 7\,397\,570 \text{ мм}^3;$$

Відносно верхньої грані:

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1\,316\,767\,505}{360 - 178} = 7\,234\,986 \text{ мм}^3;$$

2.5.4.2. Попереднє напруження і втрати напружень в арматурі.

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

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,75f_{pk} = 0,75 * 1470 = 1102,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,85f_{p0,1k} = 0,85 * 1335 = 1134,75 \text{ МПа};$$

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

$$\sigma_{p,max} = 0,8f_{pk} = 0,8 * 1470 = 1176 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} = 0,9f_{p0,1k} = 0,9 * 1335 = 1201,5 \text{ МПа};$$

Значення напружень при натягуванні σ_p приймають:

$$0,3 * f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq \sigma_{p,max}; \quad 0,3 * 1335 = 400,5 \leq 1000 \leq 1176;$$

Умова виконується.

2.5.4.3. Миттєві втрати попереднього напруження.

В розрахунку потрібно врахувати миттєві (технологічні) втрати попереднього напруження в момент часу $t = t_0$, що виникають зразу після натягу і анкерування або передачі попереднього напруження (при натягуванні на упори).

Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r (для арматури класу K1400 при механічному способі натягу):

$$\begin{aligned} \Delta P_r &= A_p * \left(0,22 * \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max} = \\ &= 849,6 * \left(0,22 * \frac{1176}{1335} - 0,1 \right) * 1176 = 93\,716,1 \text{ Н}; \end{aligned}$$

ΔP_θ – температурні втрати, що виникають у випадку теплової обробки збірних залізобетонних елементів:

$$\begin{aligned} \Delta P_\theta &= 0,5 * A_p * E_p * \alpha_c (T_{max} - T_0) = 0,5 * 849,6 * 180000 * 0,00001 * 65 \\ &= 49701,6 \text{ Н}; \end{aligned}$$

де $j = (n - 1)/2n = 0,5$; n – число стрижнів, які натягуються не одночасно;
 $E_{cm}(t) = 34500 \text{ МПа}$.

Зусилля попереднього напруження з врахуванням миттєвих втрат:

$$\begin{aligned} P_{0,c} &= \sigma_{p0m} A_p - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4; \\ P_{0,c} &= 1102,5 * 849,6 - 93716,1 - 49701,6 - 25488 - 0 - 12638,7 \\ &= 755139,6 \text{ Н}; \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c}z_{cp}y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{755139,6}{116868,8} + \frac{755139,6 * 128 * 178}{1\,316\,767\,505} = 19,5 \text{ МПа};$$

$$\text{де } z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 178 - 50 = 128 \text{ мм.}$$

Визначаємо силу попереднього напруження арматури $P_{m,0}(x)$ в момент часу $t = t_0$ отримуємо відніманням від сили натягу P_{max} миттєвих втрат, і вона не повинна перевищувати величини:

$$P_{m,0}(x) = A_p * \sigma_{p0m}(x) = 849,6 * 1102,5 = 936\,684 \text{ Н};$$

Зусилля попереднього напруження $P_{m,0}$ з врахуванням миттєвих втрат:

$$P_{m,0} = P_{0,c} - \Delta P_{el} = 755139,6 - 19570,4 = 735\,569,2 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 936\,684 \text{ Н};$$

Умова виконується.

Знаходимо значення, яке є обмежувальним для напружень в бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c = \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0}z_{cp}y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{755139,6}{116868,8} + \frac{755139,6 * 128 * 178}{1\,316\,767\,505} = 19,5 \text{ МПа};$$

Напруження стиску у бетоні повинні обмежуватись величиною:

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) = 0,6 * 25,5 = 15,3 \text{ МПа};$$

$$\sigma_c = 19,5 \leq 0,6f_{ck}(t) = 0,6 * 25,5 = 15,3 \text{ МПа} - \text{умова не виконується.}$$

Знаходимо залежні від часу втрати попереднього напруження. Середнє значення сили напруження $\Delta P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ визначається з урахуванням залежних від часу втрат $\Delta P_{c+s+r}(x)$ як наслідок повзучості і усадки бетону та довготривалої релаксації напруженої сталі:

$$\Delta P_{m,t}(x) = P_{m,0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x);$$

Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) * (1 + 0,8 \phi(t, t_0))};$$

$$\begin{aligned}
&= 849,6 * \frac{0,00023 * 180000 + 0,8 * 231,5 + \frac{180000}{34500} * 2,3 * 17,75}{1 + \frac{180000 * 849,6}{34500 * 108000} \left(1 + \frac{108000}{1166832000} * 128^2\right) (1 + 0,8 * 2,3)} \\
&= 288777 \text{ Н};
\end{aligned}$$

Абсолютна величина зміни напружень в арматурі, викликана релаксацією напруженої арматури, визначається при напруженнях:

$$\sigma_p = \sigma(G + P_{m,0} * \phi_2 Q);$$

Напруження у бетоні, прилеглому до арматури:

$$\begin{aligned}
\sigma_{c,QP} &= \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c} = \\
&= \frac{176,3 * 10^6}{1166832000} + \frac{755139,6}{108000} + \frac{755139,6 * 128^2}{1166832000} = 17,75 \text{ МПа};
\end{aligned}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$M_{Ed,l} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 1574,1 * (0,018 - 0,18 + 0,05) = -176,3 \text{ кН * м};$$

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{28,3}{1574,1} = 0,018 \text{ м};$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,000216 - 0,0000335 = 0,000183;$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 0,93 * 0,00051 = 0,00047;$$

Умовний розмір поперечного перерізу:

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 108000}{1320} = 163,63 \text{ мм};$$

Розвиток деформації усадки при висиханні:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,46 * 0,00047 = 0,000216;$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{100 - 28}{(100 - 28) + 0,04 * \sqrt{163,63^3}} = 0,46;$$

Деформації внутрішньої усадки:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,875 * 38,75 * 10^{-6} = 33,5 * 10^{-6};$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 38,75 * 10^{-6};$$

$$\beta_{es}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 * 100^{0,5}) = 0,865;$$

Клас за релаксацією – 1 – дріт або канат із звичайною релаксацією. Значення ρ_{1000} може прийматися 8% для класу 1.

Втрати на релаксацію:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} &= 5,39 * \rho_{1000} * e^{6,7\mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} * 10^{-5} = \\ &= 5,39 * 8 * 2,72^{0,75*6,7} * \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75*(1-0,75)} * 10^{-5} = 0,21; \end{aligned}$$

де $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1102,5}{1470} = 0,75$; t – час після напруження (500 000 год.).

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} * 0,21 = 1102,5 * 0,21 = 231 \text{ МПа};$$

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

$$P_{m,t}(x) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 755139,6 - 288777 = 466,4 \text{ кН};$$

Для величини $P_{m,t}(x)$ мають виконуватись умови:

$$P_{m,t}(x) = 466,4 \text{ кН} < 0,65f_{pk}A_{sp} = 0,65 * 1470 * 849,6 * 10^{-3} = 811,8 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} P_{m,t}(x) < P_{m,0}(x) - 100A_{sp}; \quad 466,4 \text{ кН} < 755139,6 - 100 * 849,6 \\ &= 670179 \text{ Н}; \end{aligned}$$

Умови виконуються.

Напруження в попередньо напруженій арматурі з врахуванням усіх втрат:

$$\sigma_p = \frac{P_{m,t}(x)}{A_p} = \frac{466\,400}{849,6} = 548,9 \text{ МПа};$$

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

$$0 \leq \sigma_p = 548,9 < f_{pd0} = 1112,5;$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_s} = \frac{548,9}{180000} = 0,0031 = 3,1\%;$$

Ексцентриситет розтягуючого зусилля відносно центра ваги перерізу:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{28,3}{1574,1} = 0,018 \text{ м};$$

Ексцентриситет зусилля N_{Ed} відносно більш розтягнутої арматури:

$$e_{s1} = y_{0,red} - c - e = 178 - 50 - 18 = 110 \text{ мм};$$

Ексцентриситет розтягуючого зусилля N_{Ed} відносно центральної вісі менш розтягнутої арматури:

$$e_{s2} = h - y_{0,red} - c_1 + e = 360 - 178 - 50 + 18 = 150 \text{ мм};$$

З урахуванням попереднього напруження уточнюємо граничну відносну деформацію арматури:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 0,011 - 0,0061 = 0,0049 \text{ м};$$

Цій граничній деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$\begin{aligned} f_{pud} &= f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) * \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = \\ &= 1112,5 + \left(\frac{1470}{1,2} - 1112,5 \right) * \frac{0,0065 - 0,0062}{0,014 - 0,0062} = 1116,8 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

Міцність позацентрово розтягнутих елементів при малих ексцентриситетах перевіряємо з умов:

$$N_{Ed} e_{s1} = 172700 < A_{st2} f_{pud} (d - c_1) = 802,3 * 1116,8 * 260 = 232962246;$$

$$N_{Ed} e_{s2} = 235515 < A_{st1} f_{pud} (d - c_1) = 607,2 * 1116,8 * 260 = 176311449;$$

Умови міцності забезпечені, армування достатньо для забезпечення міцності нижнього поясу.

Розрахуємо момент тріщиноутворення в залізобетонній частині перерізу за спрощеною методикою:

$$\begin{aligned} M_{crc} &= M_{Rk} + M_{rp} = f_{ctm} \gamma W_{red}^{inf} + r_{inf} P_{m,t}(x) \left(z_{cp} + \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} \right) = \\ 2,8 * 1,75 * 7397570 &+ 0,95 * 466400 * \left(128 + \frac{7397570}{116868,8} \right) = 121,01 \text{ кНм}; \end{aligned}$$

Перевіряємо тріщиностійкість:

$$M_{Ek} = 28,3 \text{ кНм} < M_{crc} = 121,01 \text{ кНм};$$

У випадку малих ексцентриситетів та за умови, що висота стиснутої зони мала, розрахунок можна виконувати як для центрально розтягнутого елемента:

$$N_{Ek} = 855 \text{ кН} < N_{crc} = 1015,7 \text{ кН};$$

$$N_{crc} = f_{ctm} \gamma A_{red} + r_{inf} P_{m,t}(x) = \\ = 2,8 * 1,75 * 116868,8 + 0,95 * 466400 = 1015,7 \text{ кН};$$

Обидві умови виконуються, отже тріщини від зовнішнього навантаження не утворюються.

2.4.5 Розрахунок верхнього поясу.

Таблиця 8. – РСУ верхнього поясу.

ЕЛЕМ	НС	КРТ	СТ	КС	Г	N, т	МК, т*м	МУ, т*м	QZ, т	MZ, т*м	QY, т	ЗАГРУЖЕНИЯ
5	1	2	1		A1	-141.79	0	.20021	.88394	0	0	1...3
5	2	2	1		A1	-141.44	0	2.0340	.23144	0	0	1...3
5	2	34	1		A1	-122.69	0	1.7361	.15043	0	0	1 2
6	1	2	1		A1	-146.02	0	1.7312	-.43351	0	0	1...3
6	1	33	1		A1	-126.71	0	1.4807	-.33455	0	0	1 2
6	2	2	1		A1	-145.82	0	-.57570	-1.0860	0	0	1...3
7	1	2	1		A1	-140.32	0	-.74945	1.3199	0	0	1...3
7	2	2	1		A1	-140.27	0	2.2081	.64497	0	0	1...3
7	2	34	1		A1	-121.70	0	1.8992	.51825	0	0	1 2
8	1	2	1		A1	-156.33	0	2.0759	-.50618	0	0	1...3
8	1	33	1		A1	-135.66	0	1.7845	-.39834	0	0	1 2
8	2	2	1		A1	-156.28	0	-.46390	-1.1811	0	0	1...3

ЕЛЕМ	НС	КРТ	СТ	КС	Г	N, т	МК, т*м	МУ, т*м	QZ, т	MZ, т*м	QY, т	ЗАГРУЖЕНИЯ
12	1	2	1		A1	-141.79	0	.20021	.88394	0	0	1...3
12	2	2	1		A1	-141.44	0	2.0340	.23144	0	0	1...3
12	2	34	1		A1	-122.69	0	1.7361	.15043	0	0	1 2
13	1	2	1		A1	-146.02	0	1.7312	-.43351	0	0	1...3
13	1	33	1		A1	-126.71	0	1.4807	-.33455	0	0	1 2
13	2	2	1		A1	-145.82	0	-.57570	-1.0860	0	0	1...3
14	1	2	1		A1	-140.32	0	-.74945	1.3199	0	0	1...3
14	2	2	1		A1	-140.27	0	2.2081	.64497	0	0	1...3
14	2	34	1		A1	-121.70	0	1.8992	.51825	0	0	1 2
15	1	2	1		A1	-156.33	0	2.0759	-.50618	0	0	1...3

Розрахункові зусилля для верхнього поясу. Комбінація зусиль:

$$M_{Ed} = 20,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{Ed} = 1563,3 \text{ кН}.$$

2.5.5.1 Розрахунок в площині дії моменту.

Розрахункова довжина в площині дії моменту:

$$l_0 = l = 3050 \text{ мм};$$

Випадковий ексцентриситет:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{l_0}{500}; \frac{h}{30}; 10 \right\} = \max \left\{ \frac{3050}{500}; \frac{360}{30}; 10 \right\} = \max \{5,08; 12; 10\} = 12 \text{ мм};$$

Гнучкість:

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{3050}{103,9} = 29,36;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} = \sqrt{\frac{360^2}{12}} = 103,9 \text{ мм};$$

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26,2}{\sqrt{0,74}} = 30,46;$$

$A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$; n – відносна осьова сила.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1563,3 * 1000}{300 * 360 * 19,5} = 0,74;$$

$$\lambda_{lim} = 30,46 > \lambda = 29,36;$$

Умова виконується, отже, вплив поздовжнього вигину не враховується.

Значення коефіцієнтів k , β і ω_c :

$$k = 0,7428; \quad \beta = 0,4389; \quad \omega_c = 0,8714;$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} * e_{s1} = N_{Ed} * (e_{tot} + 0,5h - c) = \\ &= 1563,3 * (0,12 + 0,5 * 0,36 - 0,05) = 390,8 \text{ кН * м}; \end{aligned}$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s * (k_{s1} - k_{s2});$$

$$\alpha_{m1} = \xi * (1 - \beta * \xi) + \alpha_s * k_{s2} * (1 - \delta);$$

Моментний параметр:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{390,8 * 10^6}{0,8714 * 19,5 * 300 * 310^2} = 0,7977;$$

Силовий параметр:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1563,3 * 10^3}{0,8714 * 19,5 * 300 * 310} = 0,9893;$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0,6416;$$

$$\xi_{lim} = 0,6416 < \xi = \alpha_n = 0,9893 < \frac{h}{d} = \frac{360}{310} = 1,16;$$

Виходячи з умов, переріз працює в області деформування III.

Приймаємо $\xi = \alpha_n = 0,9893$:

$$k_s = \frac{\xi_2(a+1) - a}{\xi_2} = \frac{0,9893 * (1,93 + 1) - 1,93}{0,9893} = 0,9791;$$

$$\alpha_n(\xi_2) = \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2(1 - \beta\xi_2)}{1 - \delta} k_s$$

$$\alpha_n(\xi_2) = 0,9893 + \frac{0,7977 - 0,9893 * (1 - 0,4389 * 0,9893)}{1 - 0,16} * 0,9791 = 1,16;$$

$$\frac{1,16 - 0,9893}{1,16} = 14,7\%;$$

$$\xi_{lim} = 0,6416 < \xi = \alpha_n = 1,16 < \frac{h}{d} = \frac{360}{310} = 1,16;$$

Продовжуємо ітерації. Приймаємо $\xi = \alpha_n = 0,8$:

$$k_s = \frac{\xi_2(a+1) - a}{\xi_2} = \frac{0,8 * (1,93 + 1) - 1,93}{0,8} = 0,5175;$$

$$\alpha_n(\xi_2) = 0,8 + \frac{0,9074 - 0,8 * (1 - 0,4389 * 0,8)}{1 - 0,16} * 0,5175 = 1,03;$$

$$\frac{1,03 - 0,8}{1,03} = 22,3\%;$$

$$\xi_{lim} = 0,6416 < \xi = \alpha_n = 1,03 < \frac{h}{d} = \frac{360}{310} = 1,16;$$

Продовжуємо ітерації. Приймаємо $\xi = \alpha_n = 0,67$:

$$k_s = \frac{\xi_2(a+1) - a}{\xi_2} = \frac{0,67 * (1,93 + 1) - 1,93}{0,67} = 0,049;$$

$$\alpha_n(\xi_2) = 0,67 + \frac{0,9074 - 0,67 * (1 - 0,4389 * 0,67)}{1 - 0,16} * 0,049 = 0,695;$$

$$\frac{0,695 - 0,67}{0,695} = 3,6\%;$$

Умова виконується – ітерації можна припинити.

$$A_s = A_{st} = A_{sc} = \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \beta\xi) \omega_c * f_{cd} * b * d}{k_{sc}(1 - 0,16)f_{yd}};$$

З конструктивних вимог площа армування повинна складати не менше:

$$\frac{A_{min}}{2} = \frac{0,1 * N_{Ed}}{2 * f_{yd}} = \frac{0,1 * 1563,3 * 1000}{2 * 363,4} = 214,9; \quad 0,002 * \frac{A_c}{2} = 108;$$

З конструктивних вимог площа армування повинна складати не більше:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 360 * 300 = 2400 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо: 2Ø12 A400C – $A_s = 256 \text{ мм}^2$.

РОЗДІЛ III

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.

Організація будівельного виробництва на сучасному етапі базується на застосуванні потокового методу, який є провідною концепцією для досягнення максимальної економічної та технологічної ефективності. Основна перевага цього підходу полягає у перетворенні будівництва з дискретного процесу на безперервний конвеєр. Це дозволяє не лише скоротити загальні терміни зведення об'єкта, а й значно підвищити продуктивність праці за рахунок спеціалізації робочих ланок. Кожна бригада, виконуючи однотипні операції на різних захватках, доводить свої навички до автоматизму, що прямо впливає на якість виконання монтажних робіт.

Ведучі процеси в межах потоку реалізуються таким чином, щоб гарантувати геометричну незмінність, просторову стійкість і міцність як окремих вузлів, так і всієї споруди в цілому. Важливим аспектом є впровадження комплексної механізації: використання високоефективних кранів та засобів малої механізації дозволяє організувати роботу у дві зміни. Це створює умови для рівномірного навантаження на матеріально-технічну базу та стабільного споживання енергоресурсів, що в результаті мінімізує виробничі ризики та простої техніки.

Особлива увага приділяється підготовчому етапу, оскільки від його ретельного планування залежить безперебійність подальших циклів. У випадках, коли будівництво ведеться на базі існуючих споруд, що зазнали пошкоджень, підготовка включає складні демонтажні роботи. Зокрема, необхідно виконати розбирання аварійних ділянок цегляного мурування, зрізання деформованих колон із оголенням робочої арматури та ретельне очищення поверхонь від бетонного пилу. Також критично важливим є відновлення або улаштування тимчасових інженерних мереж, таких як водопостачання та водовідведення, для забезпечення належних санітарно-побутових умов на майданчику.

Технологічна послідовність передбачає поділ об'єкта на захватки — геометрично рівні частини будівлі, де повторюються однакові комплекси робіт. Основною умовою безпечного переходу з однієї захватки на іншу є набуття

бетоном у стиках конструкцій так званої монтажної міцності, яка повинна складати не менше 70% від проєктного значення. Тільки після документального підтвердження міцності вузлів допускається навантаження каркаса наступними конструктивними елементами. Такий підхід забезпечує не лише швидкість, а й високий рівень охорони праці, оскільки кожен етап будівництва є завершеним та структурно надійним.

3.2. МЕТОДИ ВИКОНАННЯ МОНТАЖНИХ РОБІТ.

3.2.1. Монтаж збірних залізобетонних підкранових балок.

Монтаж підкранових балок довжиною 6 м виконується за допомогою траверс або двовіткових стропів, якими захоплюють конструкції за петлі або в обхват. Подача елементів здійснюється безпосередньо з транспортних засобів або з місць попереднього розкладання. Для забезпечення точності на опори колон і торці балок наносять осьові риски, суміщення яких є обов'язковим етапом робіт.

Вивірка висотних позначок верхніх полиць проводиться з приставних або навісних драбин, а регулювання положення здійснюється сталевими підкладками. До розстроповки кожен балку необхідно остаточно вивірити та надійно закріпити у проєктному положенні. Це гарантує правильну геометрію підкранових колій та загальну стійкість каркаса будівлі під час монтажу.



Рис. 26 – Підкранові балки в залізобетонному каркасі.

3.2.2. Монтаж збірних залізобетонних плит покриття.

Плити покриття монтуються шляхом захоплення за монтажні петлі або спеціальні отвори в бетоні. Для забезпечення рівномірного розподілу ваги стропування виконується мінімум за чотири точки, а для великорозмірних елементів використовують трьохтраверсні пристрої зі збільшеною кількістю точок підвісу. Після подачі у зону монтажу кожна плита вивіряється за відповідними рисками, нанесеними на її торці та опорні вузли кроквяних ферм.

Процес укладання організовується з дотриманням суворих вимог техніки безпеки: перші крайні плити оснащуються захисним огородженням ще до підйому. Усі наступні елементи покриття монтажники встановлюють, перебуваючи на вже змонтованих і надійно закріплених плитах. Остаточна фіксація проводиться шляхом зварювання закладних деталей згідно з проєктними кресленнями, що гарантує жорсткість усього диска покриття.

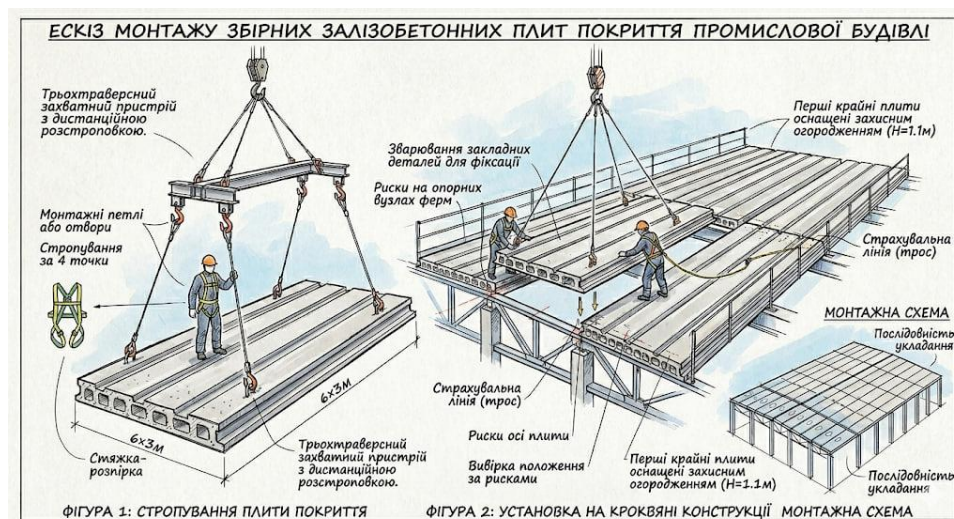


Рис. 27 – Ескіз монтажу збірних залізобетонних плит покриття.

3.2.3. Монтаж збірних залізобетонних кроквяних ферм.

Ферми довжиною до 24 м, включаючи 18-метрові конструкції, постачаються на будівельний майданчик у зібраному вигляді. Їх монтаж дозволяється розпочинати лише після того, як усі розташовані нижче опорні елементи каркаса будуть остаточно закріплені в проєктному положенні. Для точного позиціонування на опори заздалегідь наносять риси поздовжніх і поперечних осей, що мінімізує похибки при встановленні. Процес може здійснюватися як безпосередньо з коліс, так

і з місць попереднього розкладання, яке виконується з урахуванням радіуса дії крана для зручного подальшого укладання плит покриття.

Залізобетонні ферми стропують у вузлах із підкосами, використовуючи штирові захвати або метод «в обхват» із системою дистанційної розстроповки. Вивірка конструкцій проводиться безпосередньо під час їхнього встановлення на колони. Важливим аспектом забезпечення стійкості є тимчасове розкріплення: першу змонтовану ферму фіксують за допомогою сталевих розчалювань, а кожен наступний одиницю з'єднують із попередньою за допомогою спеціальних інвентарних стяжок-розпірок. Такий підхід гарантує геометричну незмінність покриття до моменту зварювання закладних деталей та укладання плит.

3.2.4. Монтаж залізобетонних колон.

Технологічний процес зведення монолітних залізобетонних колон є багатоетапним комплексом робіт, де кожен крок критично впливає на геометричну точність та несучу здатність усієї будівлі. Все починається з детального приймання основи: поверхня фундаменту або плити перекриття має бути повністю очищена від цементного молока, бруду та напливів бетону, щоб забезпечити монолітність з'єднання. Геодезисти за допомогою тахеометрів або лазерних рівнів виносять головні осі, після чого фарбою маркуються контури кожної колони. Особлива увага приділяється випускам арматури: якщо вони відхилилися від проекту під час попереднього бетонування, їх обережно вирівнюють, не допускаючи нагріву, який може послабити метал.

Армування починається з монтажу вертикальних стержнів. Якщо каркас не був зібраний заздалегідь на майданчику, то до випусків спочатку прив'язують кутові робочі стержні, а потім, згідно з кресленнями КЖ, встановлюють поперечну арматуру – хомути. Крок хомутів зазвичай ущільнюється у верхній та нижній зонах колони, де виникають найбільші зусилля. Всі з'єднання фіксуються в'язальним дротом або за допомогою зварювальних кліщів. На цьому етапі вкрай важливо встановити дистанційні прокладки (фіксатори), які не дозволять арматурі

наблизитися до краю опалубки, гарантуючи рівномірний захисний шар бетону, що захистить метал від корозії протягом десятиліть.

Монтаж опалубки вимагає ювелірної точності. Щити, виготовлені з вологостійкої фанери на сталевому каркасі, ретельно очищають і покривають спеціальними емульсіями. Якщо планується висока колона (понад 4-5 метрів), опалубку часто збирають «черевиком», залишаючи одну сторону відкритою для зручності монтажу арматури, після чого закривають її повністю. Для герметичності стиків використовують ущільнювальні стрічки. Після збирання короб фіксується за допомогою гвинтових підкосів у двох перпендикулярних напрямках. Оператор, використовуючи нівелір, закручує підкоси доти, доки вертикальність конструкції не стане ідеальною, адже навіть мінімальне відхилення призведе до появи небажаних моментів у розрахунковій схемі будівлі.

Перед подачею суміші опалубку всередині іноді зволожують або продувають стисненим повітрям для видалення пилу. Бетонну суміш класу, визначеного проектом (зазвичай від C20/25 і вище), подають бетононасосом або за допомогою бадді типу «чарка». Бетонування ведеться безперервно шарами по 30–50 сантиметрів. Глибинний вібратор занурюють у кожен шар так, щоб він заходив у попередній на 5-10 сантиметрів – це забезпечує монолітність шва. Вібрування триває до припинення виходу бульбашок повітря та появи блискучого шару розчину на поверхні.

Завершальна стадія включає контроль за твердінням та демонтаж. У літній період відкриту поверхню бетону вкривають мішковиною або плівкою і регулярно поливають водою, щоб запобігти усадковій тріщиноутворенню через швидке випаровування вологи. У зимовий час в опалубку закладають нагрівальні проводи або використовують термоактивні щити. Розпалубка проводиться поетапно: спочатку послаблюють підкоси, потім знімають замки та обережно відривають щити від бетону, намагаючись не відбити гострі кути колони. Після демонтажу проводиться фінальна перевірка геометрії та, за необхідності, шліфування дрібних нерівностей. Отриманий результат має відповідати нормам ДБН щодо відхилень та якості поверхні під подальше оздоблення.

3.4. ВИБІР ЗАСОБІВ ТА МЕХАНІЗМІВ.

3.4.1. Вибір монтажного крану.

Визначення монтажної маси конструкцій.

Монтажна маса визначається для кожного монтажного елемента за формулою:

$$Q_m = m_E + m_{\text{стр}}$$

де, m_E — маса елемента, що піднімає кран, т;

$m_{\text{стр}}$ — маса стропуючого засобу (стропу чи траверси), т;

- для з/б колон крайнього ряду	$Q_m = 10,44$ т;
- для з/б колон середнього ряду	$Q_m = 11,64$ т;
- для з/б підкранової балки 6м	$Q_m = 4,59$ т;
- для з/б кроквяної ферми 24 м	$Q_m = 14,89$ т;
- для з/б кроквяної ферми 18 м	$Q_m = 11,74$ т;
- для з/б плит покриття	$Q_m = 4,9$ т;
- для металевий колон	$Q_m = 4,6$ т;
- для металевої кроквяної ферми	$Q_m = 3,16$ т;
- для металевої підкранової балки	$Q_m = 2,18$ т;

Визначення висоти підйому монтажного гака.

Монтажну висоту обчислюють для кожного монтажного елемента за формулою:

$$H_m = h_0 + h_E + h_3 + h_{\text{стр}}$$

де, h_0 — висота опори на яку установлюють елемент, що монтують, м;

h_E — висота (довжина) елемента в монтажному положенні, м;

h_3 — запас по висоті 0,5 м;

$h_{\text{стр}}$ — розрахункова висота стропуючого засобу, м.

- для з/б колон крайнього ряду	$H_m = 15,9$ м;
- для з/б колон середнього ряду	$H_m = 15,9$ м;
- для з/б підкранової балки 6м	$H_m = 12,45$ м;
- для з/б кроквяної ферми	$H_m = 19,4$ м;

- для з/б плит покриття	$H_m = 19,4 \text{ м};$
- для металевий колон	$H_m = 24,3 \text{ м};$
- для металевої кроквяної ферми	$H_m = 24 \text{ м};$
- для металевої підкранової балки	$H_m = 19,55 \text{ м}.$

Визначення висоти поліспаду:

Висота поліспаду до стріли крана для плит покриття обчислюється за формулою:

$$H = H_m + h_{\text{п}}$$

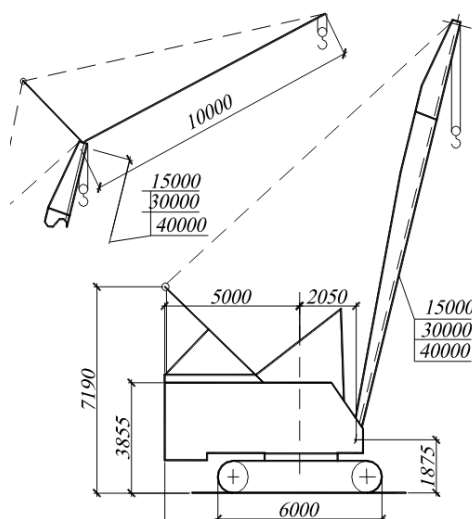
де, $h_{\text{п}}$ — довжина вантажного поліспаду крану, м.

$$H = 21,54 \text{ м}; \quad H = 24,44 \text{ м};$$

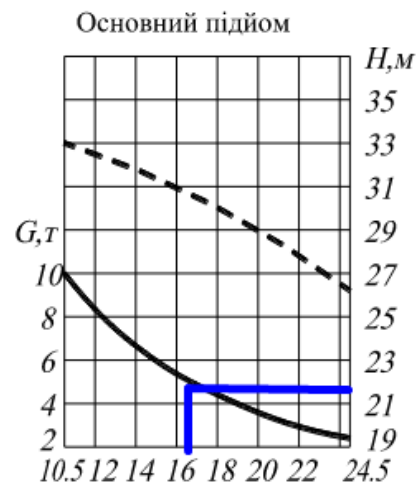
Максимальний виліт стріли для монтажу плит покриття:

Таблиця 9. — Характеристики обраних монтажних кранів.

Найменування	Монтажні характеристики			Характеристики крана	
	Нм, м	Qм, т	Лм, м	марка	довжина стріли, гуська
Кран 1	19,4	14,84	11,72	МКГ-25БР	стріла 23.5-5 м
Кран 2	19,4	4,9	16,47	МКГ-40	стріла 35.8-6 м
Кран 3	24,3	4,6	20,6	ДЕК-50	стріла 40м



МКГ-40 стріла 35.8-6 м



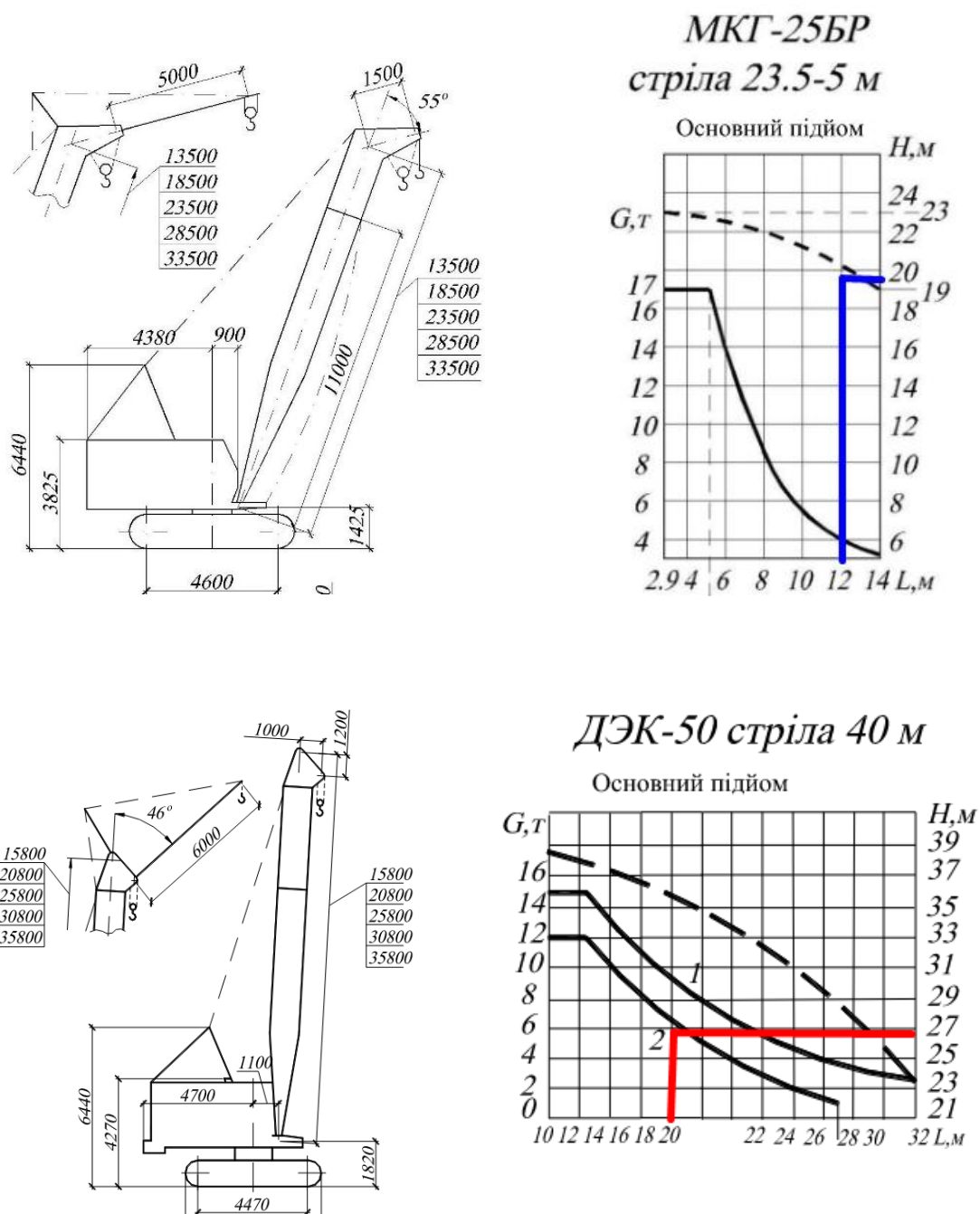


Рис. 28 – Монтажні характеристики кранів.

3.5. КАЛЕНДАРНИЙ ГРАФІК БУДІВНИЦТВА.

Для складання календарного графіку необхідно скласти перелік робіт та розрахувати по кожній роботі об'єм. Далі за КНУ визначають норми роботи людино-годин та машино-годин, визначається склад бригад та ланок і їх кількість, як і кількість людей на конкретному процесі.

Таблиця 10. – Об’єми роботи та час виконання будівництва.

№	Обґрунтув. згідно КНУ	Найменування робіт	Обсяг робіт		Витрати праці люд-год		Витрати машин-год		Тривалість робіт, дні	Чи- сло змін	Склад однієї ланки	К- ть ла- нок
			Одиниці виміру	Кількість	На оди- ницю	Разом	На оди- ницю	Разом				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14
1	1-30-1	Влаштування тим- часових доріг та майданчиків	1000 м ²	1,16	0,00	0,00	0,60	0,70	0,5	2	Машиніст 6р – 2х	2
2	10-84-1	Встановлення тим- часових побутових приміщень	10 м ³	28,3	2,80	79,24	0,22	6,23	2	2	Монтажник 4р – 1х Монтажник 3р – 2х Машиніст 6р – 1х	2
3	1-24-12	Планування ґрунту бульдозером	1000 м ³	15,68	27,03	423,87	27,03	423,87	4	2	Машиніст 4р – 6х	6
4	1-68-3	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	0,08	9,38	0,76	20,40	1,65	0,5	2	Машиніст 4р – 6х	6
5	1-17-1	Розробка котловану екскаватором	1000 м ³	3,10	9,38	29,03	20,40	63,14	1	2	Машиніст 6р – 6х	6
6	1-104-1	Ущільнення ґрунту	1000 м ³	0,48	0	0,00	36,3	17,46	0,5	2	Машиніст 4р – 6х	6
8	11-3-1	Улаштування піща- ної ос- нови	10 м ³	48,18	1,9	91,54	0,21	10,12	1	2	Машиніст 4р – 6х	6
9	11-2-9	Улаштування підс- тиляючих бетонних шарів	10 м ³	40,2	5,58	224,32	0,65	26,13	7	2	Монтажник 4р – 2х Тесляр-бетоняр 3р 4х Тесляр-бетоняр 4р – 2х	2
10	6-1-6	Установка залізо- бетонних фунда- ментів	100 м ³	2,37	435,80	1032,85	26,48	62,76	32	2	Машиніст 4р – 2х Машиніст 6р – 2х Тесляр-бетоняр 3р 4х Арматурник 4р – 4х	2

11	7-5-15	Установлення залі- зобетонних колон	100 шт	0,56	2015,50	1128,68	501,00	280,56	18	2	Машиніст 4р – 2х Монтажник 4р – 2х	4
12	1-27-1	Зворотна засипка грунту бульдозером	1000 м ³	2,79	0,00	0,00	11,75	32,73	0,5	2	Машиніст 4р – 6х	6
13	7-9-11	Установлення з/б підкранових балок	100 шт	0,48	1347,10	646,61	279,30	134,06	10	2	Машиніст 4р – 2х Монтажник 4р – 2х	4
14	7-12-14	Установлення залізобетонних ферм	100 шт	0,56	1798,00	1006,88	739,30	414,01	16	2	Машиніст 4р – 2х Монтажник 4р – 2х	4
15	7-3-10	Улаштування плит перекриття	100 шт	2,64	725,00	1914,00	214,10	565,22	30	2	Машиніст 4р – 2х Монтажник 4р – 2х	4
16	15-80-1	Влаштування сис- теми утеплення фа- саду	100 м ²	3,57	207,54	740,92	0,36	1,29	9	2	Монтажник 4р – 5х Монтажник 3р – 5х Машиніст 6р – 5х	5
17	15-183-1	Опорядження фасаду	100 м ²	3,57	231,35	825,92	0,00	0,00	10	2	Штукатурщик 4р – 5х Штукатурщик 3р – 5х	5
18	10-18-2	Заповнення віконних проемів блоками	100 м ²	0,20	184,23	36,11	5,02	0,98	1	2	Скляр 5р – 2х Скляр 3р – 4х	2
19	15-201-4	Скління віконних та дверних блоків	100 м ²	0,20	74,58	14,62	0,19	0,04	0	2	Скляр 5р – 2х Скляр 3р – 4х	2
20	12-20-3	Улаштування пароі- золяції покрівлі	100м ²	3,64	2,95	10,74	1,02	3,69	0	2	Покрівельник 4р – 2х Покрівельник 3р – 2х	2
21	12-18-5	Укладання плитного утеплювача покрівлі	100м ²	3,64	47,40	172,54	0,15	0,55	5	2	Покрівельник 4р – 2х Покрівельник 3р – 2х	2
22	12-20-1	Улаштування мем- брани (покрівельне покриття)	100м ²	3,64	38,10	138,68	4,23	15,40	4	2	Покрівельник 4р – 2х Покрівельник 3р – 2х	2
23	11-11-3	Влаштування стя- жок підлоги	100м ²	3,64	106,74	388,53	2,34	8,52	8	2	Ізолювальник 3р – 3х Тесляр-бетоняр 4р – 3х Тесляр-бетоняр 3р – 3х	3

24	15-152-1	Поліпшене фарбування стін	100м ²	6,79	65,78	446,65	0,00	0,00	14	2	Маляр 4р - 2х Маляр 3р - 2х	2
25	10-26-3	Улаштування дверних блоків (внутрішні)	100 м ²	0,32	181,70	58,14	0,00	0,00	2	2	Столяр 4р - 2х Монтажник 3р - 2х	2
26	16-6-6	Монтаж стояків опалення, води, каналізації	100м	1,27	61,01	77,48	0,16	0,20	2	2	Сантехнік 4р - 2х Монтажник 3р - 2х	2
27	16-16-1	Монтаж систем опалення (прилади, розводка)	шт	60,00	1,48	88,80	0,00	0,00	3	2	Сантехнік 4р - 2х	2
28	21-9-1	Електромонтажні роботи (силові, освітлення)	100 м	1,67	25,50	42,59	0,06	0,10	1	2	Електрик 5р - 4х Електрик 3р - 4х	4
29	27-22-1	Влаштування проїздів та тротуарів	100 м ²	0,57	15,95	9,09	0,36	0,21	0	2	Оздоблювальник 5р - 4х Електрик 3р - 4х	4
30	1-152-1	Озеленення території	100 м ²	1,00	56,44	56,44	0,00	0,00	2	2	Оздоблювальник 4р - 2х Оздоблювальник 3р - 2х	2

РОЗДІЛ IV

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1. БЕЗПЕКА ТА КОНТРОЛЬ ЯКОСТІ ВИРОБНИЦТВА.

4.1.1. Умови праці при виконанні робіт земляних та монолітних робіт.

Організація земляних та бетонних робіт під час зведення промислової будівлі вимагає суворого дотримання правил безпеки ще на стадії підготовки майданчика під великі заглиблені фундаменти. Будь-які роботи з розробки котлованів під колони та технологічне обладнання мають виконуватися виключно на основі затвердженної проєктної документації (ПВР), яка містить точні відомості про розташування діючих підземних комунікацій та промислових мереж. Якщо розкопки здійснюються поблизу діючих цехових інженерних систем, присутність керівника робіт є обов'язковою, а в межах охоронних зон фабричних об'єктів вимагається додаткове залучення представників організацій, що експлуатують ці споруди. Для захисту заводського персоналу та внутрішнього транспорту всі виїмки, такі як траншеї під комунікаційні колектори та глибокі котловани, у місцях інтенсивного руху необхідно огорожувати спеціальними суцільними щитами з попереджувальними написами, а з настанням сутінків – забезпечувати сигнальною світловою ілюмінацією. Перетинати такі зони розробок будівельникам та робітникам підприємства дозволяється лише по спеціально змонтованих містках, які обладнані надійними двосторонніми перилами.

Окрему увагу слід приділяти стійкості вертикальних стінок великих промислових котлованів. Без улаштування тимчасового кріплення (шпунтового огороження або підпірних стінок) розробку дозволяється вести лише на обмежену глибину, яка безпосередньо залежить від фізичних властивостей ґрунтів у підвалинах цеху. Зокрема, у піщаних та великоуламкових заляганнях ця межа становить до 1 метра, у супіщаних структурах вона збільшується до 1,25 метра, а в щільних суглинках та глинистих шарах допускається копання без фіксації до 1,5 метра. Якщо ж глибина фундаментів цеху є більшою за вказані показники, стає обов'язковим створення безпечних похилих укосів або монтаж інженерних фіксуєчих конструкцій для утримання стінок. Коли глибокі виїмки під колони чи підземні галереї розробляються вручну, робітники на дні зобов'язані використовувати рятувальні пояси зі

страхувальними вірьовками, тоді як на поверхні мають безперервно перебувати щонайменше двоє колег для надання екстреної евакуаційної допомоги у разі загрози обвалу. Поява будь-яких ознак деформації чи зсуву ґрунту зобов'язує негайно зупинити процес та сповістити керівництво для усунення небезпечних виробничих чинників.

До виконання складних монтажних і бетонних робіт із виготовлення промислових каркасів залучають виключно тих працівників, які успішно пройшли профільні інструктажі з охорони праці для висотних та монолітних робіт. Важкі опалубні системи під великогабаритні конструкції необхідно монтувати на стабільну, ретельно вирівняну та ущільнену основу, що повністю запобігає їхньому неконтрольованому просіданню під вагою масивного шару бетону. Великогабаритні щити промислової опалубки зазвичай монтують у горизонтальному положенні на землі, після чого піднімають у проєктне положення за допомогою крана та закріплюють тимчасовими підкосами з гвинтовими регуляторами, а зведення високих стін, пілонів та колон виконують послідовними ярусами. Перед початком кожної робочої зміни лінійний персонал має перевірити надійність усіх фіксуючих елементів, включаючи опалубні замки, стяжні болти та телескопічні або рамні стійки, а механізовані пристрої, як-от бадді-чаші чи магістральні бетоноводи, підлягають попередньому випробуванню під тиском на герметичність.

Безпосередньо в процесі укладання густоармованої бетонної суміші необхідно керуватися чіткими правилами безпечної поведінки при роботі з бетононасосами. Під час продування бетоновода всі присутні на майданчику цеху повинні відійти від його випускного отвору на безпечну відстань, що становить не менше 10 метрів. Скидати рідкий розчин у промислові конструкції з бункерів дозволяється з висоти, яка не перевищує 1 метр від рівня укладання, щоб уникнути розшарування суміші та пошкодження арматурного каркаса. Працювати з потужними електровібраторами для щільного формування бетону дозволено лише в діелектричних гумових чоботях та рукавичках, причому суворо забороняється переміщати ввімкнений глибинний прилад, тримаючи його за силовий електричний кабель. Крім того, всі технологічні установки, які застосовуються для штучного електропідігріву

бетону в зимовий період (у тому числі трансформатори проgreву), підлягають обов'язковому заземленню, а зона підігріву має огорожуватися. Такий комплексний контроль за станом обладнання та діями робітників на майданчику дозволяє мінімізувати ризики виробничого травматизму і гарантує високу несучу здатність готових конструкцій промислової будівлі.

4.1.2. Контроль якості будівництва.

В умовах сучасного промислового будівництва та капітального розвитку визначальну роль відіграє суворий контроль якості будівельно-монтажних процесів. Головним чинником успішної реалізації масштабних об'єктів виступає наскрізний моніторинг на всіх етапах виробництва, що охоплює період від розробки й узгодження проєктної документації до фінального пусконаладження та здачі цехів в експлуатацію. Технічний нагляд у промисловому секторі спрямований на детальну перевірку відповідності проєктних, монтажних та організаційно-технологічних рішень, а також закуплених металоконструкцій, бетону та обладнання чинним будівельним нормам, галузевим стандартам ДСТУ та ДБН. Основна мета інспекцій полягає у виявленні деформацій чи невідповідностей кресленням на ранніх стадіях, що дозволяє локалізувати та усунути технологічний брак із мінімальними фінансовими витратами порівняно з ліквідацією аварійних ситуацій на вже збудованому підприємстві.

Система промислового аудиту класифікується за суб'єктами контролю і поділяється на зовнішній нагляд та внутрішньовиробничі перевірки. До зовнішнього контуру належать державний архітектурно-будівельний контроль, незалежні експертизи, інспекції замовника, а також громадський моніторинг, що виконується технічними комісіями профспілок для перевірки дотримання промислової санітарії та правил безпеки життєдіяльності. Організацію роботи громадських інспекторів забезпечують галузеві профспілкові комітети спільно з регіональними наглядовими органами. Внутрішній або відомчий контроль здійснюється силами інженерно-технічних працівників і служби якості самого генпідрядника, де персональну відповідальність за надійність конструкцій несуть

головний інженер, начальники дільниць, виконроби та фахівці, які підписують акти допуску до виконання відповідальних робіт.

У структурі внутрішнього аудиту особливе місце посідає проміжний контроль, у межах якого здійснюється приймання прихованих робіт та критично важливих конструктивних елементів промислової будівлі. Сюди відноситься перевірка армування та бетонування масивних фундаментів під важкі верстати, зварних з'єднань великопрольотних сталевих ферм та монтажу опорних колон. До роботи проміжних комісій обов'язково залучаються представники авторського і технічного нагляду замовника, адже будь-яка прихована помилка на цьому етапі може призвести до масштабних геометричних перекосів каркаса та колосальних фінансових збитків під час монтажу промислових ліній.

Фінальним етапом є приймальний контроль, який проводиться безпосередньо перед початком шеф-монтажу технологічних агрегатів або під час комплексного введення промислового об'єкта в дію. Ця скрупульозна перевірка підтверджує повну готовність будівлі до виробничих навантажень і мінімізує майбутні експлуатаційні ризики, гарантуючи безпеку праці для всього заводського персоналу. Взаємовідносини сторін на майданчику регулюються Цивільним кодексом України, згідно з яким замовник має право безперешкодно контролювати якість, бюджет і терміни будівництва цехів, не втручаючись в операційне управління підрядника. Про виявлені дефекти замовник повинен офіційно та негайно повідомити будівельну компанію, оскільки несвоєчасна фіксація позбавляє його права посилаючись на ці недоліки в суді, тоді як підрядник зобов'язаний виконувати всі технологічні зауваження і не має права виправдовувати низьку якість конструкцій відсутністю зовнішнього нагляду.

4.2. ОРГАНІЗАЦІЯ УМОВ ПРАЦІ НА БУДМАЙДАНЧИКУ.

4.2.1. Пожежна безпека.

На виробничих та диспетчерських поверхах промислової будівлі обов'язково розміщуються наочні плани пожежної евакуації, пристосовані до специфіки цехових технологічних процесів. Для безпечного виведення персоналу з надземних рівнів та виробничих дільниць передбачені незадимлювані сходові клітки, які

мають прямий вихід назовні або через ізольований вестибюль. Під час виникнення надзвичайної ситуації чи пожежної тривоги категорично забороняється використовувати пасажирські та вантажопасажирські ліфти, оскільки підйомники автоматично опускаються на основний посадковий поверх, блокуються, а шахти можуть стати джерелом поширення токсичних продуктів горіння.

На всьому шляху евакуації працівників, включаючи магістральні внутрішньоцехові проходи, забороняється влаштовувати поодинокі виступи чи перепади висот підлоги менше 45 см, за винятком конструктивних порогів у дверних прорізах. У місцях, де технологічно неминуча зміна рівнів підлоги, необхідно передбачати повноцінні марші щонайменше з трьох сходинок або облаштовувати пологі пандуси з нормативним нахилом не більше 1:6 (а в місцях регулярного руху цехового транспорту та маломобільних груп – відповідно до суворіших галузевих вимог).

У загальних комунікаційних коридорах, галереях та вздовж основних проходів дозволяється монтаж вбудованих шаф для інженерних мереж, слабкострумових систем, а також пожежних кран-комплектів. При цьому будь-яке технологічне обладнання, інструментальні шафи чи шафи пожежних кранів у промислових будівлях мають бути розміщені так, щоб їхні дверцята у відкритому положенні або самі корпуси жодним чином не звужували мінімальну розрахункову ширину евакуаційного шляху, яка визначається залежно від чисельності персоналу в найбільшій робочій зміні.

4.2.2. Організація будівельних майданчиків та робочих діляниць.

Будівельний майданчик промислового підприємства, а також усі розташовані на його території об'єкти, включаючи виробничі цехи, санітарно-побутові блоки, монтажні ділянки та безпосередні робочі місця, повинні бути повністю підготовлені для створення безпечних умов праці. Комплексне забезпечення майданчика всією необхідною інфраструктурою життєзабезпечення на час капітального будівництва чи реконструкції є безпосереднім обов'язком роботодавця.

До переліку об'єктів інфраструктури, що перебувають під відповідальністю роботодавця, належать:

- Санітарно-побутові комплекси (модульні душові, кабінки туалетів, роздягальні з індивідуальними шафами, а також спеціалізовані пункти обігріву персоналу в зимовий період);
- Безперервний доступ до сертифікованої питної та технічної води;
- Обладнаний медичний пункт для надання першої невідкладної допомоги;
- Тимчасові їдальні або блоки для організованого приймання їжі;
- Спеціально відведені місця для міжзмінного відпочинку робітників.

Усі санітарно-побутові модулі та відповідне інженерне обладнання мають бути повністю змонтовані та введені в експлуатацію ще до старту основних будівельно-монтажних процесів на промисловому об'єкті. При проведенні реконструкції чи розширення діючих заводських цехів усі вищезазначені приміщення також підлягають обов'язковому влаштуванню на безпечній території. Корисна площа побутових приміщень розраховується з опорою на чисельність персоналу в найбільш завантажену робочу зміну підприємства, керуючись чинними укрупненими нормативними показниками. У випадках, коли через обмеженість території промислового майданчика виробничі або санітарно-побутові споруди доводиться розміщувати в межах діючих небезпечних зон, адміністрація зобов'язана розробити та суворо контролювати погодинні графіки безпечного перебування та переміщення людей у цих локаціях.

Під час зведення промислових будівель із залученням важких вантажопідіймальних кранів (баштових, гусеничних чи автомобільних), коли межі небезпечних зон від переміщення великовагових вантажів перетинають внутрішньозаводські транспортні артерії, пішохідні галереї, сусідні діючі споруди або місця перебування персоналу, необхідно беззастережно виконувати суворі регуляторні вимоги ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві». Для створення захищеного середовища на промисловому майданчику слід чітко витримувати нормативні просторові розриви при розміщенні адміністративних споруд, прокладанні постійних і тимчасових доріг,

організації робочих місць, а також безперервно моніторити технічну справність будівельних машин і великих механізованих комплексів.

Усі потенційно небезпечні зони та технологічні перепади висот на об'єкті мають бути ізолювані за допомогою сигнальних стрічок, захисних суцільних настилів, міцних плівок або стаціонарних інвентарних огорож. З метою ліквідації додаткових виробничих ризиків та захарашення проїздів очищення території та поетапне вивезення промислового сміття повинні здійснюватися регулярно. Вузли кріплення тимчасових та збірних монтажних елементів каркаса промислової будівлі підлягають періодичному інженерному контролю на предмет міцності чи появи видимих деформацій для їхнього негайного усунення, а суворе дотримання проєктної технологічної послідовності зведення конструкцій зводить загальні ризики травматизму до мінімуму.

Особливу інженерну увагу необхідно приділити організації складування великих об'ємів будівельних матеріалів, металоконструкцій та залізобетонних виробів, що перебувають на майданчику в межах прирейкових чи приоб'єктних складів, залежно від поточного етапу робіт та логістичної схеми монтажу. Розміщення збірних елементів має бути максимально компактным, а локалізація складських зон повинна детально прораховуватися ще на етапі розробки будівельного генерального плану (будгенплану) майданчика, повністю виключаючи тривале перебування чи відпочинок там стропальників та монтажників поза процесом виконання прямих обов'язків.

Логістика та безпечне транспортування великогабаритних елементів каркаса, технологічного обладнання, а також переміщення робочих змін мають бути чітко скоординовані в межах будгенплану. Персональні паркувальні зони, тимчасові технологічні проїзди та місця постійної концентрації будівельників слід виносити на безпечну відстань від магістральних доріг, якими здійснюється підвезення важких конструкцій. Шкідливі, хімічні та токсичні речовини повинні доставлятися на об'єкт виключно в заводському герметичному пакуванні, а схильні до пилення або виділення газів матеріали мають зберігатися на відкритому повітрі або під навісами в добре провітрюваних зонах складського господарства з метою

запобігання їхньому самозайманню чи отруєнню оточуючих. Загалом, при плануванні будь-якого промислового складу будівельних матеріалів необхідно детально враховувати фізико-хімічні властивості всіх елементів і розподіляти їх на ізольовані логічні групи за типами та сумісністю зберігання.

4.2.3. Вимоги електробезпеки на будівельних майданчиках.

Першочерговою вимогою безпеки під час влаштування та експлуатації силовими й освітлювальними електромережами на промисловому об'єкті є висока кваліфікація персоналу, що підтверджується відповідною групою з електробезпеки. До монтажу, підключення та регулярного інспектування промислового електрообладнання допускаються лише штатні електромонтажники, чий рівень знань і допусків повністю відповідає складності та напрузі конкретної установки.

Усі тимчасові та постійні кабельні траси, прокладені на території великого промислового майданчика, повинні суворо відповідати нормам просторового розміщення, мати надійну подвійну ізоляцію та чітке лінійне маркування. Сучасне будівництво цехів вимагає безперервного функціонування потужних споживачів енергії, тому персонал зобов'язаний беззастережно виконувати правила безпечного поводження з високострумовими приладами. Увесь електричний інструментарій, силові щити механізації (ЩОМ) та розподільні пристрої мають бездоганно відповідати державним стандартам промислової безпеки та нормам періодичних сертифікаційних випробувань.

Категорично забороняється експлуатація силових агрегатів, трансформаторів чи ручного інструменту, які мають видимі деформації корпусу, пошкодження ізоляції, не пройшли плановий технічний огляд або вичерпали свій нормативний ресурс. Потрібно ретельно стежити за тим, щоб магістральні кабелі, гнучкі шнури живлення та точки з'єднання за жодних обставин не контактували з вологими ділянками підлоги, водою, хімічними розчинами або маслянистими поверхнями.

Живильні кабелі важкого цехового електроінструменту та зварювальних апаратів необхідно надійно захищати від випадкових механічних пошкоджень колісною технікою чи заземлення конструкціями, використовуючи спеціальні захисні

кабельні мости (каплі). Важливо контролювати, щоб провідники не перебували під надмірним натягом, не скручувалися вузлами, не перетиналися з гострими кромками металоконструкцій та не піддавалися стиранню об абразивні матеріали.

При веденні будівельно-монтажних процесів на відкритих промислових майданчиках і естакадах дозволено застосовувати виключно магістральні подовжувачі та силові роз'єми у вологозахищеному виконанні (індекс захисту не менше IP44 чи IP65), що мають відповідне заводське маркування для зовнішнього використання. Під час безпосередньої роботи інженерно-технічний персонал та робітники мають уникати нестійких, неприродних положень тіла, зберігаючи рівновагу на міцних, очищених від сміття та надійно зафіксованих опорних поверхнях або підмостках.

Кожен виконавець, який застосовує у роботі ручні електричні машини, зобов'язаний повністю знеструмити апарат (витягнути вилку з розетки), якщо планується заміна робочої насадки, регулювання параметрів, перенесення обладнання на іншу виробничу ділянку, а також під час міжзмінних перерв чи після закінчення трудового дня.

Під час виконання робіт на відкритих ділянках промислового будівництва обов'язковим є використання засобів індивідуального захисту: спецвзуття з нековзною підошвою та металевим підноском, а також діелектричних чи захисних рукавиць. По завершенню технологічного циклу весь електроінструмент підлягає обов'язковому очищенню від залишків промислового пилю, металевої стружки та бруду, після чого він здається на зберігання в інструментальну комору під особистий підпис відповідальної особи. Для безперервної візуалізації правил техніки безпеки та виховання культури праці на магістральних маршрутах промислового майданчика та в побутових зонах мають бути встановлені великоформатні наочні плакати з електробезпеки.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 59 с.
3. ДБН В.1.2-5:2007. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 28 с.
4. ДБН Б.2.2-5:2011 «Планування та забудова міст і функціональних територій». К.: Мінбуд України, 2006. – 59 с.
5. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіон України, 2019. – 112 с.
6. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 36 с.
7. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – К.: Мінрегіон України, 2019. – 64 с.
8. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 71 с.
9. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 54 с.
10. ДСТУ 3670:2006 (ISO 6935-2:1991, NEQ). Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 35 с.
11. ДСТУ 8828:2019. Пожежна безпека. Загальні положення. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 48 с.
12. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 124 с.
13. ДСТУ Б В.2.6-167:2011. Сітки зварні для залізобетонних конструкцій. Технічні умови (ГОСТ 8478-81, MOD). – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 22 с.
14. ДСТУ Б В.2.6-168:2011. Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматурні і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 38 с.
15. ДСТУ Б В.2.6-169:2011. З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкції та розміри. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 42 с.
16. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 31 с.
17. ДСТУ Б В.2.7-215:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 26 с.
18. ДСТУ Б В.2.7-217:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 18 с.
19. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 24 с.

20. ДСТУ Б В.2.7-227:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення характеристик тріщиностійкості (в'язкості руйнування) при статичному навантаженні. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 36 с.
21. Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану». URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2136-20>
22. Закон України «Про охорону праці».
URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12#Text>
23. Кодекс законів про працю України (КЗпП).
URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/322-08#Text>
24. Кодекс цивільного захисту в Україні.
URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/5403-17#Text>