

ДВНЗ «КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»

Факультет: Будівельний факультет

Кафедра: Промислового, цивільного та міського будівництва

Спеціальність: Будівництво та цивільна інженерія – 192

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____ Валовой О.І. _____

“ _____ ” _____ 201_____ р.

ЗАВДАННЯ

НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТА

Ходаковський Микола Миколайович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) _____ «Проектування будівництва промислової будівлі з дослідженням нових матеріалів» _____

затверджена наказом по інституту від “ _____ ” _____ 20__ р. № _____

2. Термін здачі студентом закінченого проекту (роботи) « _____ » _____ 2023 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи): У якості об'єкту вибрана промислова будівля : склад металів із заготівельним відділом, кувальне, штампувальне, термічна обробка. Будівля запроектована Г – подібною формою в плані, з розмірами в осях 72x72, 6 м. Будівля що проектується є каркасною, запроектованою з кроком колон крайнього і середнього рядів 12 м. Колони _____ металеві _____ та залізобетонні.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити) Архітектурно-будівельна частина: опис об'ємно-планувального та конструктивного рішення, генплану, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. Розрахунково-конструктивна частина: металева ферма та металева рама. Основи та фундаменти – розрахунок та конструювання. Технологічна та організаційна частина: розробка технологічних карт на влаштування монолітних фундаментів, на монтаж колон, на монтаж конструкцій покриття., розрахунки будівельного генерального плану, розробка сітьового графіку будівництва. Економічна частина – розробка кошторисної документації. Охорона праці. Безпека життєдіяльності. Екологія. Науковий розділ _____

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) _____

*Архітектурно-будівельна частина – 3 арк. (плани, розрізи, фасади, генплан, вузли).
Конструктивно-розрахункова частина – 2 арк. металева ферма та металева рама). Технологія та організація будівництва – 5 арк. (технологічні карти на влаштування монолітних фундаментів, на монтаж колон, на монтаж конструкцій покриття, календарний графік будівництва, будівельний генеральний план. Науковий розід 1 арк* _____

6 Дата видачі завдання _____

Керівник _____

(підпис)

Завдання прийняв
до виконання _____
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Пор. №	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	<i>Архітектура</i>		
2	<i>Конструкції</i>		
3	<i>Основи та фундаменти</i>		
4	<i>Технологія будівництва</i>		
5	<i>Організація будівництва</i>		
6	<i>Економіка</i>		
7	<i>Охорона праці і безпека життєдіяльності</i>		
8	<i>Екологія</i>		
9	<i>Наука</i>		

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник проекту _____
(підпис)

Вступ

Склад виробництва(підприємства) : склад металів із заготівельним відділом, кувальне, штампувальне, термічна обробка.

Початкові дані. Характеристики району будівництва.

Кліматичні:(згідно СНиП 23-01-99)

- район будівництва : Донецька область, м. Маріуполь;

Табл. 1 Температура зовнішнього повітря середня по місяцях

Місяць	Температура °C	Місяць	Температура °C
I	-11,0	VII	18,5
II	-10,0	VII I	17,2
III	-4,7	IX	11,6
IV	5,2	X	4,4
V	12,9	XI	-2,2
VI	17,3	XII	-7,0

- Геологічні і гідрологічні умови:

Рівень ґрунтових вод - 2,9 м.

Вид ґрунту - дрібний пісок

Здатність ґрунту $R=1,5$, що несе, кгс/см

1.1. Генеральний план

Проектоване виробництво розташовується в південній частині зони основних виробництв.

Горизонтальна прив'язка. Проектована будівля прив'язується до існуючих будівель.

Вертикальна прив'язка. Рівень чистої підлоги першого поверху(+0,000) відповідає абсолютній відмітці +110,85 м.

Злизові стоки організовані ухилами до доріг і ухилами доріг 3% до приймальних ґрат злизової каналізації.

Доставка сировини в цех робиться автотранспортом. Готова продукція вирушає на склад електронавантажувачами, звідки автотранспортом доставляється до споживача.

Елементи благоустрою : проектована будівля має під'їзні шляхи з двох сторін до адміністративно-побутового корпусу, а також два під'їзні шляхи до виробничого корпусу, що робить легкодоступним постачання сировини і вивезення готової продукції. Крім того є автостоянка і майданчик для відпочинку робітників.

На території підприємства запроектовані наступні елементи озеленення : кущі рядової посадки, дерева листяних порід як рядової, так і групової посадки. Посередині майданчики для відпочинку є квітник. З трьох сторін квітника розташовується тротуар, на якому розташовані лави відпочинку.

Основні технологічні трубопроводи, теплові мережі прокладаються в каналах.

ТЭП по генплану

Площа території	2,75 га
Площа забудови	0,673 га
Коефіцієнт забудови	0,172
Площа доріг і тротуарів	1,203 га
Площа озеленення	0,874 га
Коефіцієнт озеленення	0,32
Коефіцієнт використання території	0,68

1.2. Технологічний процес підприємства

Кувальне

Штампувальне

Термічна
обробка

Склад металів із
заготівельним
відділом

Ковальсько-штампувальне виробництво

Галузь важкого машинобудування, що виробляє різні металеві вироби(від деталей машин до предметів домашнього ужитку) куванням, штампуванням, пресуванням. У основі методів ковальсько-штампувального виробництва лежить здатність матеріалів деформуватися, т. е. змінювати свою форму без руйнування під дією зовнішніх сил. Вибір умов, сприятливих для пластичної деформації, роблять виходячи з основних положень теорії обробки металів тиском. Цінність способів ковальсько-штампувального виробництва полягає в тому, що при обробці заготівель тиском їх форма змінюється в результаті перерозподілу металу, а не за рахунок видалення його надлишку, як при обробці металів різанням, що дозволяє різко скоротити відходи і одночасно збільшити міцність матеріалу. Тому обробка металів тиском застосовується для виготовлення найбільш відповідальних деталей машин. Машини ковальсько-штампувального виробництва продуктивніші, ніж металорізальні верстати.

Кування

- спосіб обробки металів, що характеризується тим, що течія матеріалу в сторони, як правило, не обмежена інструментом — штампом. Куванням отримують вироби масою до 200 т. В сучасній промисловості кування ведуть вручну або на машинах: молотах з масою частин, що падають, від 1 до 5000 кг і кувально-гідрравлічних пресах із зусиллям від 2 до 200 Мн(200-20000 тс). Заготівлі деформуються безпосередньо верхнім бойком штампу або простими пристосуваннями, ковальським інструментом. Для переміщення важких заготівель(до 350 т) і інструментів використовують мостові і поворотні підйомні крани, кантувальники, маніпулятори. Куванням отримують деталі із злиwkів або прокату.

Штапування

- спосіб обробки металів тиском, при якому течія металу обмежена поверхнями порожнин і виступів штапу. Верхня і нижня частини штапу утворюють замкнуту порожнину за формою деталі, що виготовляється, - штапування. Залежно від форми заготівлі(лист, прокат і т. д.), устаткування і технологічних прийомів розрізняють об'ємне штапування і листове штапування. Крім того, штапування можна здійснювати з нагрівом і без нагріву. Найбільший розвиток штапування отримало в середині 20 ст. із зростанням серійного і масового виробництва в приборо- і машинобудуванні, радіоелектронній промисловості та ін. галузях, т. до. являється в десятки разів продуктивніше кування. Штаповані деталі мають в 2-3 рази менші припуски на обробку, чим ковані, т. е. вище відсоток використання металу. Штапування здійснюють на молотах з масою частин, що падають, 0,5-30 тонни, криво-шинних горячештаповочних пресах із зусиллям від 6 до 100 Мн(600-10000 тс), гідравлічних пресах із зусиллям до 750 Мн(75000 тс), горизонтально-кувальних машинах, ковальсько-штапувальних автоматах, гідрогвинтових пресс-молотах. Щоб скоротити відхід металу, зменшити подальшу обробку застосовують безоблойное штапування. При гарячому штапуванні на молотах окалина віддаляється в проміжках між першими ударами. На пресах штапування виконують за один хід. У зв'язку з цим застосовують т. н. безокислительный нагрів заготівель(зазвичай прокат), наприклад в індукційних печах. Це забезпечує отримання виробів майже без окалини. Труднодеформируемые матеріали штапують, як правило, на гідравлічних пресах в штампах, нагрітих до температури оброблюваного матеріалу(наприклад, для титанових сплавів до 800 С), - т. н. ізотермічне штапування.

Пресування

- спосіб отримання виробів з різних профілів, прутков, труб та ін., при якому заготівля, поміщена в спеціальний контейнер, видавлюється з нього пуансоном(пресс-штемпелем) через отвір в матриці, що має форму(контури) майбутнього виробу. Здійснюється на гідравлічних пресах із зусиллям до 200 Мн(20000 тс). Пресовані вироби мають високу точність розмірів і у більшості випадків практично не вимагають подальшої механічної обробки. Установка інструменту проста, що дозволяє швидко переналагоджувати устаткування для виготовлення різних виробів.

Молот

- машина ударної дії для пластичної деформації металевих заготівель за рахунок накопиченої кінетичної енергії поступально частин, що рухаються. Молот - одна з основних машин ковальсько-штапувального виробництва, вживана для кування(кувальні молоти) і об'ємного і листового штапування(штапувальні молоти).

Горизонтально-кувальна машина

- призначена для гарячого безоблойного штапування заготівель з прутка в роз'ємних матрицях. За характером дії на заготівлю горизонтально-кувальна машина відноситься до пресів. На горизонтально-кувальній машині здійснюють висадку, а також прошивку, відрізок, гибку, витискування. В порівнянні з ін. ковальсько-пресовими машинами горизонтально-кувальні машини продуктивніші,

забезпечують високу точність виробів. Робоче зусилля в горизонтально-кувальній машині створює кривошипний механізм, рух робочих органів відбувається в горизонтальній площині. Допоміжні операції(подання заготовлі, затиск її і т. п.) здійснює важільно-кулачковий механізм.

Гідравлічний прес

- машина для обробки матеріалів тиском, приведена в дію рідиною, що знаходиться під високим тиском. Уперше гідравлічні преси були застосовані у кінці 18 - початку 19 вв. для пакетування сена, витискування виноградного соку, віджимання олії і тому подібне. З середини 19 ст. гідравлічні преси широко використовуються в металообробці для кування зливків, листового штампування, гнучкі і правки, об'ємного штампування, витискування труб і профілів, пакетування і брикетування відходів, пресування порошкових матеріалів, покриття кабелів металевою оболонкою та ін. Гідравлічні преси знайшли поширення також у виробництві пластмасових і гумових виробів, деревностружкових плит, фанери, текстоліту та ін. Вони застосовуються при синтезі нових матеріалів(наприклад, штучних алмазів).

Кривошипний прес

- машина з кривошипно-ползунним механізмом, призначена для штампування різних деталей. Робочою частиною(інструментом) кривошипного пресу є штамп, нерухому частину якого кріплять до столу, рухливу - до повзуна пресу. Повзун переміщається кривошипно-ползунним механізмом. За один оборот кривошипа шатун здійснює повний хід, під час якого при русі повзуна вперед відбувається штампування. Зусилля кривошипного пресу створюється за рахунок моменту, що крутить, передається кривошипному валу електроприводом. Привід складається з електродвигуна, крутня, муфти включення, гальма і знижуючої зубчастої передачі, від якої обертання передається кривошипному валу. Електродвигун обертає крутень, за рахунок сили інерції якого на кривошипному валу виникає момент, що крутить. Прес може працювати в режимі поодиноких ходів, т. е. з виключенням муфти після кожного повного ходу, або в автоматичному режимі, коли муфта включена постійно. Найважливіші характеристики пресу, в сукупності визначальні його технологічні можливості, - розміри столу, хід повзуна, номінальне зусилля, число ходів повзуна в хвилину в автоматичному режимі. Кривошипні преси різних конструкцій використовують

Санітарна група виробничих процесів Пб.

Режим роботи двозмінний.

По пожаро- і вибухонебезпеці виробництво віднесене до категорії І.

1.3. Підйомно-транспортне устаткування

За завданням на проектування для переміщення вантажів по прольотах і над технологічним устаткуванням потрібно наступне ПТО:

мостові крани:

- У блоці «А» - вантажопідйомністю 80 тонни із зоною обслуговування в осях А- Д;

- У блоці «Б» - вантажопідйомністю 10 тонни із зоною обслуговування в осях А - Д;
- Підвісні крани у блоці «В» - з вантажопідйомністю 1т із зоною обслуговування в осях 2 -11;
- Автокари.

1.3.1.Мостові крани Основні розміри

Тип	b	b1	S	h1	h2	R
КР- 70	70	120	28	32,5	24	400

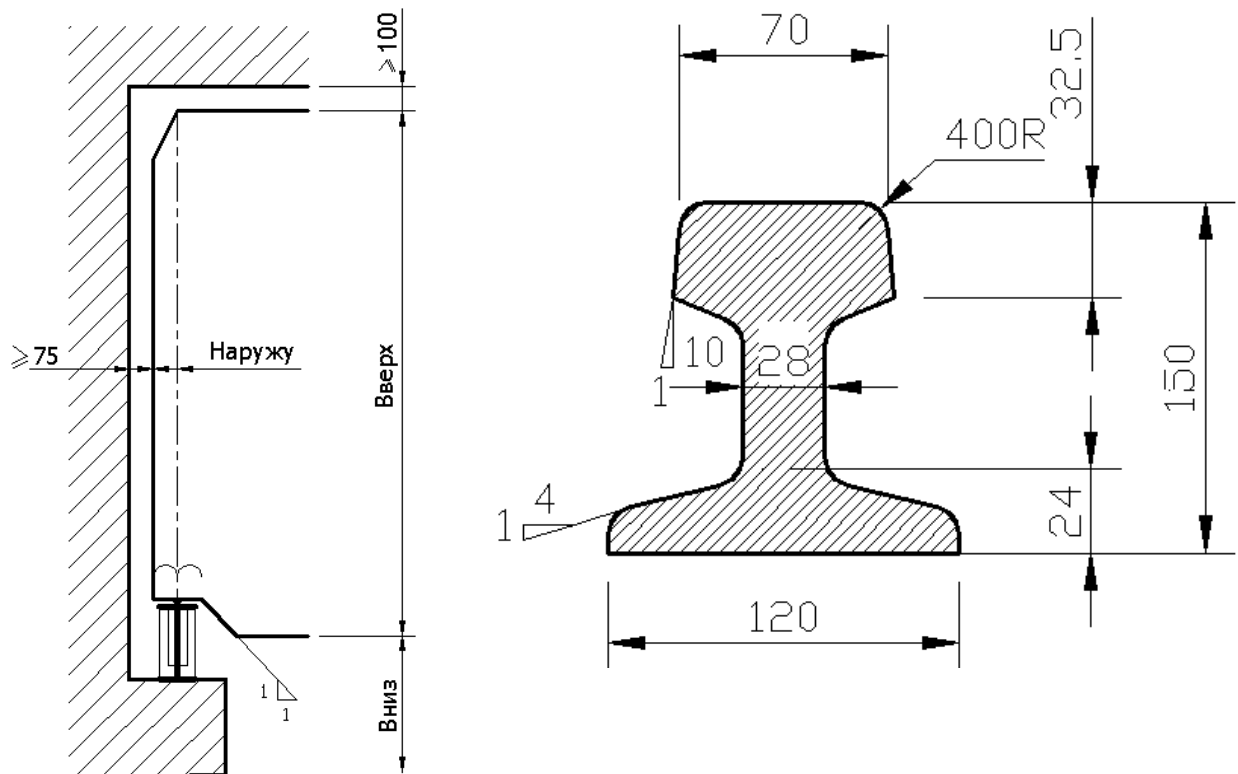


Рис. Мостовий кран

Основні параметри мостових кранів по ГОСТ 25711-83

Проліт «А»

Грузоподъемность, тонна	Проліт крану, м	Габарит крану будівлі, мм	Габарит будівлі від осі голівки рейки, мм			Ширина крану, мм	Тип рейки
			Вгору	Вниз	Назовні		
80		2650	240	500	260	630	КР-100

Проліт «Б»

Грузоподъемность, тонна	Проліт крану, м	Габарит крану будівлі, мм	Габарит будівлі від осі голівки рейки, мм			Ширина крану, мм	Тип рейки
			Вгору	Вниз	Назовні		
10		2250	1900	500	260	6300	КР-70

1.3.2. Підвісні крани

Проліт «В»

Грузоподъемность, тонна	Основні розміри крану, м				Балки I №№ по ГОСТ 5157-53	
	Прольоти, м	Консоль	Базиса	Ширина	що несуть	підвісного шляху
1	3+3	1,2	1,5	1,9	24М	18,24,30,36М

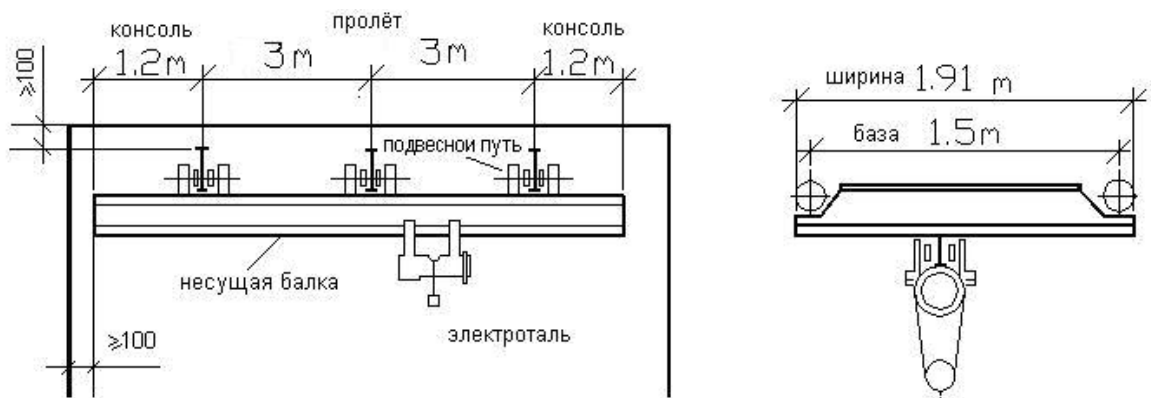


Рис. Підвісний кран

1.3.3. Підлоговий транспорт.

У виробничому корпусі передбачено використання підлогового транспорту для роботи на невеликих об'ємах робіт усередині цеху(електрокари), а також для транспортування деяких видів готової продукції на склади і для підвезення дрібних деталей і елементів із складів сировини(автокари).

Для робіт особливо малого об'єму в ситуаціях, що вимагають досить великої мобільності використовуються ручні підлогові візки.

1.4. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля запроектована Г - образним в плані з розмірами в осях 72x72, 6 м.

- блок «А» - однопролітний, з металевих конструкцій проліт 24 м, висота до низу кроквяних конструкцій 18 м, довжина 48 м.
- блок «Б» - однопролітний, із залізобетонних конструкцій, проліт 24 м висота до низу кроквяних конструкцій 9,6 м, довжина 48 м.

- блок «В» - двопрогінний, із залізобетонних конструкцій, проліт 12 м висота до низу кровляних конструкцій 6,9 м, довжина 72 м.

Розміри прийняті згідно з розташуванням і габаритами технологічного і підйомно транспортного устаткування. Наводиться обґрунтування розташування виробничих ділянок і приміщень.

Наприклад, у блоці «А» розташовані: штампувальне відділення, кувальне відділення у блоці «Б», склад металів і заготівельний відділ матеріалів у блоці «В».

З технологічних міркувань, а також для забезпечення умов евакуації з будівлі у разі екстремальних ситуацій, запроектовано чотири евакуаційних виходів на вулицю безпосередньо з будівлі цеху.

Сполучення з блоками допоміжних приміщень запроектоване по першому поверху через шлюз.

За умовами виробництва на робочих місцях має бути забезпечений коефіцієнт природної освітленості $e = 3\%$ (для V розряду зорової роботи).

1.5. Конструктивне рішення

1.5.1. Конструктивна схема

Проектована будівля є каркасною, запроектованою з кроком колон крайнього і середнього рядів 12 м.

Одним з елементів жорсткості в подовжньому напрямі є металеві зв'язки.

Вертикальні зв'язки в підкрановій частині колон встановлюються в середині деформаційного блоку. Вони зазвичай проектуються порталними для кроку колон 12 м. (Розташовані в осях В-Б в корпусі А і Б)

Також роль розпірок виконують плити покриття.

1.5.2. Фундаменти

Монолітні залізобетонні стовпчасті для колон, і з опорами під фундаментні балки, а також під сталеві колони.

Відмітка обріза фундаменту -0,150м.

Глибина заставляння фундаментів під зовнішні і внутрішні колони визначена расчетом- 1,65 м. (рис. 3)

Під ж/б колони:

Для прольоту б:

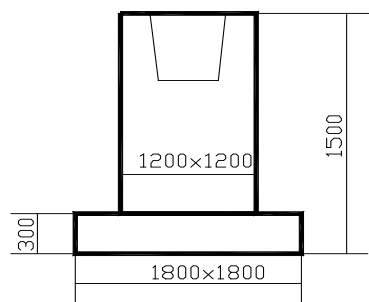


Рис.3 Фундамент.

Марка фундаменту ФБ2-1

Витрата бетону 2,7 м³

Розміри фундаменту, мм :h=1500 a=1800, b=1800.

Подколонники:

Переріз колон ахb	Тип	Розмір перерізу	Глибина на 900	Розміри склянки		Об'єм м склянки
				Низ ом ахb	Зверху ху ахb	
700х600	Б	1200х1200	900	800х600	850х650	0,45

Для прольоту В:

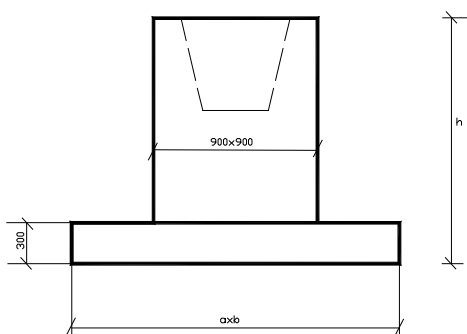


Рис.3 Фундамент.

Марка фундаменту ФА1-1

Витрата бетону 1,6 м³

Розміри фундаменту, мм :

h=1500

a=1500, b=1500.

Підколонники:

Крайні колони:

Переріз колон ахb	Тип	Розмір перерізу	Глибина 900	Розміри склянки		Об'єм склянки
				Низом ахb	Зверху ахb	
400х400	Б	1200х1200	900	500х500	550х550	0,35

Середні колони:

Переріз колон ахb	Тип	Розмір перерізу	Глибина 900	Розміри склянки		Об'єм склянки
				Низом ахb	Зверху ахb	
600х400	Б	1200х1200	900	800х600	850х650	0,4

Проліт А:

Переріз підколонників під бази сталевих колон вибирається, виходячи з умови розміщення анкерних болтів, що прикріплюють базу, так, щоб відстань від осі

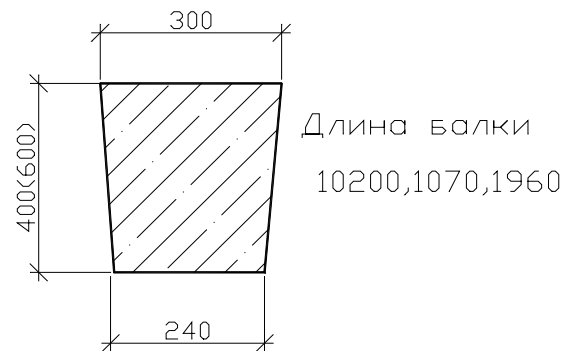
болта до грані подколонника була не менше 150 мм Окрім цього також повинна виконуватися умова кратності усіх розмірів 300 мм

Відмітка обріза фундаментів під залізобетонні колони(блок «В» і блок «Б») знаходиться на рівні - 0,150 м. Під металеві колони блоку «А» на рівні - 0,600 м, таким чином заглиблюються розвинені бази колон.

Глибина заставляння фундаментів призначається в результаті спільного розгляду інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, сезонного промерзання ґрунтів, конструктивних і експлуатаційних особливостей будівлі, величини і характеру навантаження на будівлю.

1.5.3. Фундаментні балки

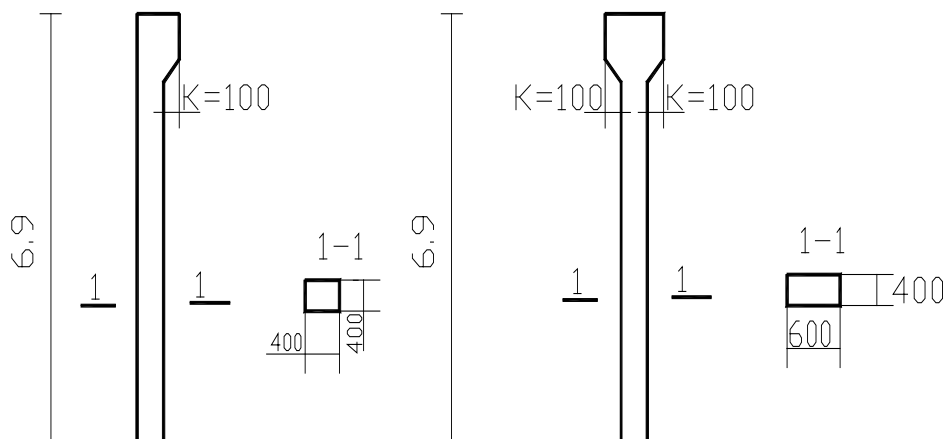
Для передачі ваги стін, що самонесущих, на фундамент застосовуються фундаментні балки трапециидального перерізу по серії КЭ- 01-53, завдовжки 11960мм, що укладаються на бетонні напливи розміром в плані 300х600 мм Відмітка верху приливу на 50 мм вище за відмітку обріза фундаменту і складає - 0.100 від поверхні землі. Справа на малюнку показана рядова фундаментна ж/б балка, яка найчастіше застосовується в цьому курсовому проекті.



1.5.4. Колони

У цьому проекті, при проектуванні будівлі виробничого цеху, було застосовано декілька типів колон. Вибір колон здійснюється на підставі технологічних вимог до процесу виробництва, а також з урахуванням типових рішень і техніко-економічних показників.

- Для блоку «А» прольотом 24 м і мостовим краном вантажопідйомністю 80 тонни прийняті металеві двухветвевые колони заввишки 21 м;
- Для блоку «Б» прольотом 24 м і мостовим краном вантажопідйомністю 10 тонни прийнята залізобетонна колона заввишки 10,65 м(К- 96) ;
- Для блоку «В» прольотом 12 м, заввишки 6 м прийняті залізобетонні колони постійного перерізу по серії 1.423.1-3/88 для кроку 12 м і підвісного крану вантажопідйомністю 1 т. Крайні колони марка ЗК60; середні колони марка 6К60



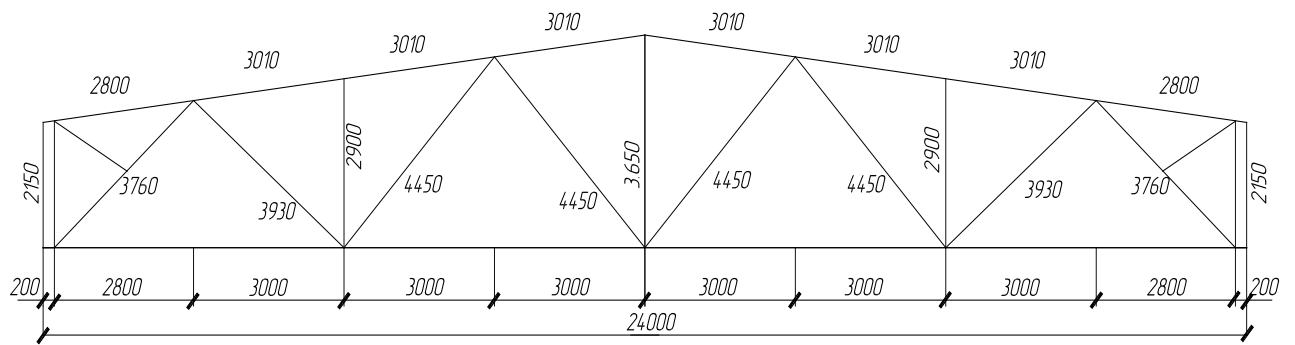
Ко рпус	Найменування елементу	М арка	Розміри			Об' ем Бет ону, м ³	М аса, тонн а
			Довж ина, L, мм	Шир ина, b, мм	Вис ота, H, мм		
Б	Колона(ж\б) (довідник	К- 96	10650	600	700	3	7, 6
В	проектувальника під ред.Бердечевского)	3К 60	6900	400	400	1,1	2, 75
		6К60	6900	400	600	1,6 5	4, 3

Колони фахверков застосовують для кріплення торцевих і подовжніх стін, що самонесущих, в одноповерхових промислових будівлях. Такі колони розраховують на вертикальне навантаження від навісних стін і горизонтальних вітрових.

Для виготовлення фахверков торцевих стін при висоті поверху до 4,8 м застосовують металеві прокатні профілі — двутаври № 24-27. Для фахверков подовжніх стін застосовують залізобетонні колони прямокутного перерізу 400X400 мм. При будівництві будівель з висотою поверху 14,4 – 18 м застосовують двухветвевые залізобетонні колони з верхньою металевою частиною. Колони жорстко закріплюють нижніми кінцями у фундаментах і шарнірно у верхній частині.

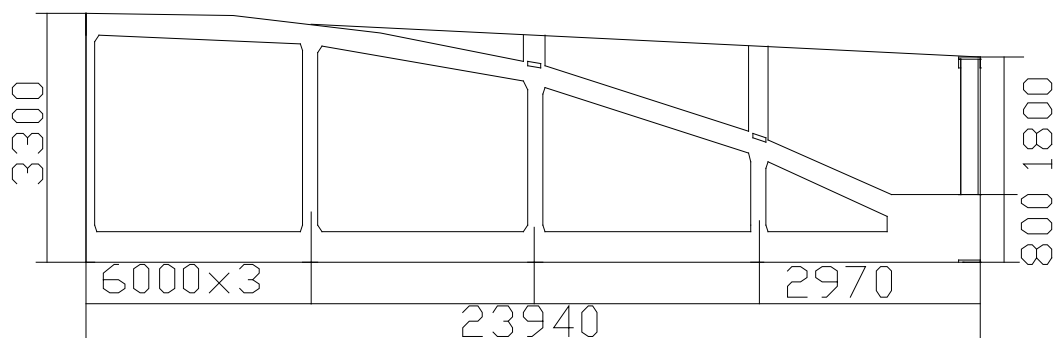
1.5.5. Кроквяні конструкції

Для покриття блоку "А" прийняті сталеві кроквяні ферми з гарячекатаних профілів прольотом 24 метри при кроці 12 метрів з ухилом верхнього пояса 1: 8, які спираються на колону. Кріплення здійснюється на болтах.

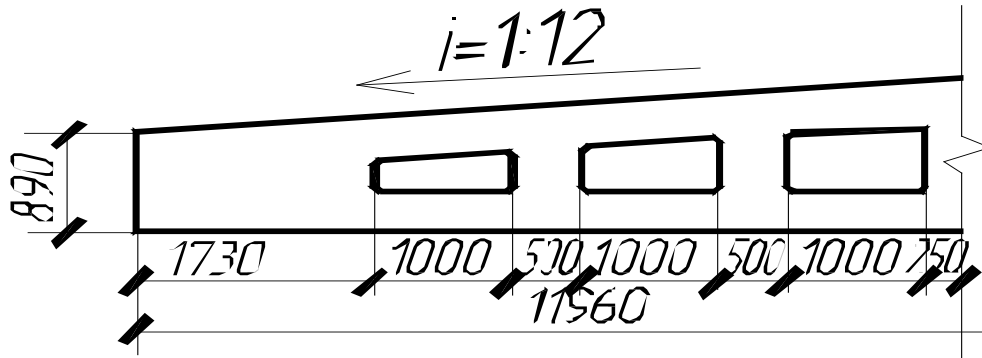


Для покриття блоку "Б" прийняті залізобетонні безраскосные ферми для плоских і скатних кровель, прольотом 24 метри при кроці 12 метрів

Найменування елемента	Марка	Розміри			Об'єм Бетону, м ³	Маса, тонна
		Довжина, L, мм	Ширина, b, мм	Висота, H, мм		
Балка кроквяна	ФБ М 24І-1В	23940	240	3300/2850	3,9	9,8



Для покриття блоку В прийняті балки кроквяні залізобетонні для покриттів будівель прольотом 12м таврового перерізу з номінальною висотою 890 мм по серії 1.462.1-10/80. Балки спираються на колони.



Найменування елемента	Марка	Розміри			Об'єм Бетону, м ³	Маса, тонна
		Довжина, L, мм	Ширина, b, мм	Висота а, Н, мм		
Балка кроквяна	1БДР 12-4К7	11960	200	1390/890	1,86	4,7

1.5.6. Плити покриття

Елементами частини покриття, що захищає, що несуть, є збірні залізобетонні ребристі плити

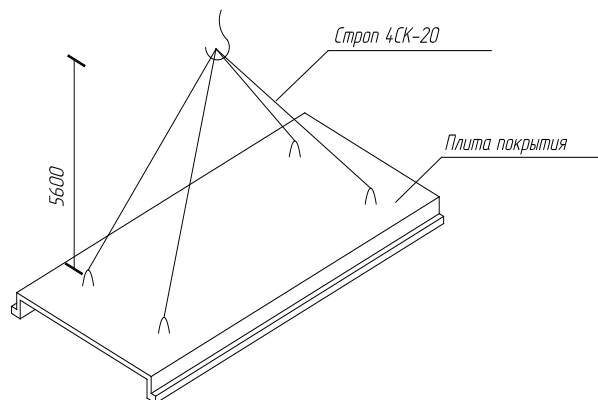
ПП1 12х3 м по серии 1.465-3.

У місцях установки водоприймальних воронки запроектовані плити ПП2 з отворами.

Для покриття ділянки у подовжніх стін, що мають прив'язку 250мм, використовуються доборные плити ПЗ 650х1500х220мм.

Для покриття ділянки для подовжнього деформаційного шва(перепад висот), запроектовані доборные плити П4 400х600мм.

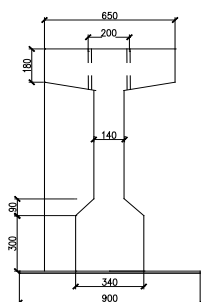
Основні плити кріпляться до ригелів. Доборные кріпляться до основних плит.



1.5.7. Підкранові балки

Для мостових кранів вантажопідйомністю 20 і 10 тонни і кроку колон 12 м застосовуються металеві розрізні підкранові балки двотаврового перерізу заввишки 1100мм. Для забезпечення стійкості стінка балки забезпечена поперечними ребрами жорсткості з інтервалом 1,5 м. Площа перерізу ребер 90х6мм. Ребра обриваються по висоті 60 мм від нижньої полиці.

Шляхи кранів прокладаються із залізничних рейок КР- 70, який кріпиться до підкранової балки на планках. Щоб зменшити послаблення верхнього пояса отворами під болти, планки в середній частині балок розташовуються в шаховому порядку. Для попередження аварій при роботі крану у торців будівлі влаштовуються обмежувачі рухи, забезпечені пристроєм що автоматично включає гальмування.



Розрізні підкранові балки спираються на консолі рядових колон струганою нижньою кромкою рядових опорних ребер. Одно з ребер посилене планкою завтовшки 6мм приблизно на 2/3 висоти. В межах цієї планки розташовані сполучні болти.

Прив'язка осі рейки до подовжньої разбивочної осі 750 мм

1.5.8. Зовнішні стіни

Зовнішні стіни - навісні панелі, що самонесущі, по серії 1.432-5.

У місцях установки воріт, дверей запроектовані

цегляні вставки на висоту 4,2м.

Заповнення швів панельних стін здійснюється пружними синтетичними прокладеннями шириною 60-80мм і герметичними мастиками.

Для блоку А, Би і В застосовуємо:

стінних панелей ПС(60.9.30)

ПС(60.12.30)

ПС(60.18.30)

ПС(7,5.18.30)

1.5.9. Сходи

Для підйому на мостові крани запроектовані металеві сходи шириною 0.7 м з перилами на висоті 0.8 м і кутом нахилу 60°. Висота маршу складає 6 м. висота сходиців 300 мм Виконані ступеню ребристими із смуги 40х4 мм Косоури маршів виконуються з гнutoго швелера. Зварювання маршів з майданчиками виконується з використанням доборних елементів.

Для підйому на покрівлю застосовані металеві сходи, що встановлюються по висоті зовнішніх стін до кінця парапету. Сходи кріпляться до стіни через 3.6 м за допомогою сполучних стержнів і болтів.

1.5.10. Перемички

У проєктованій будівлі над воротами і дверними отворами встановлюються ж/б перемички, закладені в масив кам'яної кладки. Перемичка являється ж/б конструкцією типу "брус", що служить для перекриття отворів в стінах з мелкоразмерных матеріалів. Працює на вигин від дії вищерозміщеної кладки. Для перемичок, що несуть, те, що спирається на стіни з торців має бути не менше 250 мм з кожного боку.

1.5.11. Ліхтарі

Для освітлення і вентиляції приміщень проєктовані п-образные светоаэрационные ліхтарі заввишки 3000мм. Розташовуються ліхтарі в осях: Г-Б.

Ліхтарні панелі з навішеними на них палітурками утворюють світловий фронт. Їх довжина відповідає кроку кроквяних ферм - 12м, а висота кількості ярусів палітурок. Світлові отвори обмежені згори об'язувальним швелером, а знизу - спеціальним гнутим профілем борту ліхтаря. Ліхтарна ферма надбудовується над кроквяною в її площині і утворює поперечник ліхтаря.

1.5.12. Ворота і двері

Ворота в зовнішніх стінах орні розміром 4x4, 2м, ворота в перегородках 4x4, 2м. Двері однопільні глухі заввишки 2100мм шириною 1000мм.

1.5.13. Вікна

Відповідно до розмірів стінних панелей прийняті сталеві віконні панелі з алюмінієвими палітурками з роздільною схемою скління. Для 12-ти метрових стінних панелей виконуються з номінальними розмірами по фасаду 4,5x1, 8 і 4,5x(1,8x2) м(у два яруси). Площа і розташування вікон прийняті за розрахунком(п13). Для провітрювання - 100% вікон що відкриваються.

Розміри панелей відповідно до позначень на кресленнях

1.5.14. Поли

Відповідно до призначення виробничих ділянок прийняті наступні типи підлог : формувальне, заливальне і плавильне відділення - асфальтобетон; склад шихтових матеріалів - бетон.

1.5.15. Покрівля

Покрівля проєктована таким чином:

<u>Защитный слой из гравия на битумной мастике</u>	20 мм
<u>Гидроизоляция из 2 слоев линокрома</u>	20 мм
<u>Цементная стяжка</u>	20 мм
<u>Минераловатные плиты</u>	80 мм P=100 кг / м
<u>Пароизоляция из 1 слоя рубероида</u>	10 мм
<u>Железобетонная плита 3 x 12 м</u>	450 мм

1.5.16. Пожежні сходи

Оскільки висота блоків більше 10 м для підйому на покрівлю запроектовані металеві сходи, і при перепадах висоти покрівлі більше 1 м влаштовані пожежні сходи.

Маркіровка на плані.

ЛМ3-длина 3,5 м, ЛМ4-длина 7,5 м, ЛМ6, -длина 20,5 м- для підйому на блок А

ЛМ2-длина 2,5 м, ЛМ5-длина 13,5 м, - для підйому на блоку б

ЛМ1-длина 8,5 м - для підйому на блок В

1.6. Обробка приміщень

Відомість обробки приміщень

Пролет	Стеля		Стіни або		Обробка колон		Приміщення
	Площадь м ²	Вид отделки	Площадь м ²	Вид отделки	Площадь, м ²	Вид отделки	
проліт А	11 52	Затерла клейо	734, 4	Затерла, клейове	62, 15	забарвлення	
проліт Би	11 52	Затерла клейо	676, 8	Затерла, клейове	44, 73	забарвлення	
проліт В	17 28	Затерла клейо	669 ,6	Затерла, клейове	46, 4	забарвлення	

1.7. Обробка фасадів

Обробка фасадів виробничого корпусу полягає в тій, що затерла панелей і подальшим забарвленням їх полімерцементной фарбою. Цегляні вставки викладаються із застосуванням лицьової керамічної цеглини з розшиванням швів.

Шви заповнюються синтетичним пружним прокладенням, що покривається з вулиці герметизуючою мастикою, потім шви штукатурять цементно-піщаним розчином і забарвлюють.

1.8. Спеціальний захист конструкцій

Бічні поверхні фундаментів, каналів і фундаментів під устаткування, дотичні до ґрунту, забарвлюються гарячим бітумом за 2 рази по холодному бітумному ґрунтуванню.

Під усіма фундаментами запроектована щебенева підготовка завтовшки 100 мм з поливанням бітумом до утворення кірки.

Усі внутрішні металоконструкції забарвлюються фарбою АЛ- 177 за 2 рази по ґрунтуванню лаком 177 за 1 раз.

Усі цегляні вставки і перегородки обштукатурюють цементно-піщаним розчином завтовшки 30мм.

1.9. Протипожежні заходи

- Відповідно до вимог СНиП 41-01-2003 передбачені наступні заходи:

- У стінах, перегородках, перекриттях і покриттях не допускається передбачати порожнечі, обмежені горючими матеріалами, за винятком порожнеч між сталевим або алюмінієвим листом і пароізоляцією, але за умови, що ці порожнечі заповнені по торцях негорючим або важкоспалимим матеріалом на довжину не менше 25 см .

- Забороняється влаштовувати порожнечі між облицюванням з горючих матеріалів і поверхням стін.

- У будівлях з ухилом покрівлі більше 12% включно, заввишки від рівня землі до карниза або верху парапету більше 10м, слід передбачати обгороджування на покрівлі відповідно до ГОСТ 25772-83.

- Для будівель виробничого призначення слід передбачати пожежні сходи по периметру будівлі не рідше, ніж через 200м.

- У місцях перепаду висот кровель(у тому числі для підйому на покрівлю светоаэрационных ліхтарів) більше 1м слід передбачати зовнішні пожежні сходи.

- До протипожежних перешкод відносять протипожежні стіни, перегородки, перекриття, зони, тамбури-шлюзи, двері, вікна, люки, тамбури.

- Протипожежні стіни, перегородки, тамбури-шлюзи повинні виконуватися з негорючих матеріалів. Допускається в протипожежних дверях і люках застосовувати деревину, захищену з усіх боків негорючими матеріалами завтовшки не менше 4мм або піддану глибокому просоченню антипиренами.

- Допускається в якості протипожежних застосовувати перегородки з гіпсокартонних листів по ГОСТ 6266-89, з каркасом з негорючих матеріалів, в межах вогнестійкості не менше 1.25 години для перегородок 1-го типу і не менше 0.75 години для перегородок 2-го типу.

- Конструктивні рішення протипожежних зон у будівлях і спорудах слід приймати по СНиП 21-01-97.

- Протипожежні схеми і зони повинні зберігати свої функції при односторонньому обваленні прилеглих до них конструкцій.

- У протипожежних перешкодах допускається передбачати отвори за умови їх заповнення протипожежними дверима, вікнами, воротами, люками або при пристрої в них тамбурів-шлюзів. Загальна площа отворів в протипожежних перешкодах не повинна перевищувати 25 % від їх площі.

- Двері тамбурів-шлюзів з боку приміщень, в яких не застосовуються і не зберігаються горючі гази, рідини і матеріали, а також відсутні процеси пов'язані з утворенням горючих сумішей, допускається виконувати з горючих матеріалів завтовшки не менше 40мм і без порожнеч. У тамбурах-шлюзах слід передбачати підпір повітря відповідно до СНиП 21-01-97.

- Протипожежні стіни і зони не допускається перетинати каналами, шахтами і трубопроводами для транспортування паливних газо- і пиле-воздушних сумішей, рідин, речовин і матеріалів. У місцях перетину протипожежних стін і зон трубопроводами(за винятком водопроводу, каналізації, опалювання) з речовинами не переліченими вище слід передбачати автоматичні пристрої, що запобігають поширенню продуктів горіння по каналах і трубопроводах при пожежі.

- Евакуаційні шляхи повинні забезпечувати безпечну евакуацію усіх людей з будівлі через евакуаційні виходи.

- З будівель, з кожного поверху і з кожного приміщення слід передбачати не менш 2-х евакуаційних виходів. Евакуаційні виходи повинні розосереджено.

- Ширина шляхів евакуації має бути не менше 1м, а ширина дверей - 0.8м. Висота дверей для евакуації у світлу має бути не менше 2м.

- У будівлі мають бути передбачені технічні засоби сповіщення про пожежу. Спосіб сповіщення визначається на підставі об'ємно-планувального і конструктивного рішення.

1.10. Вибір колон

БЛОК А:

Початкові дані:

1 проліт, $L=24$ м, $h=7$ м, $Q=20$ т.

Матеріал каркаса - з металевих конструкцій;

Крок колон :

- для крайнього ряду - 12 м;

- для середнього ряду - 12 м;

Довжина стінних панелей - 6 м;

Проліт плит покриття - 12 м.

Визначення вертикальних розмірів

$$H_2 = h_k + a + 100,$$

де h_k - висота крану по Госту, що приймається для цього крану 3700 мм(при ухилі верхнього пояса 1: 8, і прольоті будівлі 24 м);

$a = 200$ мм враховує прогин ферми;

100 мм - проміжок безпеки.

$$H_2 = 3700 + 200 + 100 = 4000 \text{ мм}$$

По рис.6 маємо

$$H_0 = H_1 + H_2 = 14000 + 4000 = 18000 \text{ мм}$$

Відповідно до «Основного положення по уніфікації» розмір H_0 приймаємо кратним 1,8 м при $H_0 > 10,8$ м. Отже, приймаємо $H_0 = 18$ м.

Далі знаходимо висоту верхньої частини колони(рис.1)

$$H_v = H_2 + h_p + h_{п.би.},$$

де $h_p = 150$ мм, $h_{п.би.} = 1600$ мм - відповідно висота рейки, висота підкранової балки.

$$H_v = 4000 + 120 + 1600 = 5750 \text{ мм}$$

Приймаємо $H_v = 5800$ мм

Висота нижньої частини колони буде

$$H_n = H_0 + h_b - H_v = 18000 + 800 - 5800 = 13000 \text{ мм}$$

$$H_n = 13000 \text{ мм}$$

де $h_б = 800$ мм - висота заглиблення бази колони.

Загальна висота стоек рами

$$H = H_n + H_b = 13000 + 5800 = 18800 \text{ мм}$$

Висота ферми у опори (h_{on}) залежить від ухилу верхнього пояса. Приймаємо

$$h_{on} = 2200 \text{ мм}$$

Висоту ліхтаря визначаємо светотехническим або теплотехнічним розрахунками відповідно до вимог уніфікації.

$$\text{Висота ліхтаря : } 2500 + 300 = 2800 \text{ мм}$$

Визначення горизонтальних розмірів

Приймаємо $b_0 = 250$ мм

$$\text{Ширину верхньої частини колони } b_v \geq H_b / 12 = 5800 / 12 = 483 \text{ мм}$$

Приймаємо $b_v = 450$ мм

Ширина нижньої частини колони буде:

$$b_n = 0,5 \cdot b_0 + \lambda = 0,5 \cdot 250 + 1000 = 1125 \text{ мм}$$

Приймаємо $b_n = 1250$ мм

де $\lambda = 1000$ мм при вантажопідйомності крану $Q = 80$ т.с.

Для забезпечення жорсткості цеху в площині рами для цехів середнього режиму роботи кранів необхідно прийняти

$$b_n \geq H_n / 20 = 13000 / 20 = 650 \text{ мм}$$

Умова виконується.

Проліт крану буде

$$L_k = L - 2 \lambda = 24000 - 2 \cdot 1250 = 21500 \text{ мм}$$

БЛОК Б:

Початкові дані:

1 проліт, $L = 24$ м, $h = 6,8$ м, $Q = 10$ т.

Матеріал каркаса - із залізобетонних конструкцій;

крок колон :

- для крайнього ряду - 12 м
 - для середнього ряду - 12 м;
- довжина стінних панелей - 6 м;
- проліт плит покриття - 12 м.

Визначення мінімальної висоти колони :

$$H_{k \min} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 6,8 + 0,5 + 1,9 + 0,1 = 9,3 \text{ м}$$

оскільки висота менше 10,8 м, то підбираємо колону суцільного перерізу.

Визначення мінімального рівня голівки рейки :

$$H_{\min}^{\text{р.}} = h_1 + h_2 = 6,8 + 0,5 = 7,3 \text{ м}$$

$$H_{\text{п.}}^{\text{би.}} = 1,1 \text{ м}; \quad H_{\text{р}} = 0,12 \text{ м.}$$

Визначення мінімальної висоти підкранової частини колони

$$H_{\text{п} \min} = H_{\min}^{\text{р.}} - H_{\text{п.}}^{\text{би.}} - H_{\text{р}} + H_0$$

де H_0 - висота підземної частини колони $H_0 = 0,9$ м.

$$H_{\text{п} \min} = 7,3 - 1,1 - 0,12 + 0,9 = 6,98 \text{ м, } H_{\text{п} \text{факт}} = 6,98 \text{ м}$$

Визначення фактичної висоти рівня голівки рейки :

$$H_{\text{фактг.р}} = H_{\text{факт}} + H_{\text{н.б.}} + H_{\text{р}} - H_0 = 6,98 + 1,1 + 0,12 - 0,6 = 7,12\text{м};$$

Визначення мінімальної висоти колони :

$$H_{\text{кmin}} = H_{\text{фактг.р}} + h_3 + h_4 = 7,12 + 1,9 + 0,1 = 9,12\text{ м}$$

Визначення фактичної висоти колони :

$$H_{\text{кфакт}} = 9,6\text{м. По серії 1.424.1-5.}$$

БЛОК В:

Початкові дані:

2 проліт, L=12 м, h=6 м, Q=1 т.

Матеріал каркаса - із залізобетонних конструкцій;

крок колон :

- для крайнього ряду - 12м
 - для середнього ряду - 12м;
- довжина стінних панелей - 6м;
проліт плит покриття - 12м.

У прольотах з підвісними кранами висота колон визначається виходячи із заданої висоти прольоту і вибирається не менш даною.

$$H_{\text{кфакт}} = 6,9\text{м} \geq 6\text{м. По серії 1.423.1-3/88.}$$

1.11. Розрахунок глибини закладення фундаментів.

1.11.1. Початкові дані:

Вид ґрунту - дрібний пісок.

Середньомісячні негативні температури в течії зимового періоду :

$$t_1 = -2, 2^{\circ}\text{C} \quad t_2 = -7^{\circ}\text{C} \quad t_3 = -11^{\circ}\text{C} \quad t_4 = -10^{\circ}\text{C} \quad t_5 = -4, 7$$

Будівля без підвалу з полою по ґрунту.

1.11.2 Нормативна глибина промерзання ґрунту визначається по формулі:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t},$$

де M_t - безрозмірний параметр, рівний сумі абсолютних значень зимових температур.

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{34,9} = 1,654$$

$$\text{де } M_t = |- 2,2 - 7 - 11 - 10 - 4,7| = 34,9^{\circ}\text{C}$$

d_0 - коефіцієнт(у м.) приймається для пісків - 0,3; $d_0 = 0,3$.

1.11.3. Розрахункова глибина сезонного промерзання.

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} \quad K_n = 0,7 \quad d_f = k_n \cdot d_{fn} = 0,6 \times 1,654 = 0,9924$$

1.11.4. Результати розрахунку.

Приймаємо глибину заставляння фундаментів відповідно до d_f і конструктивними розмірами фундаментів :

- під крайні колони - 1,50 м;
- під середні колони - 1,50 м.

Відмітки підшви фундаментів

- під крайні колони - 1,65 м
- під середні колони - 1,65 м

1.12. Теплотехнічний розрахунок

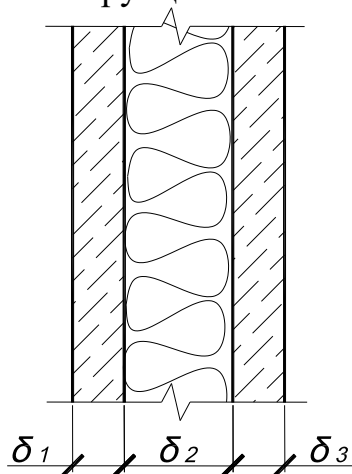
Розрахунок відповідно до СНиП 23-02-2003 «Тепловий захист будівель»

Початкові дані:

- Донецька область, р. Маріуполь- $t^{0.92} = -220\text{C}$;
- температура в приміщенні $+160\text{C}$;
- зона вологості - суха;
- режим роботи у будівлі - сухий;
- умови експлуатації конструкцій, що захищають, - А.

1.12.1. Визначення товщини утеплювача стінного обгороджування.

Конструкція стіни :



1 шар і 3 шар - стінна панель з керамзитобетону на перлітовому піску:

$$\delta_1 = \delta_3 = 100 \text{ мм}, \quad \rho_1 = \rho_3 = 0,29, \quad \rho = 800 \text{ кг/м}^3.$$

2 шар - утеплювач з пінополістиролу: $\rho_2 = 0,041, \quad \rho = 100 \text{ кг/м}^3$;

Визначаємо необхідний розрахунковий опір теплопередачі конструкцій, що захищають :

$$R_{req} = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{\Delta t_n \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (16 - (-22))}{6 \cdot 8,7} = 0,728$$

де $n = 1$ - коефіцієнт, що приймається залежно від положення зовнішньої поверхні конструкцій, що захищають, по відношенню до зовнішнього повітря;

$t_{int} = 160\text{C}$ - розрахункова температура внутрішнього повітря;

$t_{ext} = t^{0.92} = -220\text{C}$ - розрахункова температура внутрішнього повітря, рівна середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 по СНиП 23-01-99 «Будівельна кліматологія»;

$\Delta t_n = (t_{int} - t_{ext}) = 60\text{C}$ - нормований температурний перепад між температурою внутрішнього повітря t_{int} і температурою внутрішньої поверхні (t_{ext} конструкції, що захищає);

$\alpha_{int} = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкції, що захищає.

Визначаємо градусо-сутки опалювального періоду Dd , Z (сут по формулі:

$$Dd = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht} = (16 + 0,4) \cdot 167 = 2738,8;$$

$$t_{ht} = - 0,40 \text{ C}; \text{ (від. пер.} = 167 \text{ днів);}$$

де $t_{от.пер.}$ і $t_{від. пер.}$ - середня температура, z , і тривалість, сут, періоду з середньою добовою температурою повітря нижче або рівною 8 (з по СНиП 23-01-99).

По таблиці 4 того ж СНиПа визначаємо нормоване значення опору теплопередачі R_{req} , $m^2(\text{C}/\text{Вт}$, конструкцій, що захищають, залежно від Dd :

$$R_{req} = 1,548 \text{ м}^2 (\text{C}/\text{Вт}.$$

Для розрахунків набуваємо більшого значення опору теплопередачі :

$$R_0 = 1,548 \text{ м}^2 (\text{C}/\text{Вт}.$$

Розрахунковий температурний перепад (t_0 , z , між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні конструкції, що захищає, не повинен перевищувати нормованих величин (t_n , z , встановлених в таблиці 5 СНиП, і визначається по формулі:

$$\Delta t_0 = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{R_0 \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (16 - (-22))}{1,548 \cdot 8,7} = 2,82 < 6 - \text{ умова виконується.}$$

Визначаємо орієнтовну товщину утеплюючого шару виходячи з вираження:

$$\delta_2 \geq \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_2$$

де 1, 2, 3 - товщина шарів обгороджування, m ;

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ - розрахункові коефіцієнти теплопровідності матеріалу шарів; $\text{Вт}/\text{м}^2(\text{C}$;

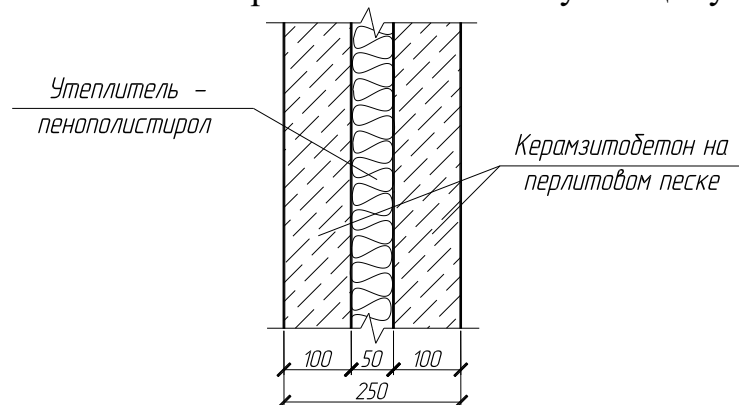
$\alpha_n = 23 \text{ Вт}/\text{м}^2 (\text{C}$ - коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні конструкції, що захищає.

$$\delta_2 \geq \left(1,548 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,1}{0,29} - \frac{0,1}{0,29} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,028 \text{ м}.$$

Результат розрахунку :

приймаємо товщину зовнішнього утеплювача з пінополістиролу рівну 50 мм

Таким чином приймаємо остаточну товщину стіни рівної :



Мал. __. Остаточна конструкція стіни.

1.12.2. Визначення товщини утеплювача покриття.

Конструкція покриття :

<i>Защитный слой из гравия на битумной мастике</i>	20 мм
<i>Гидроизоляция из 2 слоев линокрома</i>	20 мм
<i>Цементная стяжка</i>	20 мм
<i>Минераловатные плиты</i>	80 мм $P=100 \text{ кг/м}$
<i>Пароизоляция из 1 слоя рубероида</i>	10 мм
<i>Железобетонная плита 3x12 м</i>	450 мм

Визначаємо необхідний розрахунковий опір теплопередачі конструкцій, що захищають :

$$R_{\text{req}} = 0,728 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт.}$$

Визначаємо градусо-сутки опалювального періоду D_d :

$$R_{\text{req}} = 1,548 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт.}$$

Для розрахунків набуваємо більшого значення опору теплопередачі :

$$R_0 = 1,548 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт.}$$

Визначаємо орієнтовну товщину утеплюючого шару виходячи з вираження:

$$\delta_3 \geq \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_n} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{\delta_5}{\lambda_5} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_3$$

де 1, 2, 3 - товщина шарів обгороджування, м;

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ – розрахункові коефіцієнти теплопровідності матеріалу шарів; Вт/м²°C;

$\alpha_n = 23 \text{ Вт/м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ - коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні конструкції, що захищає.

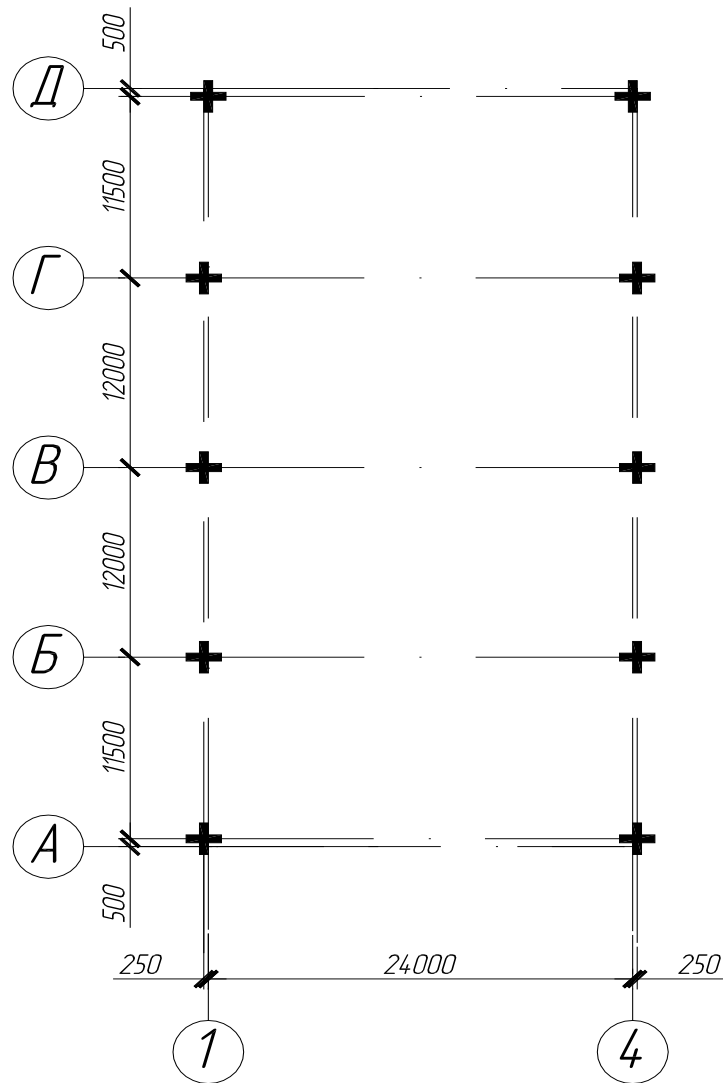
$$\delta_2 \geq \left(1,548 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,01}{0,23} - \frac{0,02}{0,52} - \frac{0,005}{0,17} - \frac{0,03}{1,69} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,048 \text{ м.}$$

Результат розрахунку :

приймаємо товщину утеплювача з пінополістиролу рівну 50 мм

2.1.Компонування конструктивної схеми каркаса

Розміщення колон в плані в цьому курсовому проекті приймаємо відповідно до завдання; крок колон - 12м, проліт 24м. Схема розміщення колон представлена на мал. 1.1.



Мал. 1.1.

Важливим завданням є рішення системи зв'язків каркаса. Зв'язки між фермами, створюючи загальну просторову жорсткість каркаса, забезпечують стійкість стислих елементів ригеля з площини ферм, перерозподіл місцевих навантажень, прикладених до однієї з рам, на сусідні рами, зручність монтажу, задану геометрію каркаса, сприйняття і передачу на колони деяких навантажень.

Система зв'язків покриття складається з горизонтальних і вертикальних зв'язків. Горизонтальні зв'язки розташовуються в площинах нижнього і верхнього пояса ферм. Горизонтальні зв'язки складаються з подовжніх і поперечних (мал. 1.2; 1.3, а).

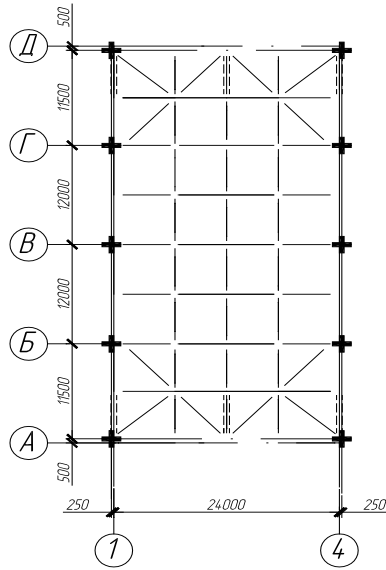
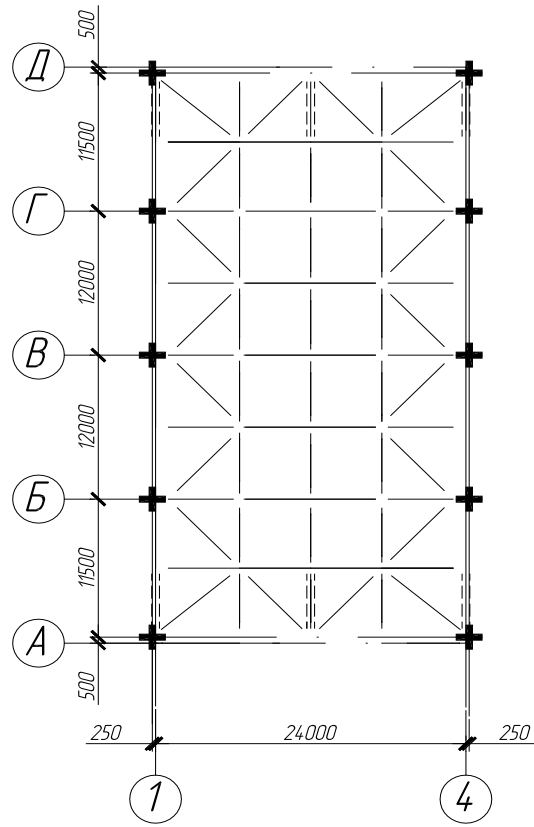


Рис.1.2. Горизонтальні зв'язки по верхньому поясу

Система зв'язків між колонами забезпечує під час експлуатації і монтажу геометричну незмінність каркаса, його здатність, що несе, і жорсткість в подовжньому напрямі, а також стійкість колон з площини поперечних рам(рис.1.3, би, в).



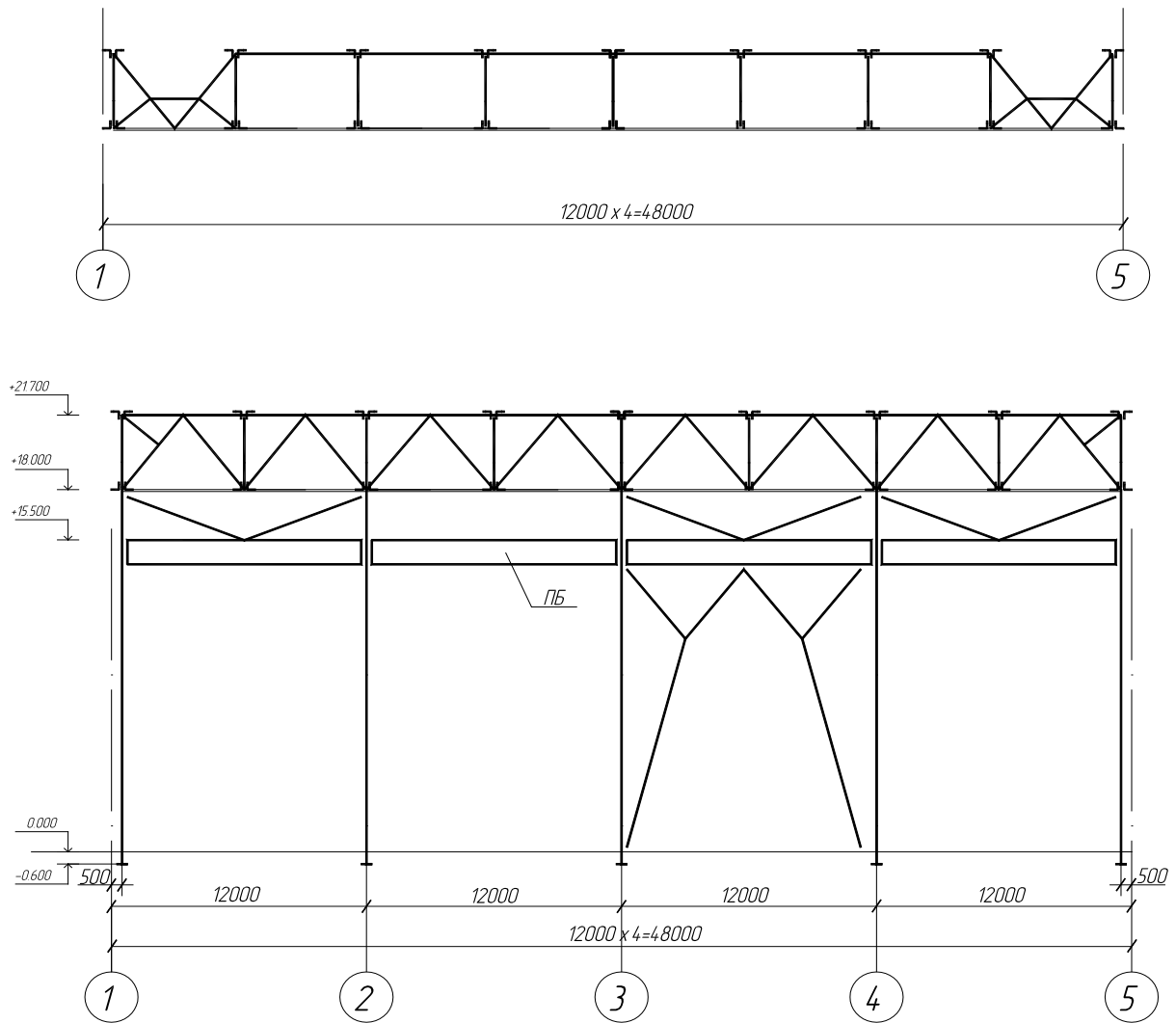


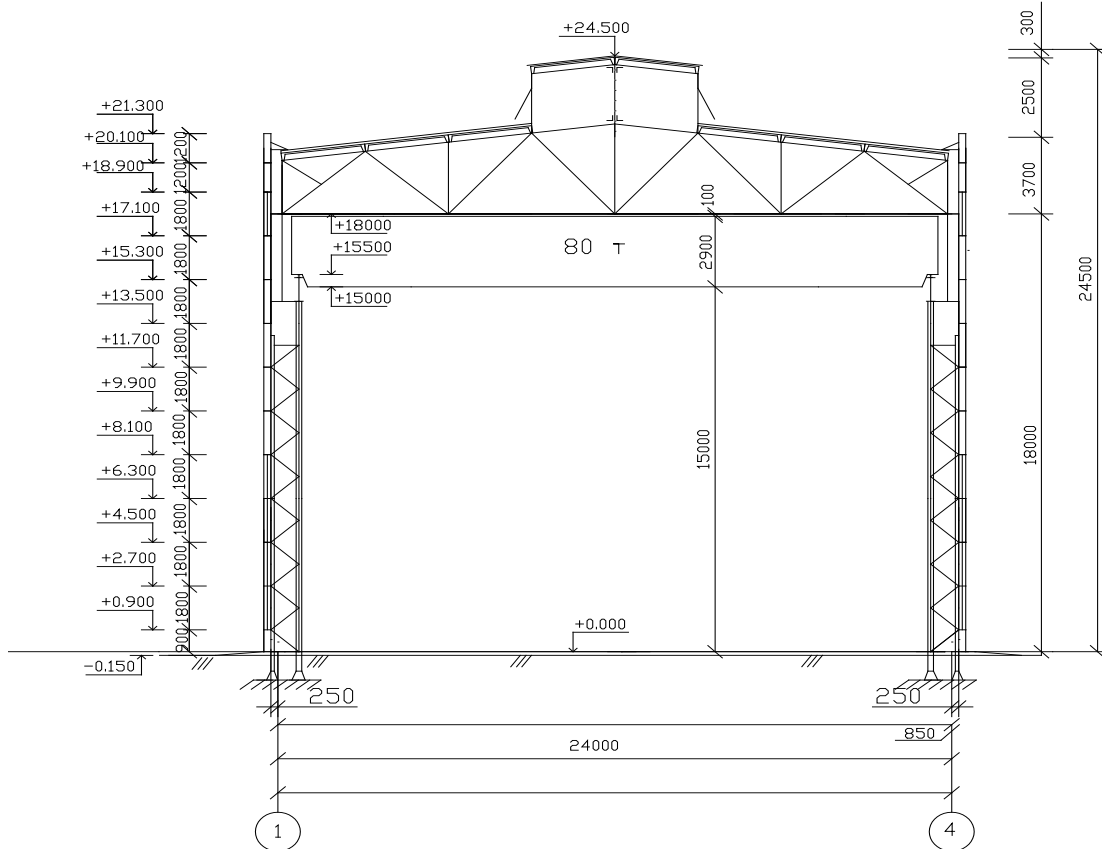
Рис.1.3.

- а) схема горизонтальних зв'язків по нижньому поясу; б) схема вертикальних зв'язків між фермами; в) схема вертикальних зв'язків між колонами

2.2.. Компонування однопролітних рам

Компонування рами розпочинають зі встановлення генеральних розмірів елементів конструкцій в площині поперечника по вертикалі і по горизонталі.

2.2.1. Визначення вертикальних розмірів



$$H_2 = h_k + a + 100,$$

де h_k - висота крану по ГОСТу, що приймається для цього крану 3700 мм (при ухилі верхнього пояса 1: 8, і прольоті будівлі 24 м);

$a = 200$ мм враховує прогин ферми;

100 мм - проміжок безпеки.

$$H_2 = 3700 + 200 + 100 = 4000 \text{ мм}$$

По рис.6 маємо

$$H_0 = H_1 + H_2 = 14000 + 4000 = 18000 \text{ мм}$$

Відповідно до «Основного положення по уніфікації» розмір H_0 приймаємо кратним 1,8 м при $H_0 > 10,8$ м. Отже, приймаємо $H_0 = 18$ м.

Далі знаходимо висоту верхньої частини колони(рис.1)

$$H_v = H_2 + h_p + h_{п.би.},$$

де $h_p = 150$ мм, $h_{п.би.} = 1600$ мм - відповідно висота рейки, висота підкранової балки.

$$H_v = 4000 + 120 + 1600 = 5750 \text{ мм}$$

Приймаємо $H_v = 5800$ мм

Висота нижньої частини колони буде

$$H_n = H_0 + h_b - H_v = 18000 + 800 - 5800 = 13000 \text{ мм}$$

$H_n = 13000$ мм

де $h_b = 800$ мм - висота заглиблення бази колони.

Загальна висота стоек рами

$$H = H_n + H_v = 13000 + 5800 = 18800 \text{ мм}$$

Висота ферми у опори (h_{on}) залежить від ухилу верхнього пояса. Приймаємо $h_{on} = 2200$ мм

Висоту ліхтаря визначаємо світлотехнічним або теплотехнічним розрахунками відповідно до вимог уніфікації.

Висота ліхтаря : $2500+300=2800$ мм

2.2.2.Визначення горизонтальних розмірів

Приймаємо $b_0 = 250$ мм

Ширину верхньої частини колони $b_v \geq H_v/12 = 5800/12 = 483$ мм Приймаємо $b_v = 450$ мм

Ширина нижньої частини колони буде:

$$b_n = 0,5 \cdot b_0 + \lambda = 0,5 \cdot 250 + 1000 = 1125 \text{ мм}$$

Приймаємо $b_n = 1250$ мм

де $\lambda = 1000$ мм при вантажопідйомності крану $Q = 80$ т.с.

Для забезпечення жорсткості цеху в площині рами для цехів середнього режиму роботи кранів необхідно прийняти

$$b_n \geq H_n / 20 = 13000 / 20 = 650 \text{ мм}$$

Умова виконується.

Проліт крану буде

$$L_k = L - 2 \lambda = 24000 - 2 \cdot 1250 = 21500 \text{ мм}$$

2.3. ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА РАМУ

2.3.1.Постійні навантаження від покриття

Постійні нормативні і розрахункові навантаження на 1 м^2 площі($g_{нкp}$, $g_{кp}$) визначаємо в табличній формі.

Вага конструкцій, що захищають і несуть, кН/м^2

Таблиця 1

Конструктивні елементи	Нормативне навантаження, $g_{нкp}$, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, $g_{кp}$, кН/м^2
Покрівлі, що захищають елементи			
Захисний шар з гравію на бітумній	0,4	1,3	0,52

мастиці(20 мм)			
Гідроізоляція з 2 шарів лінокрома	0,09	1,2	0,108
Цементне стягування 20мм	0,4	1,3	0,52
Мінераловатні плити $\delta=80\text{мм}$ щільністю $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$	0,08	1,2	0,096
Пароізоляція з 1 шару руберойду	0,05	1,3	0,065
Покрівлі, що несуть елементи			
Же/б панелі з важкого бетону(із заливкою швів) розміром 3х6 м	1,6	1,1	1,75
Металеві конструкції покриття			
Кроквяні ферми	0,1	1,05	0,105
Зв'язки покриття	0,04	1,05	0,042
Каркас ліхтаря	0,12	1,05	0,125

$$\Sigma=2,88 \text{ кН/м}^2$$

$$(\text{ = } 3,331 \text{ кН/м}^2$$

Постійне погонне розрахункове навантаження на ригель рами буде:

$$g = B\phi (n'_{\text{гнкр}} = 6 \cdot 3,331 = 19,99 \text{ кН/м}$$

де $B\phi = 6 \text{ м}$ - крок ферм.

Реакція кроквяної ферми буде:

$$Vg = g(L / 2 = 19,99 \cdot 24 / 2 = 239,88 \text{ кН.}$$

2.3.2.Снігове навантаження

На цьому етапі розрахунків розподіл снігу приймають рівномірно по усьому покриттю, тому

$$s = s_0 B\phi$$

тут Sg - розрахункове снігове навантаження, що приймається по III району будівництва, $1,8 \text{ кН/м}^2$;

$$s = 1,8 \cdot 6 = 10,8 \text{ кН/м.}$$

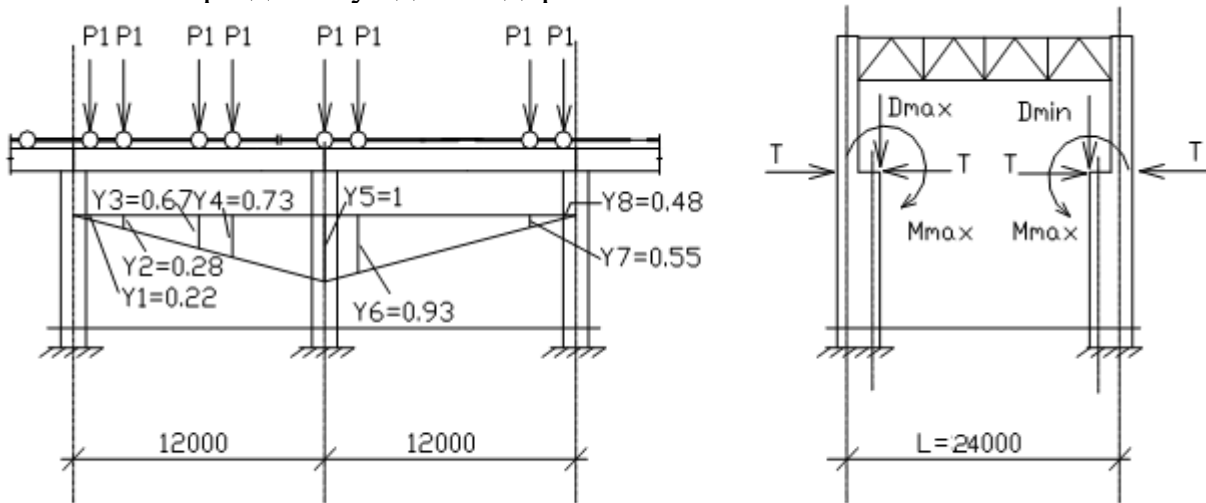
Зосереджена сила на колону від снігового навантаження:

$$Vp = s (L / 2 = 10,8 \cdot 24 / 2 = 129,6 \text{ кН.}$$

2.3.3.Навантаження від мостових кранів

При розрахунку однопролітних промбудівель навантаження крану враховується від одного крану вантажопідйомністю 80т з урахуванням поєднання навантажень кранів n_c . Для цехів середнього режиму $n_c = 0,85$.

Вертикальний тиск кранів визначаємо по лініях впливу опорної реакції загальної опори двох сусідніх підкранових балок.



Мал. 3.3 Лінія впливу при завантаженні двома кранами і схема завантаження колон

Максимальний тиск колеса крану приймаємо з довідкових даних по мостових кранах. Для кранів $Q \geq 80$ т.с. допускається приймати:

$$P_{max} = \frac{1}{2} \cdot (P_{1max} + P_{2max}) = \frac{1}{2} \cdot (353 + 373) = 363 \text{ кН.}$$

Мінімальний тиск колеса крану визначається по формулі:

$$P_{min} = \frac{Q + G_k}{n_0} - P_{max} = \frac{800 + 1029}{4} - 363 = 94,25 \text{ кН;}$$

де $G_k = 1029 \text{ кН}$ - вага крану з візком;

$n_0 = 4$ - кількість коліс на одній стороні моста крану.

Розрахункові тиски на колону будуть:

$$D_{max} = n_c \cdot n \cdot P_{max} \cdot \sum y_i + G_{n.k.} = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 363 \cdot 4,967 + 63 = 1902,08 \text{ кН;}$$

$$D_{min} = n_c \cdot n \cdot P_{min} \cdot \sum y_i + G_{n.k.} = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 94,25 \cdot 4,967 + 63 = 540,5 \text{ кН;}$$

де:

$n = 1,2$ - коефіцієнт перевантаження;

$G_{n.k.} = B (G = 12 \cdot 5 \cdot 1,05 = 63 \text{ кН}$ - вага підкранових конструкцій).

Підкранові балки встановлюють з ексцентриситетом e_1 по відношенню до осі нижньої частини колони, тому від вертикальних тисків виникають зосереджені моменти, що вигинають :

$$M_{max} = e_1 \cdot D_{max} = 0,625 \cdot 1902,08 = 1188,8 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{min} = e_1 \cdot D_{min} = 0,625 \cdot 540,5 = 337,81 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Величина e_1 визначається залежно від положення осі нижньої частини колони, оскільки на цьому етапі переріз колони невідомий, то можна прийняти:

$$e_1 = 0,5b_H = 0,5 \cdot 1250 = 625 \text{ мм} = 0,625 \text{ м}$$

Розрахунковий горизонтальний тиск T від гальмування візка з вантажем визначається по формулі:

$$T = n_c \cdot n \cdot \frac{0,5 \cdot f \cdot (Q + G_T)}{n_0} \cdot \sum Y_i = 0,85 \cdot 1,2 \cdot \frac{0,5 \cdot 0,1 \cdot (800 + 323)}{4} \cdot 4,967 = 71,12 \text{ кН};$$

де $f = 0,1$ - коефіцієнт тертя;

$GT = 323$ кН - вага візка.

Насправді сила Тонни прикладена на рівні верхнього пояса підкранової балки. Для спрощення розрахунку допускається прикладати її на рівні уступу колони, тобто в тому ж місці, де прикладені вертикальні тиски.

Визначити саме якій колоні передається сила поперечного гальмування не представляється можливим, тому розрахунок рами від цієї сили слід виконувати за чотирма схемами завантажень.

2.3.4. Вітрове навантаження

Для одноповерхових виробничих будівель враховується тільки статична складова вітрового навантаження. Вона викликає активний тиск з навітряного боку і відсмоктування - з протилежного боку.

Нормативне значення тиску вітру на вертикальну поверхню подовжньої стіни залежить від району будівництва, типу місцевості і висоти від рівня землі. Згідно СНиП "Навантаження і дії" тиск вітру на довільній відмітці від рівня землі визначається по формулі:

$$w_0'' = w_0 \cdot k \cdot c - \text{для активного тиску};$$

де $w_0 = 0,23$ кН/м² - нормативне вітрове навантаження для I-го вітрового району;

z - аеродинамічний коефіцієнт обліку конфігурації будівлі :

для активного тиску $z = 0,8$;

для відсмоктування $z' = 0,6$;

k - коефіцієнт обліку зміни висоти і типу місцевості.

$w_0^5 = 0,23 \cdot 0,8 \cdot 0,75 = 0,138$ кН/м² - нормативна швидкість натиску вітру на висоті 5 м.

$w_0^{10} = 0,23 \cdot 0,8 \cdot 1 = 0,184$ кН/м² - нормативна швидкість натиску вітру на висоті 10 м.

$w_0^{20} = 0,23 \cdot 0,8 \cdot 1,25 = 0,23$ кН/м² - нормативна швидкість натиску вітру на висоті 20 м.

$w_0^{30} = 0,23 \cdot 0,8 \cdot 1,38 = 0,254$ кН/м² - нормативна швидкість натиску вітру на висоті 30 м.

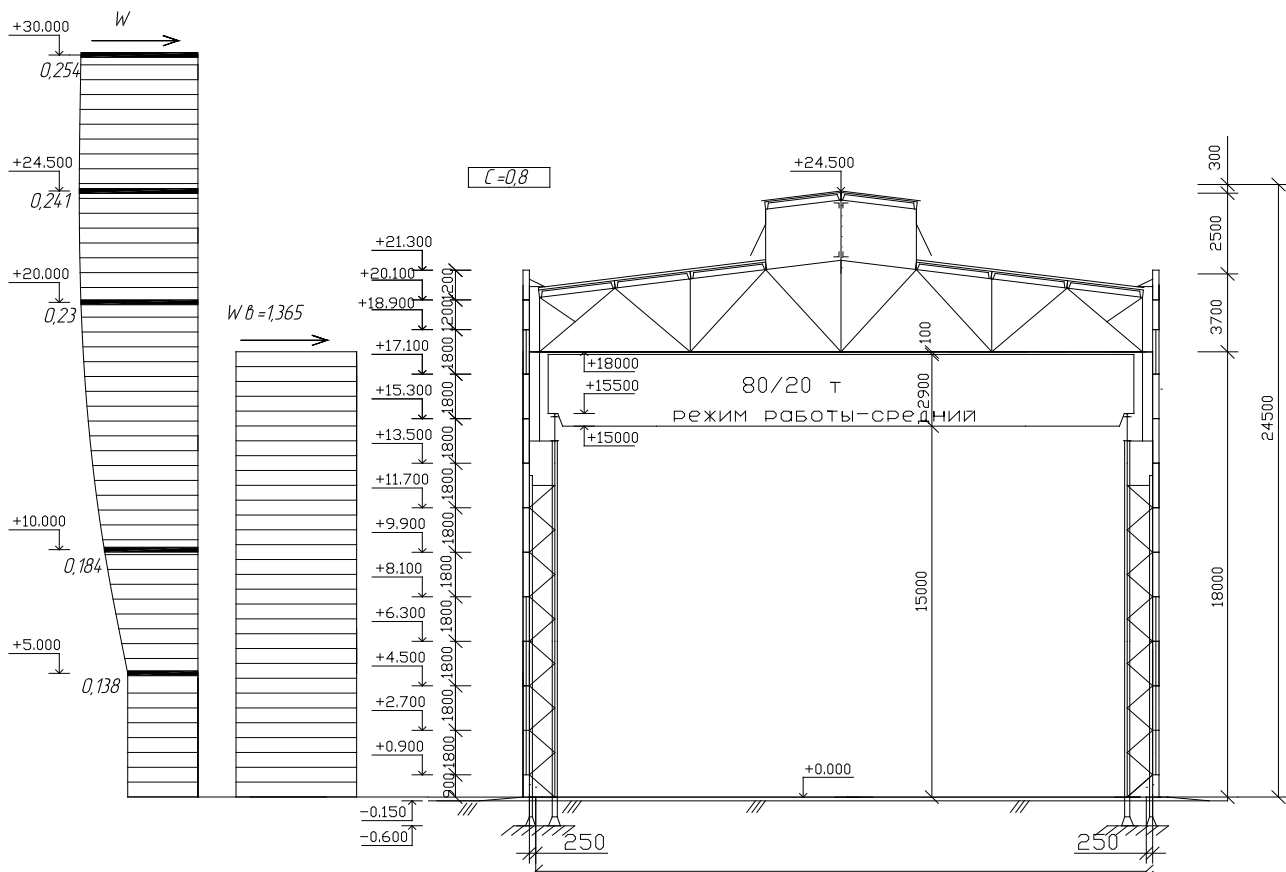
Для визначення вітрового навантаження розглядається розрахунковий блок шириною B (частина подовжньої стіни). При цьому тиск вітру до низу ригеля прикладається до стоек рами у вигляді розподілених навантажень, а тиск від шатрової частини - у вигляді зосередженої сили, прикладеної до верхівок стоек.

З метою спрощення розрахунків фактична епіюра тиску вітру до відмітки низу ригеля (по висоті $H=18$ м) замінюється еквівалентним рівномірно розподіленим навантаженням:

$$w_{\text{екв.}} = k_z \cdot w_0 = 1,031 \cdot 0,23 = 0,237 \text{ кН/м}^2,$$

Де $k_z = 1,031$ - коефіцієнт приросту натиску за рахунок збільшення тиску по висоті, для висоти 18 м.

Для визначення зосередженої сили від тиску вітру в межах шатра необхідно приймати фактичний тиск вітру, зміна якого по висоті показана на малюнку.



Визначаємо вітрові навантаження, що діють з навітряного боку :

а) погонне навантаження на колону:

- активна:

$$w_B = w_{\text{экв}} \cdot c \cdot n \cdot B_{\text{фахс}} = 0,237 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 6 = 1,365; \text{ кН/м}^2$$

де $B_{\text{фахс}}$ - крок колон B , а якщо є фахверковые стойки, то крок цих стоек.

б) розрахункова зосереджена сила від тиску вітру на шатер цеху є рівнодійною тиски на вантажну площу з розмірами H та B .

Для випадку з наявністю фахверка і шатрового навантаження маємо:

- для активного тиску:

$$w_0^{18} = 0,23 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 0,221 \text{ кН/м}^2 \text{ - нормативна швидкість натиску вітру на висоті 18}$$

м.

$$W = \left(\frac{W_0' + W_0^{20}}{2} \cdot x + \frac{W_0^{20} + W_0''}{2} \cdot y \right) \cdot c \cdot n \cdot B + W_{\text{экв}} \cdot c \cdot n \cdot \frac{B_{\text{фахс}}}{2} \cdot \frac{H}{2}$$

$$W = \left(\frac{0,221 + 0,23}{2} \cdot 2 + \frac{0,23 + 0,254}{2} \cdot 4,5 \right) \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 12 + 0,237 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot \frac{6}{2} \cdot \frac{18,8}{2} = 24,1568 \text{ кН/м}^2$$

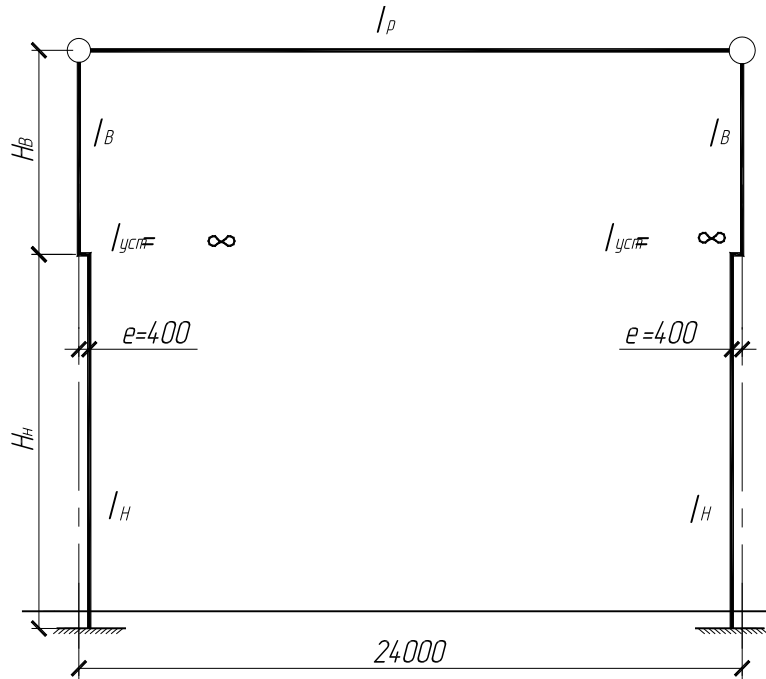
2.4. Статичний розрахунок рами з жорсткими вузлами

2.4.1. Загальні вказівки

Метою статичного розрахунку є визначення розрахункових зусиль в характерних перерізах елементів рами, які потрібні для підбору перерізу елементів, для розрахунку сполучень і вузлів.

Прийнято зусилля визначати від кожного навантаження окремо, потім на основі поєднань навантажень виявити несприятливе завантаження для кожного поєднання і відповідні розрахункові зусилля.

В першу чергу необхідно прийняти розрахункову схему рами на підставі конструктивної поперечника. Прийнята схема на мал. 9.



Мал. 4.1. схема

Розрахункова

На цьому етапі перерізу стоек і ригеля невідомі, доводиться задаватися відношенням жорсткостей елементів рами :

$$n = \frac{I_B}{I_H} = \frac{1}{6}; \quad I_B = 1; \quad I_H = 6;$$

$$\frac{I_p}{I_H} = 3; \quad I_p = 6 \cdot 3 = 18.$$

Отримаємо $I_B=1$, $I_H=6$, $I_p=18$.

З досвіду проектування відомо:

$$e = 0,5(b_n - b_e) = 0,5(1250 - 450) = 400 \text{ мм}$$

Коефіцієнт просторової роботи каркаса ($\alpha_{пр}$ залежить від типу покрівлі, яка класифікується на жорсткі і нежорсткі. При жорстких покрівлях з же/б плит із замоноличиваним швів ($\alpha_{пр}$ знаходиться по формулі:

$$\alpha_{пр} = \beta \cdot \left(\frac{1}{m_p} + \frac{h_2^2}{2 \sum h_i^2} \right) = 1,61 \cdot \left(\frac{1}{5} + \frac{24^2}{2 \cdot (48^2 + 24^2)} \right) = 0,483$$

де $m_p = 5$ - число рам у блоці;

h_2, h_i - визначаються згідно мал. 10.

β - коефіцієнт, що враховує розвантажуючий вплив суміжних рам по відношенню до

що розглядається, знаходиться по формулі:

$$\beta = \frac{2 \cdot n_0}{\sum y_i} = \frac{2 \cdot 4}{4,967} = 1,61,$$

тут $2n_0$ - загальне число коліс у двох зближених кранів на одному шляху;

$\sum y_i$ - сума ординат при визначенні D_{max} .

Подальший статичний розрахунок рами вироблюваний на ЕОМ за допомогою програми "СТАТРАСЧЕТ 3". Усі початкові дані для виконання розрахунку занесені в таблиці.2.

Таблиця

2

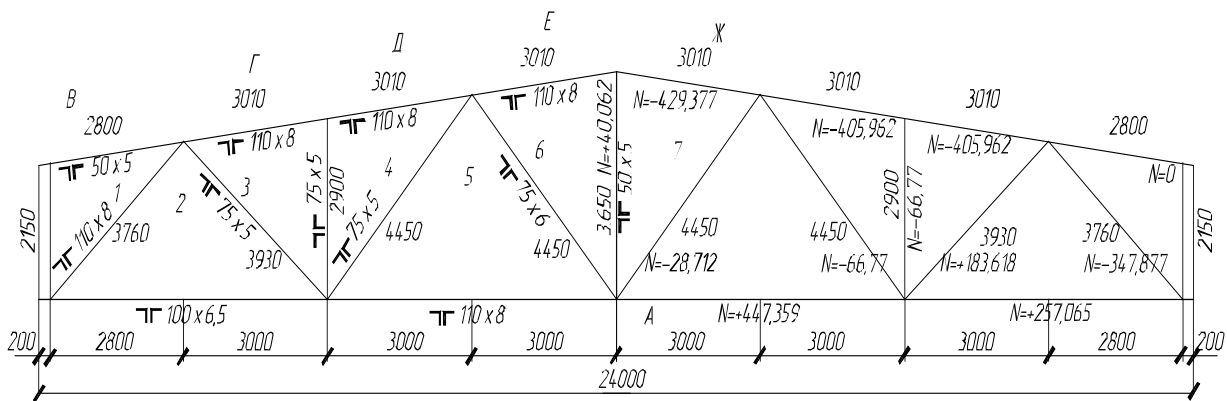
L, м	H, м	H2, м	HВ, м	ИН	I В	IP	E, м	АПР	K	N	S	Dmax кН	Dmi п кН
24	18,8	5,8	5,8	6	1	18	0,4	0,483	0	0,778	2	1902,08	540,5

Mmax кНм	Mmin кНм	G кН/м	P кН/м	T кН	ГЕК кН/м	W кН	ГЕК1 кН/м	W1 кН	NB	NH
1188,8	337,81	19,99	10,8	71,12	1,365	24,1568	0	0	0	0

2.5. Розрахунок і конструювання сталевих кроквяних ферм

2.5.1. Визначення навантажень

2.5.1.1. Постійні навантаження



Таблиця 1

Конструктивні елементи	Нормативне навантаження, $g_{нкp}$, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, $g_{кр}$, кН/м ²
Покрівлі, що захищають елементи			

Захисний шар з гравію на бітумній мастиці(20 мм)	0,4	1,3	0,52
Гідроізоляція з 2 шарів линокрома	0,09	1,2	0,108
Цементне стягування 20мм	0,4	1,3	0,52
Минераловатные плити $\delta=80\text{мм}$ щільністю $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$	0,08	1,2	0,096
Пароізоляція з 1 шару руберойду	0,05	1,3	0,065
Покрівлі, що несуть елементи			
Же/б панелі з важкого бетону(із заливкою швів) розміром 3x12 м	1,6	1,1	1,75
	$\Sigma=2,62$ кН/м^2		$\Sigma=3,059\text{кН/м}^2$
Металеві конструкції покриття			
Кроквяні ферми	0,1	1,05	0,105
Зв'язки покриття	0,04	1,05	0,042
Каркас ліхтаря	0,12	1,05	0,125
	$\Sigma=0,26$ кН/м^2		$\Sigma=0,272\text{кН/м}^2$

Величину зосередженої сили від постійних навантажень визначасмо з урахуванням вантажної площі bxd , де b - крок ферм; d - довжина панелі верхнього пояса

$$P=b(d(g/\text{cosa}+1,05g)) \quad . = 6 \quad 3(3,059/0,992+1,05$$

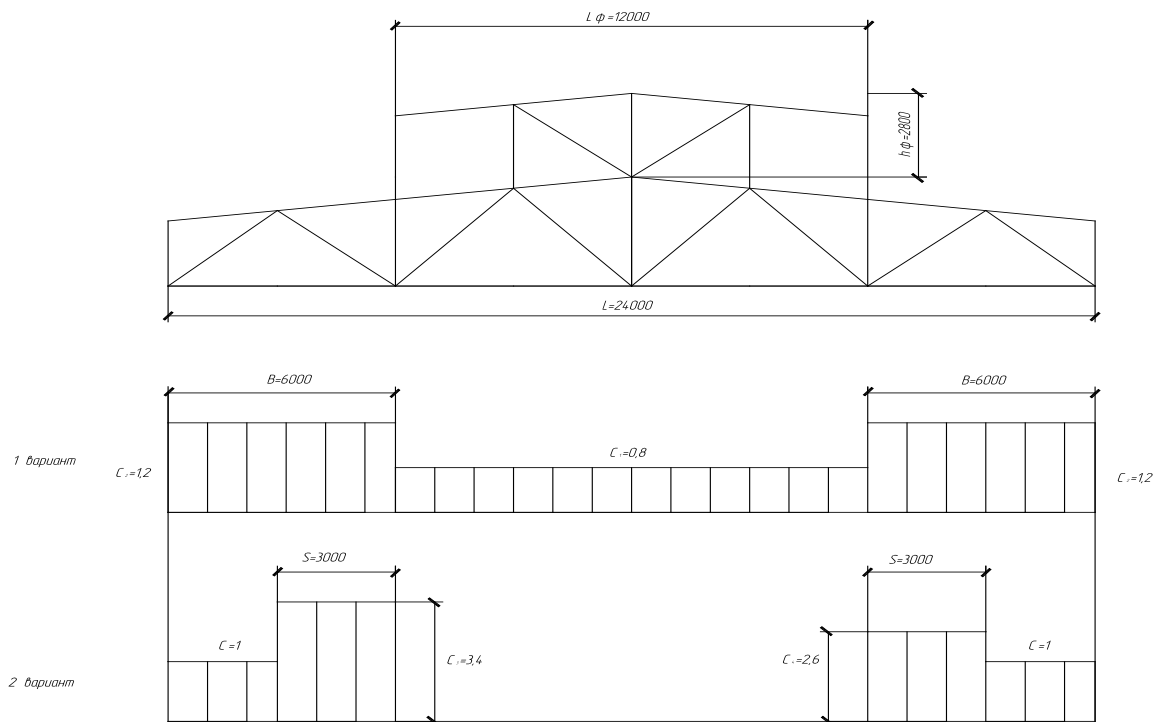
0,272)=60,65 кН

де $\alpha=7,28^\circ$ - кут нахилу верхнього пояса;

$g=0,272 \text{ кН/м}^2$ -нагрузка від власної маси металоконструкцій покриття.

2.5.1.2. Снігове навантаження

Для визначення зосереджених сил у вузлах ферм від снігового навантаження розглядають різні можливі варіанти завантаження покриття снігом.



Коефіцієнти перерозподілу снігу C_i визначаються по формулі:

$$C_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{L_\phi}{\beta} = 1 + 0,1 \cdot \frac{12}{6} = 1,2$$

$$C_3 = 1 + 0,6 \cdot \frac{L_\phi}{S} = 1 + 0,6 \cdot \frac{12}{3} = 3,4$$

$$C_4 = 1 + 0,4 \cdot \frac{L_\phi}{S} = 1 + 0,4 \cdot \frac{12}{3} = 2,6$$

Розрахункова інтенсивність снігового навантаження :

$$P_c = c \cdot s_0 = 3,4 \cdot 1,8 = 6,12 \text{ кН}$$

2.5.2. Визначення розрахункових зусиль в елементах кроквяних ферм

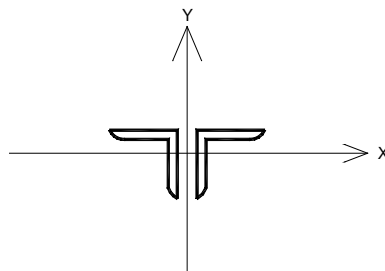
Для визначення розрахункових зусиль з урахуванням поєднання навантажень, зусилля в стержнях ферм визначаємо від кожного навантаження окремо. Для симетричних ферм в таблицю включаємо тільки стержні однієї половини ферми.

Елемент	Позначення стержня	Зусилля від одиничних сил $P=1\text{кН}$	Зусилля від постійного навантаження $P=60,65\text{кН}$	Зусилля від снігового навантаження $n=1$ $P_c = 6,12$	Розрахункові зусилля в кН
					+ Раст - Сж
Верхній пояс	В1 Г3; Д4 Е6	0 -6,08 -6,45	0 -368,752 -389,903	0 -37,21 -39,474	0 -405,962 -429,377

Нижній пояс	A2	+3,85	+233,503	+23,562	+257,065
	A5	+6,70	+406,355	+41,004	+447,359
Розкоси	1-2	-5,21	-315,987	-31,89	-347,877
	2-3	+2,75	+166,788	+16,83	+183,618
	4-5	-1,00	-60,65	-6,12	-66,77
	5-6	-0,43	-26,08	-2,632	-28,712
Стойки	3-4	-1,00	-60,65	-6,12	-66,77
	6-7	+0,60	+36,39	+3,672	+40,062

2. 5.3. Підбір перерізу стержнів ферм

Стержні кроквяних ферм виконані з прокатних куточків перерізом, показаному на мал. 5.3:



Мал. 5.3. Переріз елементів легких ферм

$$R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$$

Для підбору перерізу стержнів використані формула розрахунку на міцність і стійкість центрально розтягнутих і стислих елементів :

а) Умова міцності центрально-розтягнутого елементу має вигляд:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c;$$

де N - розрахункове зусилля в даному стержні;

R_y - розрахунковий опір матеріалу;

A_n - площа перерізу стержня нетто;

γ_c - коефіцієнт умови роботи, ($\gamma_c = 1,00$ (для розтягнутих елементів)

Необхідна площа з умови буде:

$$A_n^{\text{тр}} \geq N / R_y;$$

Далі з сортаменту відповідного профілю підбираю два куточки: равнобокий по ГОСТ 8509-72*, нерівнобічний по ГОСТ 8510-72*.

б) Розрахунок на стійкість центрально-стислого стержня виконують по формулі:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c;$$

де A - площа перерізу елементів брутто;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, який залежить від гнучкості стержня (

Коефіцієнт умови роботи враховують для тих стержнів грати, які виходять з невеликим перерізом гнучкістю (< 60 і які можуть легко деформуватися під час виготовлення, транспортування і монтажу ферми. Отже, для стислих розкосів (окрім опорного) і стоек при (< 60 слід вводити ($\gamma_c = 0,8$.

Необхідна площа стислого стержня визначається з умови:

$$A^{mp} \geq \frac{N}{\varphi \cdot \gamma_c \cdot R_y};$$

оскільки коефіцієнт φ (в неявному виді залежить від площі перерізу, то задачу вирішують методом послідовних наближень. У першому наближенні задаюся: для поясів $\varphi = 60.80$. Для розкосів і стоек $\varphi = 100.120$.

Визначивши φ (залежно від λ і R_y обчислюваний величину A^{mp} в першому наближенні, з сортаменту підбираємо відповідні профілі куточків.

Потрібна перевірка прийнятого перерізу по умові стійкості: стислий стержень втратить стійкість в тій площині, відносно якої гнучкість максимальна, оскільки при цьому λ - мінімальний. Тому обчислюють гнучкості λ_x і λ_y .

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}^x}{r_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}^y}{r_y};$$

де l_{ef}^x - розрахункова довжина стислого стержня в площині ферми;

l_{ef}^y - те ж, з площини ферми;

r_x, r_y - моменти інерції перерізу відносно осей x і y .

Для верхнього пояса і опорного розкосу матимемо:

$$l_{ef}^x = l;$$

де l - відстань між центрами вузлів.

Для інших стислих стержнів розкосів і стоек вводиться коефіцієнт опорного затискання $\alpha = 0.8$, так що розрахункова довжина буде:

$$l_{ef}^x = 0.8 (l)$$

Для визначення розрахункових довжин стислих стержнів з площини ферми розглядається схема зв'язків по верхніх поясах ферм.

Зв'язки по верхніх поясах ферм зменшують відстань між вузлами, закріпленими від горизонтального зміщення, тому:

$$l_{ef}^x = l_{закр}$$

де $l_{закр}$ - відстань між закріпленими від горизонтального зміщення точками.

При беспрогонній системі покриття із застосуванням великорозмірних же/б плит вважається, що перевірка плит до верхніх поясів ферм створює закріплені точки, тому:

$$l_{закр} = d$$

Для стислих розкосів і стоек розрахункова довжина приймається по формулі(6.6.).

При підборі перерізів необхідно мати на увазі граничні гнучкості стержнів

Слабо завантажені стислі стержні грат розраховуються по граничній гнучкості, а перерізи підбирають по необхідному радіусу:

$$\gamma_{\min}^{тп} = \frac{I_{ef}^y}{\lambda_{тп}^2},$$

Товщина фасонки призначається конструктивно, виходячи з величини зусиль в опорному розкосі: при $N = 347,877$ товщина фасонки приймається $t_f = 10$ мм

Щоб уникнути ушкодження при транспортуванні і монтажі найменший куточок приймається з розмірами 50 (5 мм

Розрахунок центрально-розтягнутого елемента А5 нижнього пояса.

Визначаємо необхідну площу куточків :

$$A_{np} = 447,359/24 = 18,64 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509-93 підбираємо равнополочный куточок L 110x8 з наступними характеристиками: площа профілю $A_p = 17,2(2=34,4 \text{ см}^2$, радіуси інерції $r_x = 3,39 \text{ см}$ і $r_y = 4,87 \text{ см}$.

Повіряємо умову міцності :

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{447,359}{34,4} = 13 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується, куточок підібраний правильно.

Розрахунок центрально-стислого елемента ГЗ верхнього пояса.

Визначаємо необхідну площу куточків. Для цього задаємося гнучкістю $\lambda = 80$, знаходимо їй відповідний коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,686$.

$$A^{np} \geq \frac{N}{\varphi \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{405,962}{0,686 \cdot 1 \cdot 24} = 24,7 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509-93 підбираємо равнополочный куточок L 75x9 з наступними характеристиками: площа профілю $A = 12,83(2=25,66 \text{ см}^2$, радіуси інерції $r_x = 2,27 \text{ см}$ і $r_y = 3,51 \text{ см}$. Далі знаходимо гнучкості λ_x і λ_y .

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}^x}{r_x} = \frac{300}{2,27} = 133; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}^y}{r_y} = \frac{300}{3,51} = 85,5.$$

Максимальна за значенням гнучкість $\lambda_x = 133$. Коефіцієнт стійкості $\varphi =$, що тоді відповідає їй, $0,349$

Перевіряємо умову міцності :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{405,962}{0,349 \cdot 25,66} = 45,33 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Умова не виконується, куточок підібраний не правильно.

Задаємося гнучкістю $\lambda = 100$, знаходимо їй відповідний коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,542$.

$$A^{np} \geq \frac{N}{\varphi \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{405,962}{0,542 \cdot 1 \cdot 24} = 31,21 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509-93 підбираємо равнополочный куточок L 110x8 з наступними характеристиками: площа профілю $A = 17,2(2=34,4 \text{ см}^2$, радіуси інерції $r_x = 3,39 \text{ см}$ і $r_y = 4,87 \text{ см}$. Далі знаходимо гнучкості λ_x і λ_y .

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}^x}{r_x} = \frac{300}{3,39} = 88,5; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}^y}{r_y} = \frac{300}{4,87} = 61,6.$$

Максимальна за значенням гнучкість $\lambda_x = 88,5$. Коефіцієнт стійкості $\varphi =$, що тоді відповідає їй, $0,623$

Перевіряємо умову міцності :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{405,962}{0,623 \cdot 34,4} = 18,94 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Умова виконується, куточок підібраний правильно.

За даними таблиці компонуюємо ферму з 5 типоразмерів куточків :

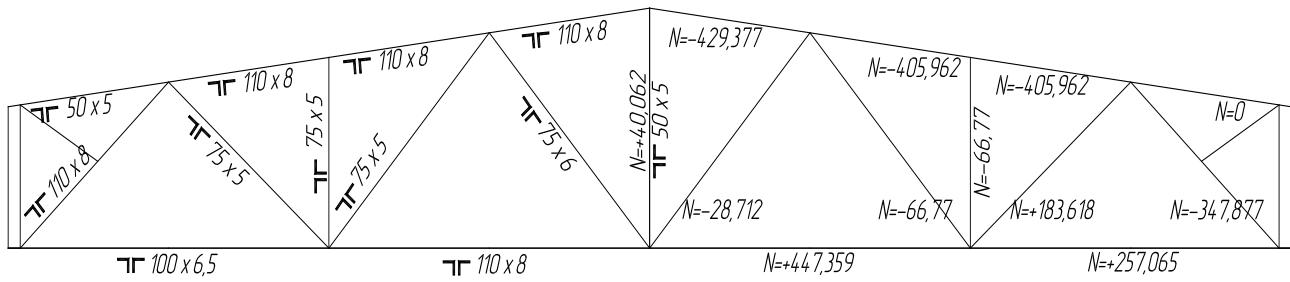


Рис.

5.4. Позначення куточків і зусилля в стержнях.

1. В1, 6-7 - $\angle 50 \times 5$
2. Г3, Д4, А5, 1-2 - $\angle 110 \times 8$
3. А2 - $\angle 100 \times 6,5$
4. 2-3, 4-5, 3-4 - $\angle 75 \times 5$
5. 5-6 - $\angle 75 \times 6$

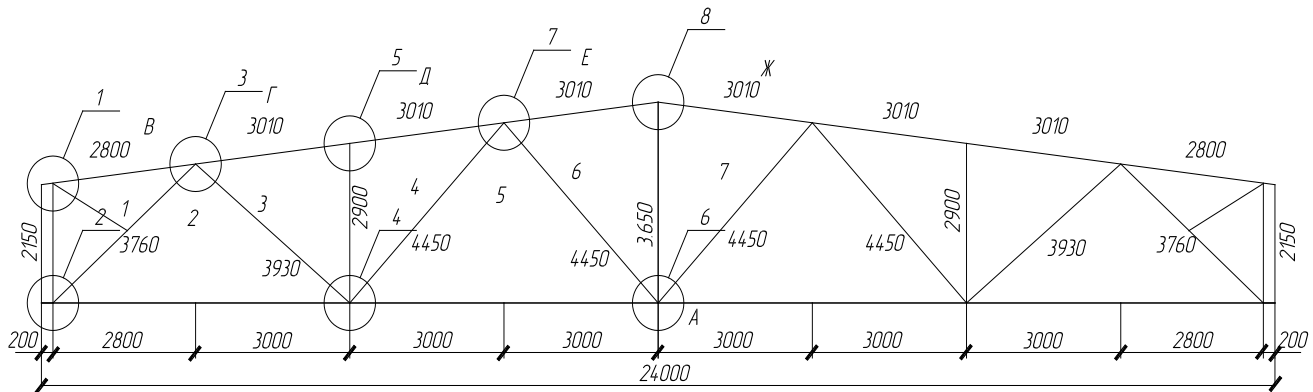
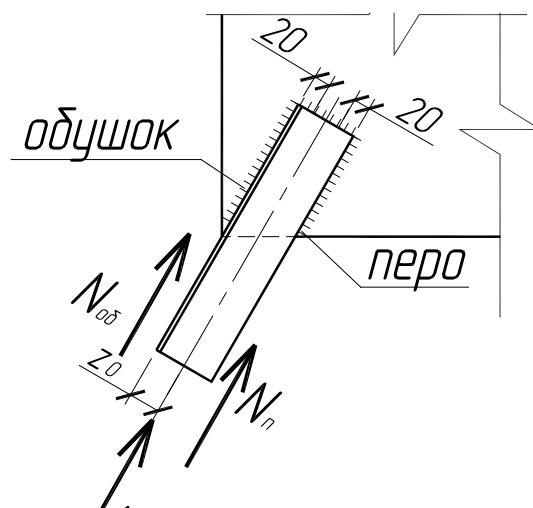


Рис.5.5. Позначення вузлів.

2.6. Розрахунок і конструювання вузлів ферм

2.6.1. Прикріплення розкосів і стоек до вузлових фасонкам

Стержні ґрат з парних куточків прикріплюються до вузлових фасонкам кутовими швами по обуху і по перу (мал. 10)



Величину зусиль N_n і $N_{об}$ визначаються по формулах:

$$N_n = \left(\frac{N}{2} \right)$$

$$N_{об} = \left(\frac{N}{2} \right)$$

$$N_{об} = (1 - \epsilon)(N/2)$$

де $\epsilon = z_0 / b$;

N - розрахункове зусилля.

Значення ϵ (приблизно набуваємо: $\epsilon = 0,3$ - для равнобоких куточків.

Необхідну довжину зварних швів прикріплення визначаємо з умови міцності кутових швів на умовний зріз по металу шва :

$$l_w^{об} = \frac{N_{об}}{\beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{wf}} + 10 \text{ мм},$$

$$l_w^n = \frac{N_n}{\beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf}} + 10 \text{ мм},$$

де $k_{обf}$, k_{nf} - катет швів відповідно по обушку і по перу;

$R_{wf} = 180$ МПа - розрахунковий опір кутового шва;

β_f - коефіцієнт глибини проплавлення .

Для автоматичного і напівавтоматичного зварювання електродним дротом діаметром 1,4.2 мм приймаємо:

$\beta_f = 0,9$ при $k_f = 3.8$ мм;

$\beta_f = 0,8$ при $k_f = 9.12$ мм;

$\beta_f = 0,7$ при $k_f = 14.16$ мм

Максимальна величина катета швів k_f не повинна перевищувати:

$t_{min} < \max k_{обf}$, де t_{min} - товщина фасонки або полиці куточка;

$\max k_{nf}$ ($t_{уг}$ - $t_{уг}$ - товщина полиці куточка; $\epsilon = 1$ мм для куточків з розмірами до L90x7 і $\epsilon = 2$ мм для більших куточків.

Наслідуючи ці формули і умови, розрахунок прикріплення стержнів ґрат виконується в табличній формі, приведеній нижче.

№ стержня	Переріз	Розрахунок. зусилля, кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			kфоб, мм	Ноб, кН	lwoб, мм	kfp, мм	Нп, кН	lwp, мм
B1	L50x5	0	5	0	40	4	0	40
Г3;Д4	L110x8	-405,962	8	-142,09	120	6	-60,89	75
E6	L110x8	-429,377	8	-150,29	130	6	-64,41	80
A2	L100x6, 5	+257,065	6,5	+89,97	95	4,5	+38,56	65
A5	L110x8	+447,359	8	+156,58	135	6	+67,1	80
1-2	L110x8	-347,877	8	-121,76	105	6	-52,18	65
2-3	L75x5	+183,618	5	+64,27	90	4	+27,54	55
4-5	L75x5	-66,77	5	-23,37	40	4	-10,02	40
5-6	L75x6	-28,712	6	-10,05	40	5	-4,31	40
3-4	L75x5	-66,77	5	-23,37	40	4	-10,02	40
6-7	L50x5	+40,062	5	+14,02	40	4	+6,01	40

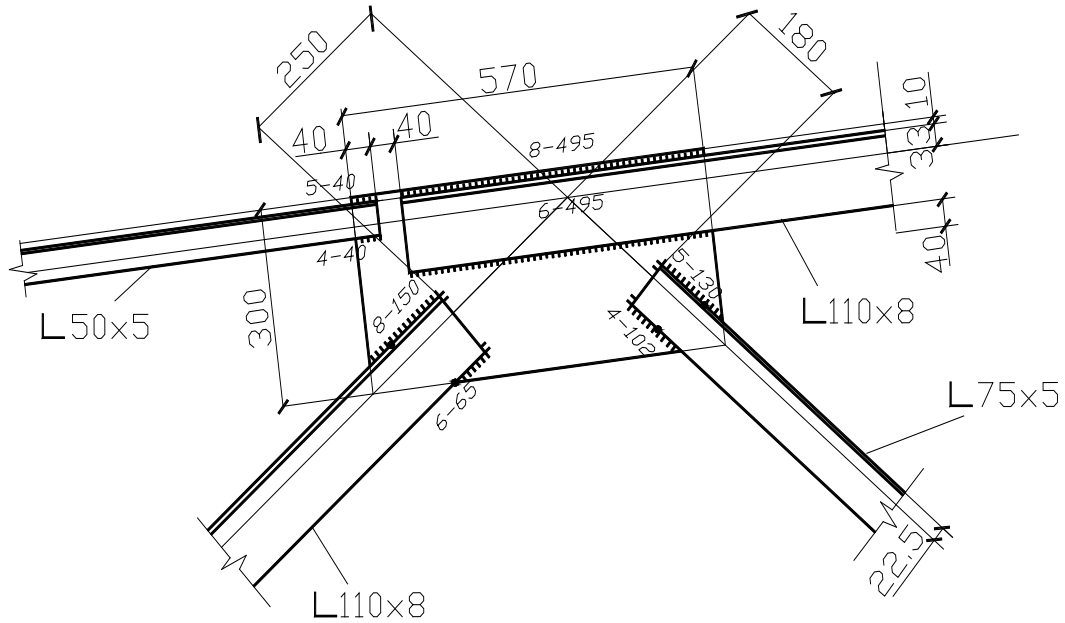
Для зменшення зварювальної напруги у фасонках мінімальну відстань приймаємо:

$$a = 6(t_f - 20) = 6(10 - 20) = 40 \text{ мм}$$

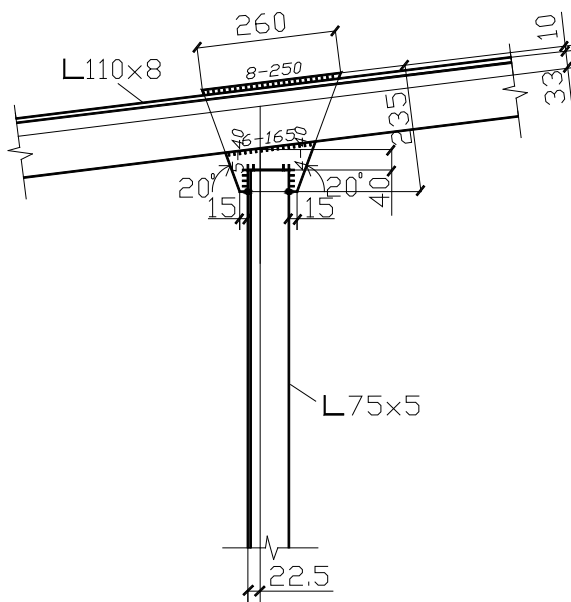
де $t_f = 10 \text{ мм}$ - товщина фасонки.

Для плавної передачі зусиль від стержня до фасонки кут між краями фасонки і куточка приймаємо 20° .

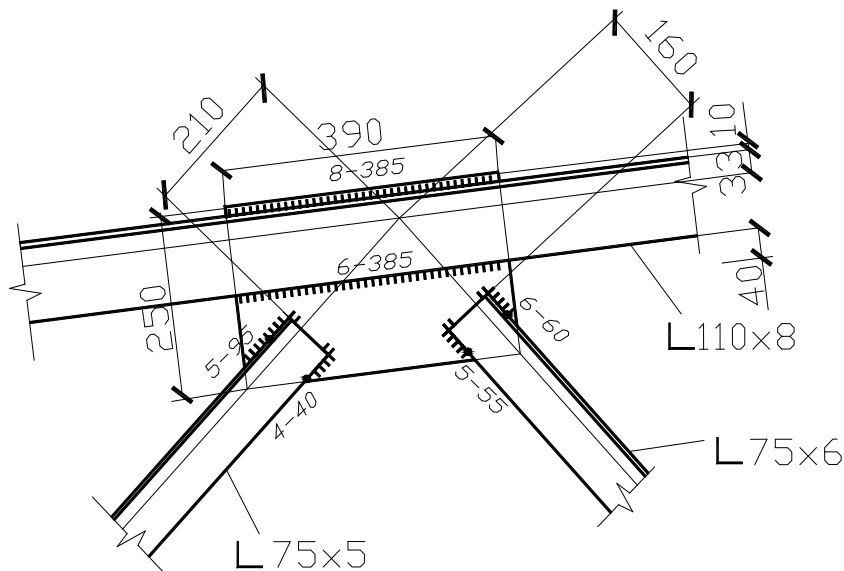
Вузол 3:



Вузол 5:



Вузол 7:

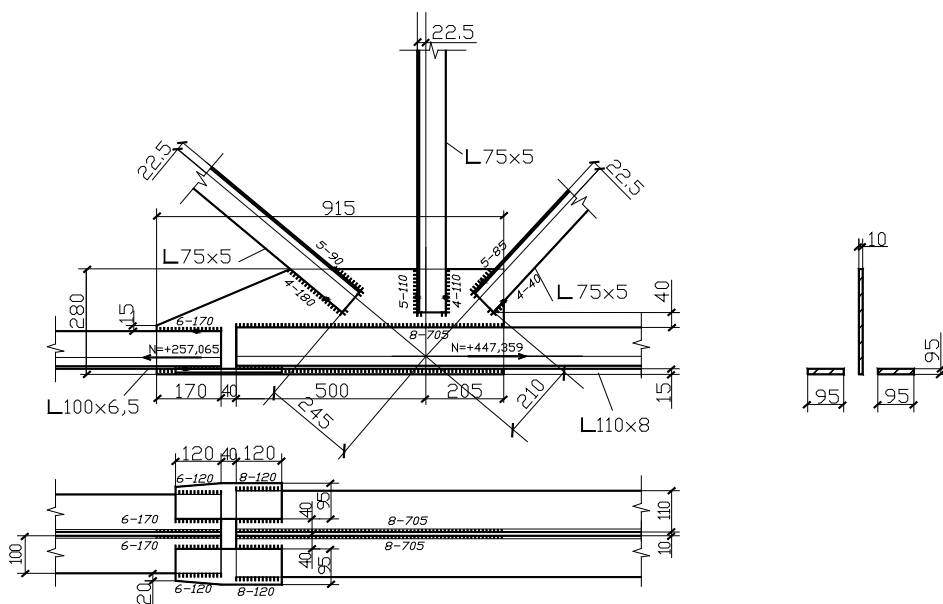


2.6.2. Розрахунок і конструювання заводського стику поясів

З метою економії металу для ферм $L \geq 30$ м перерізу поясів змінюють по довжині, куточки при цьому перекривають листовими накладками.

Куточок з великим зусиллям заводимо за центр вузла на 500 мм, проміжок між поясними куточками приймаємо 40 мм

Вузол 4:



Визначаємо товщину листової накладки :

$$A_n = b_n \cdot t_n \geq b_{уг} \cdot t_{уг} = 75 \cdot 5 = 375 \text{ мм}^2$$

З конструктивних міркувань маємо:

$$b_n = b' - 40 + (20 \cdot 30);$$

$$b_n = 110 - 40 + 20 = 90 \text{ мм}$$

Товщина накладки :

$$t_n \geq \frac{b' t_{yz}}{b_n} = \frac{110 \cdot 8}{90} = 9,78 \text{ мм}$$

По ГОСТ 82-70* приймаємо $t_n = 10 \text{ мм}$

$$A_n = 90 \cdot 10 = 900 \text{ мм}^2.$$

Зусилля вертикальних полиць стькуемых куточків передається через фасонку, тому повинна задовольнятися умова:

$$h_\phi \geq A_\phi \geq 2 \cdot A_n \cdot t_{yz};$$

звідки:

$$h_\phi \geq \frac{2b_{e.n.} t_{yz}}{t_\phi} = \frac{2 \cdot 100 \cdot 6,5}{10} = 130 \text{ мм}$$

Графічно побудована фасонка вийшла заввишки $h_\phi = 280 \text{ мм}$

Отже $A_\phi = 280 \cdot 10 = 2800 \text{ мм}^2 > 2 \cdot A_n = 2 \cdot 100 \cdot 6,5 = 1300 \text{ мм}^2$ - умова виконується.

Робота таких вузлів достатня складна, тому перевірку міцності ослабленого перерізу виконують умовно на центральне розтягування:

$$\sigma = \frac{N_1}{2A_n + A_\phi} \leq R_y;$$

$$\sigma = \frac{257,065}{2 \cdot 9 + 28} = 5,6 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Прикріплення стькуемого куточка до накладки розраховується по граничному зусиллю, яке може витримати накладка :

$$N_{расч} = N_n = A_n R_y = 9 \cdot 24 = 216 \text{ кН}.$$

Прийнявши однаковий шов для пера і обушки, знаходимо величину напуску накладок :

$$l_w^{mp} = \frac{N_n}{2\beta_f k_f R_{wf}} + 10 = \frac{216}{2 \cdot 0,9 \cdot 6,5 \cdot 0,18} = 110 + 10 = 120 \text{ мм}$$

Прикріплення вертикальної полиці стькуемого куточка до фасонки розраховують на граничне зусилля, що сприймається розрахунковим перерізом фасонки :

$$N_\phi = A_\phi R_y = 28 \cdot 24 = 672 \text{ кН}.$$

Задаючись величиною катета шва $k_\phi = 6 \text{ мм}$, знаходимо необхідну довжину швів :

$$l_w^{mp} = \frac{N_\phi}{4\beta_f k_f R_{wf}} + 10 = \frac{672}{4 \cdot 0,9 \cdot 6,5 \cdot 0,18} + 10 = 170 \text{ мм}$$

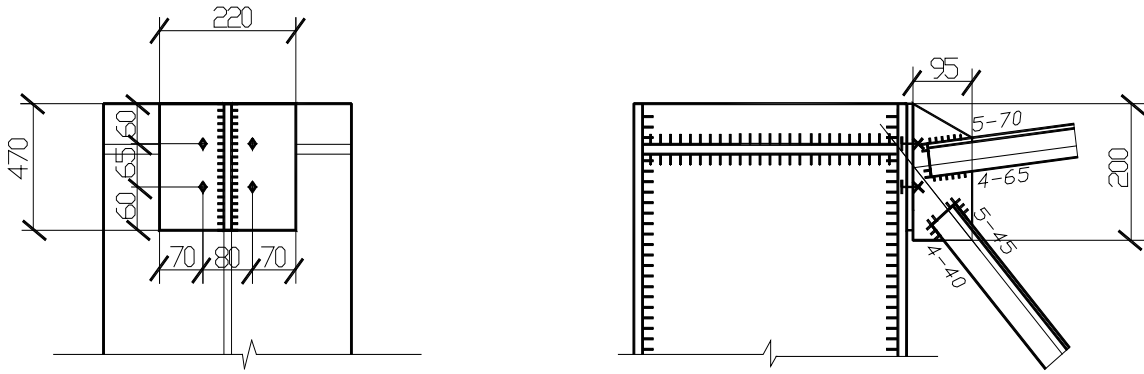
2.6.3. Розрахунок і конструювання опорних вузлів

Монтажними вузлами є вузли ферми з колоною і укрупнительный стик отправочних елементів.

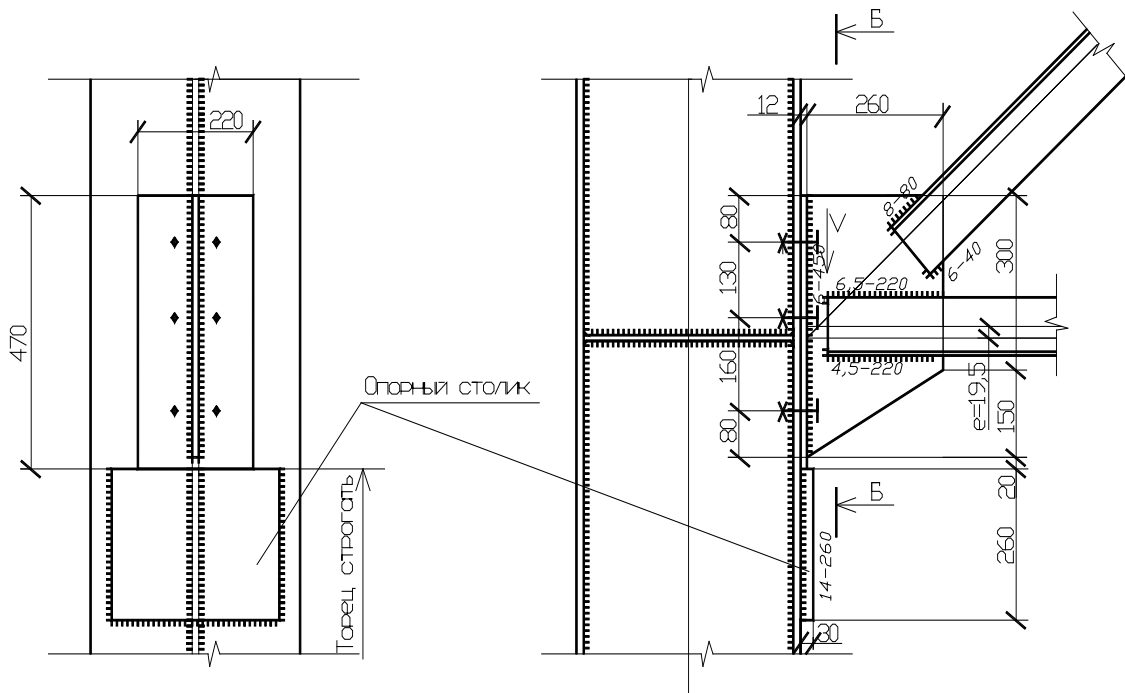
Конструкція опорних вузлів залежить від способу сполучення ферми з колоною.

У цьому курсовому проекті за завданням прийнятий шарнірний спосіб сполучення ферми з колоною при тому, що спирається кроквяної ферми на колону збоку.

Верхній опорний вузол:



Нижній опорний вузол:
Вузол 2:



Товщину і ширину фланця приймають конструктивно і зазвичай рівній товщині і ширині фланця верхнього опорного кута $t_{\text{фл}} = 12 \text{ мм}$ і перевіряємо міцність торцевої поверхні на те, що зім'яло по формулі:

$$\sigma = \frac{V}{b_{\text{фл}} \cdot t_{\text{фл}}} \leq R_p$$

Де $R_p = R_{un} / \gamma_m = 360 / 1,025 = 35,1$ - розрахунковий опір по тому, що зім'яло за наявності пригону (СНиП II - 23-81*).

R_{un} - нормативний опір по тимчасовому опору.

$V = 239,88$ - опорна реакція ферми.

$$\sigma = \frac{V}{b_{\text{фл}} \cdot t_{\text{фл}}} = \frac{239,88}{22 \cdot 1,2} = 9,09 \text{ кН/м}^2 < R_p = 35,24 \text{ кН/м}^2$$

У швах, прикріплюючих фасонку до фланця, виникає зрізуюча напруга:

- від опорної реакції V уздовж шва:

$$\tau_w^v = \frac{V}{2 \cdot (h_\phi - 1) \cdot \beta_f \cdot k_f} = \frac{239,88}{2 \cdot (45 - 1) \cdot 0,9 \cdot 0,6} = 5,05 \text{кН} / \text{см}^2$$

- від розпору $H=257,065$ кН перпендикулярно шву:

$$\tau_w^H = \frac{H}{2 \cdot (h_\phi - 1) \cdot \beta_f \cdot k_f} = \frac{257,065}{2 \cdot (45 - 1) \cdot 0,9 \cdot 0,6} = 5,4 \text{кН} / \text{см}^2$$

- від моменту, що вигинає, внаслідок ексцентричної дії сили H , що створює момент $M = e \cdot H$

$$\tau_w^M = \frac{M}{W_w} = \frac{6 \cdot e \cdot H}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot (h_\phi - 1)^2} = \frac{6 \cdot 0,635 \cdot 257,065}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot (45 - 1)^2} = 0,45 \text{кНм}$$

Де e - відстань від середини фасонки до лінії дії сили H .

Міцність швів при умовному зрізі перевіряють по формулі:

$$\tau_{ef} = \sqrt{(\tau_w^v)^2 + (\tau_w^H + \tau_w^M)^2} \leq R_{wf}$$

$$\tau_{ef} = \sqrt{(\tau_w^v)^2 + (\tau_w^H + \tau_w^M)^2} = \sqrt{5,05^2 + (5,4 + 0,45)^2} = 7,73 \text{кН} / \text{м}^2 < R_{wf} = 18 \text{кН} / \text{м}^2$$

Умова міцності виконується.

Для кріплення ферми до колони передбачають болти нормальної точності, які працюють на розтягування. З метою уніфікації діаметр болтів приймають як і для верхнього вузла $d=20$ мм

Опорний столик передає опорну реакцію V на колону. За конструктивними вимогами приймаємо довжину столика 260 мм

Де $2/3$ враховує можливий ексцентриситет додатка опорної реакції.

Ширину столика приймають конструктивно:

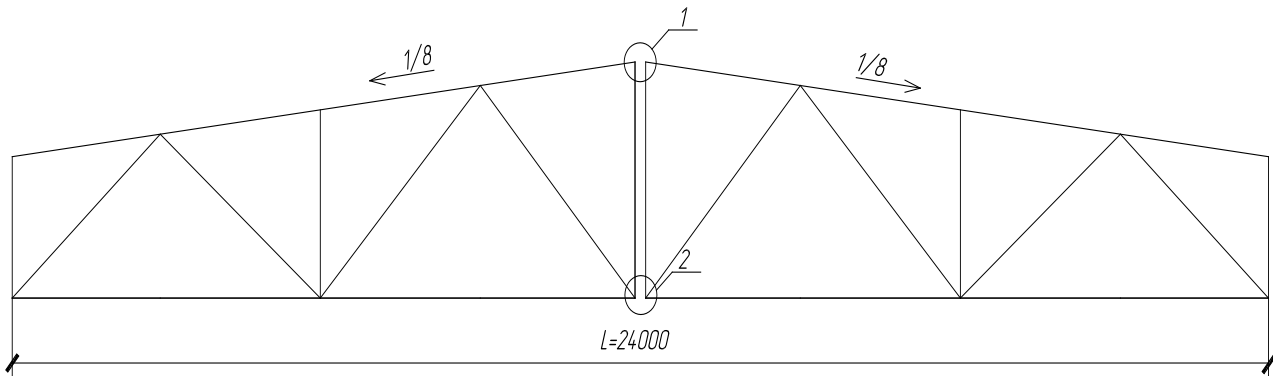
$$b_{cm} = b_{\phi l} + (50 \dots 100) \text{мм};$$

$$b_{cm} = 220 + 80 = 300 \text{мм};$$

2.6.4. Розрахунок і конструювання вузлів укрупнительного стику

Для ферми прольотом 24 м розраховують два вузли укрупнительного стику - верхній і нижній.

Стик горизонтальних полиць поясів здійснюємо за допомогою листових накладок. Розміри перерізу горизонтальних накладок і фасонки підбираємо з умови їх равнопрочности з вертикальними і горизонтальними полицями пояса, що перекриваються, за методикою розрахунку заводського стику.



Верхній стик.

Товщину листової накладки, як правило, приймають з таким розрахунком, щоб площа перерізу листа була не менше площі горизонтальної полиці стькуемого куточка.

Визначаємо товщину листової накладки :

$$A_n = b_n \cdot t_n \geq b_{уг} \cdot t_{уг} = 110 \cdot 8 = 880 \text{ мм}^2$$

З конструктивних міркувань маємо:

$$b_n = b' + 20;$$

$$b_n = 110 + 20 = 130 \text{ мм}$$

Товщина накладки :

$$t_n \geq \frac{b' t_{уг}}{b_n} = \frac{110 \cdot 8}{130} = 6,8 \text{ мм}$$

По ГОСТ 82-70* приймаємо t_n

$$A_n = b_n \cdot t_n = 130 \cdot 8 = 1040 \text{ мм}^2.$$

Довжину зварних швів, що прикріплюють накладки до полиць куточків по одну сторону від вузла, визначають по формулі:

$$l_w^{mp} = \frac{N_n}{\beta_f k_f R_{wf}} + 2 \cdot 10 \text{ мм}$$

де $N_n = A_n R_y = 10,4 \cdot 24 = 249,6 \text{ кН}$.

$$l_w^{mp} = \frac{249,6}{0,9 \cdot 0,8 \cdot 18} + 2 \text{ см} = 22 \text{ см}$$

Отриманий шов розподіляємо уздовж пера і по скосу.

Міцність фасонки визначається по формулі:

$$h_\phi \cdot t_\phi = A_\phi \geq 2 \cdot A_{уг} \approx 2 \cdot b_{уг} \cdot t_{уг}$$

Де $h_\phi = 355 \text{ мм}$ - висота фасонки, яка визначається графічно.

$t_\phi = 10 \text{ мм}$ - товщина фасонки

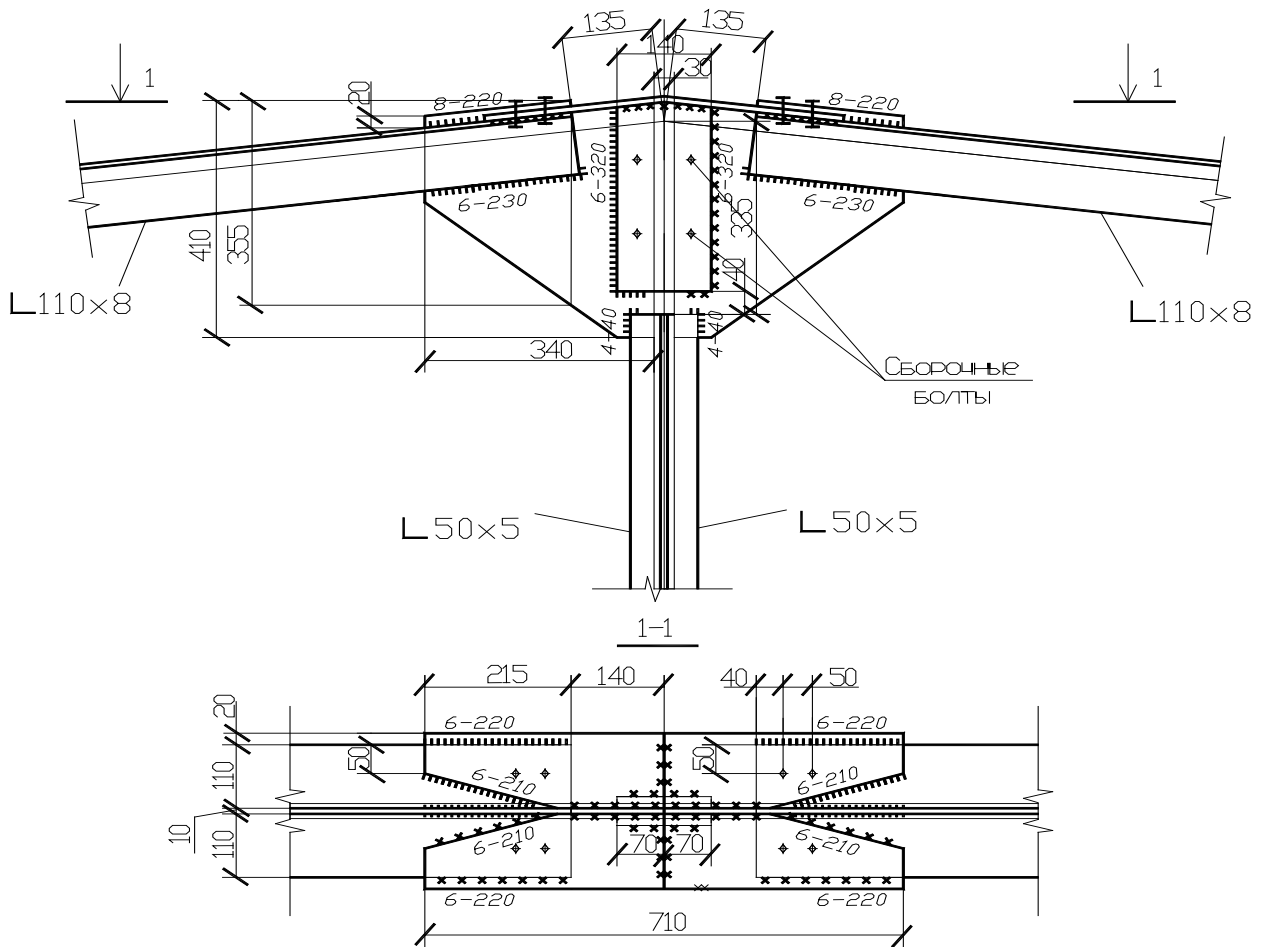
$b_{уг} = 110 \text{ мм}$ - висота вертикальної полиці куточка

$t_{уг} = 8 \text{ мм}$ - товщина полиці куточка.

$$A_\phi = 355 \cdot 10 = 3550 \text{ мм}^2 > 2 \cdot A_{уг} = 2 \cdot 110 \cdot 8 = 1760 \text{ мм}^2$$

$$h_{\phi} \geq \frac{2 \cdot b_{yz} \cdot t_{yz}}{t_{\phi}}$$

$$355 \text{ мм} > \frac{2 \cdot 110 \cdot 8}{10} = 176 \text{ мм} - \text{умова виконується.}$$



вузол 8.

Нижній стик.

Розміри листової накладки :

Визначаємо товщину листової накладки :

$$A_n = b_n \cdot t_n \geq b_{yz} \cdot t_{yz} = 110 \cdot 8 = 880 \text{ мм}^2$$

З конструктивних міркувань маємо:

$$b_n = b' + 20;$$

$$b_n = 110 + 20 = 130 \text{ мм}$$

Товщина накладки :

$$t_n \geq \frac{b' t_{yz}}{b_n} = \frac{110 \cdot 8}{130} = 6,8 \text{ мм}$$

По ГОСТ 82-70* приймаємо $t_n = 8 \text{ мм}$

$$A_n = b_n \cdot t_n = 130 \cdot 8 = 1040 \text{ мм}^2.$$

Довжину зварних швів, що прикріплюють накладки до полиць куточків по одну сторону від вузла, визначають по формулі:

$$l_w^{mp} = \frac{N_n}{\beta_f k_f R_{wf}} + 2 \cdot 10 \text{ мм}$$

де $N_n = A_n R_y = 10,4.24 = 249,6 \text{ кН}$.

$$l_w^{mp} = \frac{249,6}{0,9 \cdot 0,8 \cdot 18} + 2 \text{ см} = 22 \text{ см}$$

Отриманий шов розподіляємо уздовж пера і по скосу.

Міцність фасонки визначається по формулі:

$$h_\phi \cdot t_\phi = A_\phi \geq 2 \cdot A_{y\phi} \approx 2 \cdot b_{y\phi} \cdot t_{y\phi}$$

Де $h_\phi = 250 \text{ мм}$ - висота фасонки, яка визначається графічно.

$t_\phi = 10 \text{ мм}$ - товщина фасонки

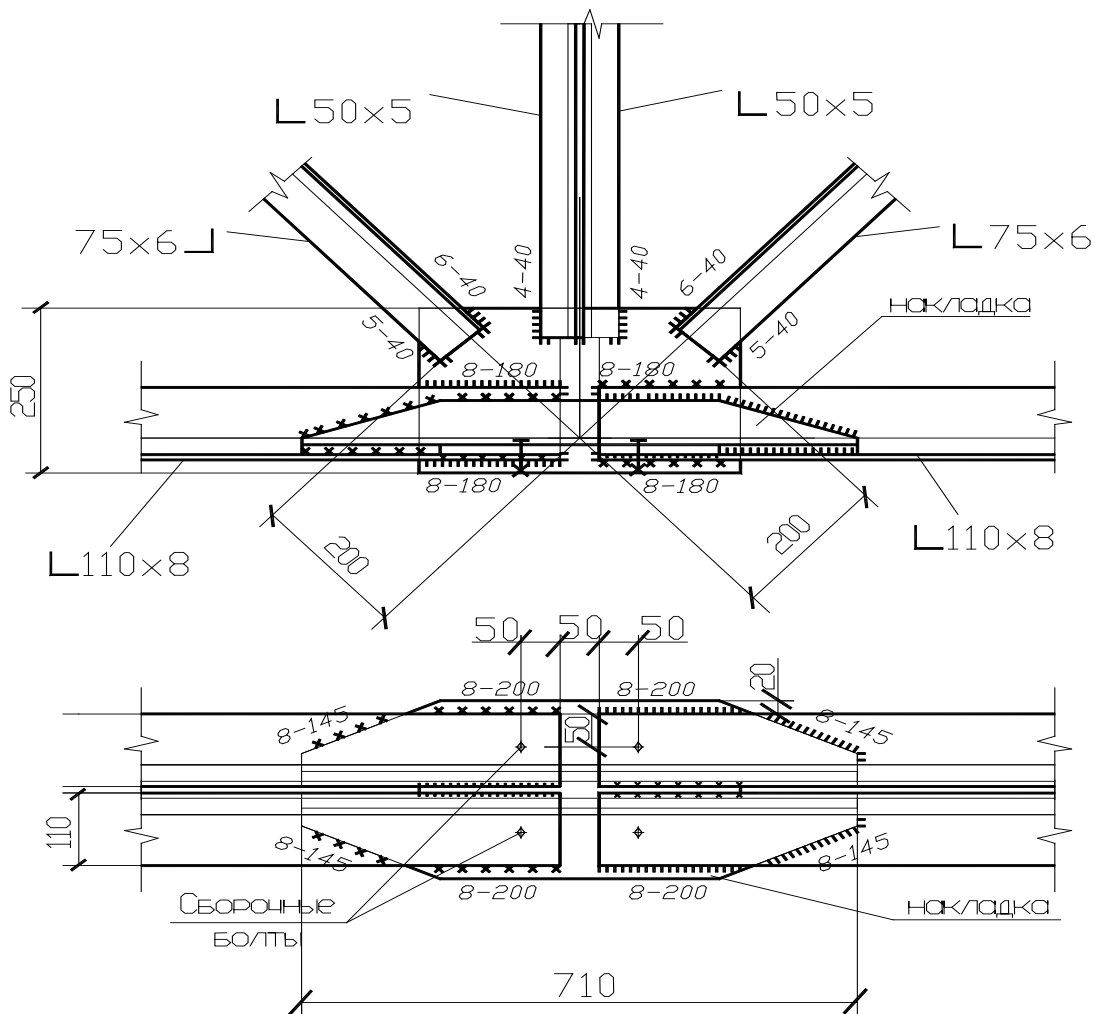
$b_{y\phi} = 110 \text{ мм}$ - висота вертикальної полиці куточка

$t_{y\phi} = 8 \text{ мм}$ - товщина полиці куточка.

$$A_\phi = 250 \cdot 10 = 2500 \text{ мм}^2 > 2 \cdot A_{y\phi} = 2 \cdot 110 \cdot 8 = 1760 \text{ мм}^2$$

$$h_\phi \geq \frac{2 \cdot b_{y\phi} \cdot t_{y\phi}}{t_\phi}$$

$$250 \text{ мм} > \frac{2 \cdot 110 \cdot 8}{10} = 176 \text{ мм} - \text{ умова виконується}$$



Вузол 6.

2.7. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ

Підберемо перерізи суцільною верхньою і наскрізною нижньою частин колони однопролітної виробничої будівлі(ригель має жорстке сполучення з колоною).

Розрахункові зусилля:

Для верхньої частини колони :

у перерізі 1-1 $M1 = 0$ кН(м; $N1 = - 738,96$ кН; $Q1 = 17,44431$ кН;

у перерізі 2-2 $M2 = - 101,177$ кН(м; $N2 = - 738,96$; $Q2 = 17,44431$ кН.

Для нижньої частини колони :

у перерізі 3-3 $M3 = - 866,1408$ кН(м; $N3 = - 2381,84$ кН; $Q3 = - 95,73195$ кН;

у перерізі 4-4 $M4 = - 811,7823$ кН(м; $N4 = - 2424,913$ кН; $Q_{\max} = - 99,8453$

кН.

Співвідношення жорсткостей верхньої і нижньої частин колони $I_в/I_n=1/6$; матеріал колони - сталь марки С245, бетон фундаменту марки В15.

2.7.1.Визначення розрахункових довжин колони

Оскільки $\frac{N_e}{N_n} = \frac{l_2}{l_1} = \frac{5800}{13000} = 0,45 < 0,6$ і $\frac{N_n}{N_e} = \frac{2424,913}{738,96} = 3,28 > 3$, тоді в однопролітній

рамі з жорстким сполученням ригеля з колоною, верхній кінець якої не закріплений, маємо наступні значення коефіцієнтів : $\mu_1 = 2,5$ і $\mu_2 = 3$.

Розрахункові довжини для верхньої і нижньої частин колони в площині рами визначаються по формулах:

$$l_{x1} = \mu_1 l_1, \quad l_{x2} = \mu_2 l_2.$$

$$l_{x1} = 2,5 \cdot 1300 = 3250 \text{ см}, \quad l_{x2} = 3 \cdot 580 = 1740 \text{ см}$$

Розрахункові довжини з площини рами для нижньої і верхньої частини рівні відповідно:

$$l_{y1} = N_n = 1300 \text{ см}, \quad l_{y2} = N_v - \text{нп.би.} = 580 - 160 = 420 \text{ см}$$

2.7.2.Підбір перерізу верхньої частини колони

Переріз верхньої частини колони приймаємо у вигляді зварного двутавра висотою $h_v = 450$ мм

Для симетричного двутавра:

$$i_x \approx 0,42h = 0,42 \cdot 450 = 18,9 \text{ см};$$

$$\rho_x \approx 0,35h = 0,35 \cdot 450 = 15,75 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1740}{18,9} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,14$$

Для сталі С245 завтовшки до 30 мм, $R_y=24$ кН/см²

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M}{N \cdot 0,35 \cdot h} = \frac{10117,7}{738,96 \cdot 0,35 \cdot 45} = 0,87$$

Прийемо в першому наближенні $A_n/A_{ст} = 1$, тоді

$$\eta = (1,90 - 0,1m_x) - 0,02(6 - m_x) \bar{\lambda}_x = (1,90 - 0,1 \cdot 0,87) - 0,02(6 - 0,87) \cdot 3,14 = 1,49;$$

$$m_l x = \eta m_x = 1,49 \cdot 0,87 = 1,3.$$

По додатку 8[2] для $\bar{\lambda}_x = 3,14$ і $m_l x = 1,3$ визначуваний $\varphi_e = 0,375$;

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e R_y} = \frac{738,96}{0,375 \cdot 24} = 82,11 \text{ см}^2.$$

Компонування перерізу :

Заздалегідь приймаємо товщину полиць $t_f = 1,4 \text{ см}$.

Висота стінки $h_w = h_g - 2 \cdot t_f = 45 - 2 \cdot 1,4 = 42,2 \text{ см}$.

З умови місцевої стійкості :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0,9 + 0,5 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,9 + 0,5 \cdot 3,14) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 72,37$$

$$t_w \geq \frac{42,2}{72,37} = 0,6 \text{ см}.$$

Приймаємо $t_w = 0,8 \text{ см}$.

Площа стінки :

$$A_w = 42,2 \cdot 0,8 = 33,76 \text{ см}^2$$

Необхідна площа полиці :

$$A_{f.mp.} = \frac{(A_{mp} - A_w)}{2} = \frac{82,11 - 33,76}{2} = 24,175 \text{ см}^2$$

Оскільки площа перерізу досить маленька, тому зменшуємо товщину стінки.

Приймаємо $t_w = 0,6 \text{ см}$.

Площа стінки :

$$A_w = 42,2 \cdot 0,6 = 25,32 \text{ см}^2$$

Необхідна площа полиці :

$$A_{f.mp.} = \frac{(A_{mp} - A_w)}{2} = \frac{82,11 - 25,32}{2} = 28,4 \text{ см}^2$$

З умови стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту ширина полиці

b_f має бути: $b_f \geq l_{y2} / 20$

З умови місцевої стійкості полиці :

$$\frac{b_n}{t_f} \leq (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 3,14) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 19,75$$

Де $b_n = (b_f - t_w) / 2$

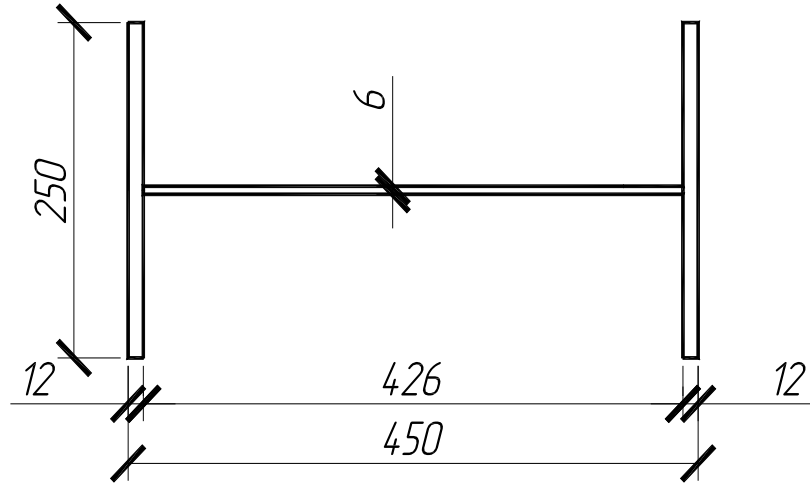
Приймаємо $b_f = 25 \text{ см}; t_f = 1,2 \text{ см}$

$$A_f = 25 \cdot 1,2 = 30 \text{ см}^2 > A_{f, \text{мп.}} = 24,175 \text{ см}^2$$

$$b_f \geq l_{y2} / 20 = 340 / 20 = 17 \text{ см}$$

$$b_n / t_f = (b_f - t_w) / 2 \cdot t_f = (25 - 0,6) / 2 \cdot 1,2 = 10,17 < 19,75$$

Усі умови виконуються.



Переріз верхньої частини колони

Повна площа перерізу :

$$A_0 = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w t_w = 2 \cdot 25 \cdot 1,2 + 42,6 \cdot 0,6 = 85,56 \text{ см}^2 > A_{\text{тр}} = 82,11 \text{ см}^2$$

Розрахункова площа перерізу :

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + 2 \cdot 0,85 t_w^2 \sqrt{E/R_y} = 2 \cdot 25 \cdot 1,2 + 2 \cdot 0,85 \cdot 0,6^2 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 77,93 \text{ см}^2$$

$$I_x = \frac{0,6 \cdot 42,6^3}{12} + 2 \cdot 25 \cdot 1,2 \left(\frac{45 - 1,2}{2} \right)^2 = 32642,04 \text{ см}^4.$$

$$I_y = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 25^3}{12} = 3125 \text{ см}^4.$$

$$W_x = \frac{I_x}{h_g / 2} = \frac{32642,04}{45/2} = 1450,76 \text{ см}^3.$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A_0} = \frac{1450,76}{85,56} = 16,96 \text{ см}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_0}} = \sqrt{\frac{32642,04}{85,56}} = 19,53 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_0}} = \sqrt{\frac{3125}{85,56}} = 6,04 \text{ см}$$

2.7.3. Перевірка стійкості верхньої частини колони в площині дії моменту

:

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{1740}{19,53} = 89,1.$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 89,1 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,04. \quad 0 < \bar{\lambda}_x = 3,04 < 5.$$

$$m_x = \frac{M}{N \rho_x} = \frac{10117,7}{738,96 \cdot 16,96} = 0,81. \quad 0,1 < mx = 0,81 < 5.$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{25 \cdot 1,2}{42,6 \cdot 0,6} = 1,17 > 1.$$

Значення коефіцієнта η визначаємо по додатку 10[2]:

Тоді

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot m_x) - 0,02 \cdot (6 - m_x) = (1,9 - 0,1 \cdot 0,81) - 0,02 \cdot (6 - 0,81) = 1,715.$$

$$m1x = \eta \cdot mx = 1,715 \cdot 0,81 = 1,39;$$

По додатку 8[2] визначаємо: $\varphi_e = 0,377$.

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot \varphi_e} = \frac{738,96}{85,56 \cdot 0,377} = 23 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение складає:

$$\sigma = \frac{24 - 23}{24} \cdot 100\% = 4,2\%$$

2.7.4. Перевірка стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту :

$$\lambda_y = \frac{l_{y2}}{i_y} = \frac{420}{6,04} = 69,54; \quad \varphi_y = 0,754.$$

$$M_x^{1/3} = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} \cdot \left(l_2 - \frac{l_{y2}}{3} \right) = 101,177 + \frac{0 - (101,177)}{5,8} \cdot \left(5,8 - \frac{4,2}{3} \right) = 24,42 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_x^{1/3} = 24,42 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{max} / 2 = 101,177 / 2 = 50,59 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$m_x = \frac{M_{max} \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{5059 \cdot 85,56}{738,96 \cdot 1450,76} = 0,4.$$

При $mx < 5$ коефіцієнт β , що враховує вплив моменту Mx при вигинисто-крутильній формі, обчислюється за формулою:

$$\beta = \beta / (1 + amx),$$

тут $\beta = 1$, оскільки $\lambda_y = 69,54 < \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y} = 91,99$;

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 0,4 = 0,67;$$

$$c = 1/(1 + 0,67 \cdot 0,4) = 0,79$$

Оскільки $hn/tw = 42,6/0,6 = 71 < 3,8\sqrt{E/R_y} = 111,33$ то в розрахунковий переріз включаємо повну площу стінки :

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{738,96}{0,79 \cdot 0,754 \cdot 85,56} = 14,5 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

2.7.5. Підбір перерізу нижньої частини колони

Переріз нижньої частини колони наскрізний, такий, що складається з двох гілок, сполучених ґратами. Висота перерізу $hn = 1250$ мм. Підкранову гілку колони приймаємо з широкополочного двутавра, зовнішню - із складеного зварного перерізу з трьох листів.

Визначаємо орієнтовне положення центру тяжіння. Приймаємо $z_0 = 5$ см;
 $h_0 = h - z_0 = 125 - 5 = 120$ см;

$$y_1 = \frac{|M_4|}{|M_3| + |M_4|} \cdot h_0 = \frac{81178,23}{86614,08 + 81178,23} \cdot 120 = 58,06 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 120 - 58,06 = 61,94 \text{ см}$$

Зусилля в підкрановій гілці:

$$N_{e1} = N_3 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_3}{h_0} = -2381,84 \cdot \frac{61,94}{120} + \frac{(-86614,08)}{120} = -1951,21 \text{ кН}.$$

Зусилля в зовнішній гілці:

$$N_{e2} = N_4 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_4}{h_0} = -2424,913 \cdot \frac{58,06}{120} + \frac{(-81178,23)}{120} = -1849,74 \text{ кН}.$$

Визначаємо необхідну площу гілок.

Для підкранової гілки:

$$A_{e1} = N_{e1} / ((R_y) \cdot \alpha), \text{ задаємося } (\alpha = 0,8; R_y = 24 \text{ кН/см}^2);$$

$$A_{e1} = 1951,21 / (0,8 \cdot 24) = 101,63 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо двутавр 26К3 ГОСТ 26020-83: $A_{e1} = 105,9 \text{ см}^2$ $i_{x1} = 6,55 \text{ см}$, $i_{y1} = 11,32 \text{ см}$

Для зовнішньої гілки:

$$A_{e2} = 1849,74 / (0,8 \cdot 24) = 96,3 \text{ см}^2.$$

Для зручності прикріплення елементів ґрат просвіт між внутрішніми гранями полиць приймаємо таким же, як в підкрановій гілці (231 мм). Товщину стінки швелера t_w для зручності її з'єднання встык з полицею підкранової частини колони приймаємо рівною 12 мм; висота стінки з умови розміщення зварних швів $h_w = 273$ мм

Тоді необхідна площа полиць :

$$A_f = (A_{e2} - t_w \cdot h_w) / 2 = (96,3 - 1,2 \cdot 27,3) / 2 = 31,77 \text{ см}^2.$$

З умови місцевої стійкості полиці швелера :

$$b_f / t_f \leq (0,38 + 0,08\lambda_x) \sqrt{E/R} \approx 15:$$

Приймаємо $bf = 20$ см, $tf = 1,6$ см, $A_f = 32$ см².

Геометричні характеристики гілки :

$$A_{e2} = t_w h_w + 2 A_f = 1,6 \cdot 27,3 + 2 \cdot 32 = 107,68 \text{ см}^2.$$

$$z_0 = \frac{h_w t_w \cdot t_w / 2 + 2 b_f t_f (b_f / 2 + t_w)}{A_{e2}} = \frac{27,3 \cdot 1,2 \cdot 1,2 / 2 + 2 \cdot 32 \cdot (20 / 2 + 1,2)}{107,68} = 6,84 \text{ см}$$

$$e = z_0 - 0,5 t_w = 6,84 - 0,5 \cdot 1,2 = 6,24 \text{ см}$$

$$c = t_w + b_f / 2 - z_0 = 1,2 + 20 / 2 - 6,24 = 4,96 \text{ см}$$

$$I_{x2} = \frac{2 t_f b_f^3}{12} + h_w t_w e^2 + 2 b_f t_f c^2 = \frac{2 \cdot 1,6 \cdot 20^3}{12} + 27,3 \cdot 1,2 \cdot 6,24^2 + 2 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 4,96^2 = 4983,44 \text{ см}^4.$$

$$I_{y2} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 t_f b_f \cdot \left(\frac{23,1 + 1,6}{2} \right)^2 = \frac{1,2 \cdot 27,3^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot \left(\frac{23,1 + 1,6}{2} \right)^2 = 11796,08 \text{ см}^4.$$

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{e2}}} = \sqrt{\frac{4983,44}{107,68}} = 6,8 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{e2}}} = \sqrt{\frac{11796,08}{107,68}} = 10,47 \text{ см}.$$

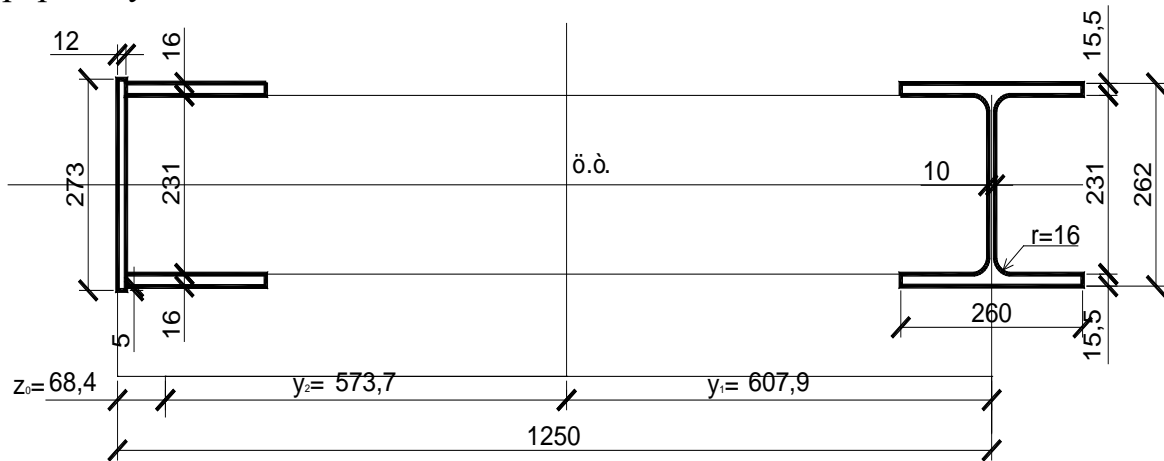
Уточнюємо положення центру тяжіння перерізу колони :

$$h_0 = h_n - z_0 = 125 - 6,84 = 118,16 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{A_{e2} \cdot h_0}{(A_{e1} + A_{e2})} = \frac{107,68 \cdot 118,16}{101,63 + 107,68} = 60,79 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 118,16 - 60,79 = 57,37 \text{ см}$$

Відмінність від первинних розмірів невелика, тому зусилля в гілках не перераховуємо.



Мал. 21 Переріз нижньої частини колони

Перевірка стійкості гілок :

- з площини рами (відносно осі $y - y$) :

Підкранова гілка:

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1300 / 11,32 = 114,8; (\gamma = 0,450;$$

$$\sigma = N \nu l / (\gamma A_{e1}) = 1951,21 / (0,450(101,63)) = 42,67 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Умова не виконується, отже приймаємо двутавр більшого перерізу :

Прийmemo двутавр 35К1 : $A_{e1} = 139,7$ см², $i_{x1} = 8,76$ см, $i_{y1} = 15,04$ см

$$\lambda_y = l_y / i_{y1} = 1300 / 15,04 = 86,4 \text{ см}; \varphi_y = 0,638$$

$$\sigma = 1951,21 / (0,638 \cdot 139,7) = 21,9 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_y = 24 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Наново скомпонуем переріз нижньої частини колони :

Просвіт між внутрішніми гранями полиці 313 мм Товщина стінки швелера $t_w = 12$ мм, висота стінки з умові розміщення зварних швів $h_w = 380$ мм

Визначаємо необхідну площу гілок.

Для зовнішньої гілки:

$$A_{e2} = 1849,74 / (0,638 (24)) = 120,8 \text{ см}^2$$

Необхідна площа полиць :

$$A_f = (A_{e2} - t_w h_w) / 2 = (120,8 - 1,2 \cdot 35,5) / 2 = 37,6 \text{ см}^2.$$

З умови місцевої стійкості полиці швелера :

$$b_f / t_f \leq (0,38 + 0,08 \bar{\lambda}_x) \sqrt{E / R} \approx 15 :$$

Приймаємо $b_f = 20$ см, $t_f = 2$ см, $A_f = 40 \text{ см}^2$.

Геометричні характеристики гілки :

$$A_{e2} = t_w h_w + 2 A_f = 1,2 \cdot 38 + 2 \cdot 40 = 125,6 \text{ см}^2.$$

$$z_0 = \frac{h_w t_w \cdot t_w / 2 + 2 b_f t_f (b_f / 2 + t_w)}{A_{e2}} = \frac{38 \cdot 1,2 \cdot 1,2 / 2 + 2 \cdot 40 \cdot (20 / 2 + 1,2)}{125,6} = 7,4 \text{ см}$$

$$e = z_0 - 0,5 t_w = 7,4 - 0,5 \cdot 1,2 = 6,8 \text{ см}$$

$$c = t_w + b_f / 2 - z_0 = 1,2 + 20 / 2 - 7,4 = 3,8 \text{ см}$$

$$I_{x2} = \frac{2 t_f b_f^3}{12} + h_w t_w e^2 + 2 b_f t_f c^2 = \frac{2 \cdot 2 \cdot 20^3}{12} + 38 \cdot 1,2 \cdot 6,8^2 + 2 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 3,8^2 = 5930,4 \text{ см}^4.$$

$$I_{y2} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 t_f b_f \cdot \left(\frac{31,3 + 2}{2} \right)^2 = \frac{1,2 \cdot 38^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot \left(\frac{31,3 + 2}{2} \right)^2 = 27665 \text{ см}^4.$$

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{e2}}} = \sqrt{\frac{5930,4}{125,6}} = 6,87 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{e2}}} = \sqrt{\frac{27665}{125,6}} = 14,8 \text{ см}.$$

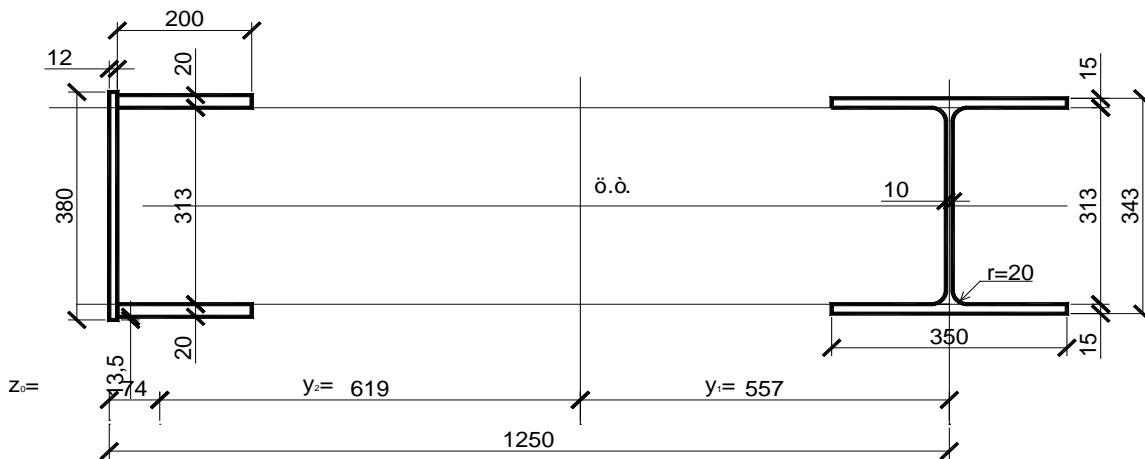
Уточнюємо положення центру тяжіння перерізу колони :

$$h_0 = h_n - z_0 = 125 - 7,4 = 117,6 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{A_{e2} \cdot h_0}{(A_{e1} + A_{e2})} = \frac{125,6 \cdot 117,6}{139,7 + 125,6} = 55,7 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 117,6 - 55,7 = 61,9 \text{ см}$$

Відмінність від первинних розмірів невелика, тому зусилля в гілках не перераховуємо.



Мал. 22 Переріз нижньої частини колони

Перевірка стійкості гілок :

- з площини рами (відносно осі $y - y$) :

Підкранова гілка:

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1300 / 15,04 = 86,4 \text{ см}; \varphi_y = 0,638$$

$$\sigma = 1923,35 / (0,638 \cdot 139,7) = 21,6 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

Зовнішня гілка:

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1300 / 14,8 = 87,8; (\varphi_y = 0,630;$$

$$\sigma = N_{e2} / A_{e2} = 1849,74 / (0,630 \cdot 125,6) = 23,4 \text{ кН/см}^2 (R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

З умови рівноустойчивості підкранової гілки в площині i з площини рами визначаємо необхідну відстань між вузлами ґрат :

$$\lambda_{x1} = l_{e1} / i_{x1} = (y = 87,8; l_{e1} = 87,8 \text{ і } i_{x1} = 87,8 (8,76 = 769,13 \text{ см}$$

Приймаємо $l_{e1} = (1300 - 50 - 10) / 4 = 310 \text{ см}$, розділивши нижню частину колони на ціле число панелей.

- у площині рами (відносно осей $x1 - x1$ і $x2 - x2$) :

Для підкранової гілки:

$$\lambda_{x1} = 310 / 8,76 = 35,4; (\varphi_x = 0,911;$$

$$\sigma = N_{e1} / A_{e1} = 1951,21 / (0,911 \cdot 139,7) = 15,33 \text{ кН/см}^2 (R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Для зовнішньої гілки:

$$\lambda_{x2} = 310 / 6,87 = 45,1; (\varphi_x = 0,874;$$

$$\sigma = N_{e2} / A_{e2} = 1849,74 / (0,874 \cdot 125,6) = 16,85 \text{ кН/см}^2 (R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

2.7.6. Розрахунок ґрат підкранової частини колони.

Поперечна сила в перерізі колони : $Q_{\text{max}} = -99,8453 \text{ кН}$.

Умовна поперечна сила:

$$Q_{\text{усл}} = 0,2 A = 0,2(A_{e1} + A_{e2}) = 0,2 (139,7 + 125,6) = 53,06 \text{ кН} < Q_{\text{max}}.$$

Розрахунок ґрат проводимо на Q_{max} .

Зусилля стискування в розкосі:

$$N_p = Q_{\text{max}} / 2 \sin(\alpha) = 99,8453 / 2(0,63) = 79,24 \text{ кН};$$

$$\sin \alpha = \frac{h_n}{l_p} = \frac{125}{\sqrt{125^2 + (310/2)^2}} = 0,63.$$

Задаємося $\varphi_p = 100; (\varphi = 0,542$. Тоді необхідна площа розкосу буде:

$$A_{p,тр} = \frac{N_p}{\varphi R_y \gamma} = \frac{79,24}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,75} = 8,12 \text{ см}^2,$$

де $\gamma = 0,75$ - для стислого куточка, що прикріплюється однією полицею.

Приймаємо L 80 (8 з наступними характеристиками:

$$A_p = 12,3 \text{ см}^2; \quad i_{\min} = 1,57; \quad \lambda_{\max} = \frac{l_p}{i_{\min}} = \frac{\sqrt{125^2 + (310/2)^2}}{1,57} = 126,4; \quad \varphi = 0,384$$

Напруга в розкосі:

$$\sigma = N_p / ((A_p) = 79,24 / (0,384 (12,3) = 16,78 \text{ кН/см}^2 < R_y (= 24 (0,75 = 18 \text{ кН/см}^2.$$

2.7.7.Перевірка стійкості колони в площині дії моменту як єдиного стержня.

Геометричні характеристики усього перерізу :

$$A = A_{\delta 1} + A_{\delta 2} = 139,7 + 125,6 = 265,3 \text{ см}^2;$$

$$I_x = A_{\delta 1} (y_{12} + A_{\delta 2} (y_{22} = 139,7 (55,72 + 125,6 (61,92 = 914668,1 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{914668,1}{265,3}} = 58,72 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{3250}{58,72} = 55,35.$$

Приведена гнучкість:

$$\lambda_{np} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 A / A_{p1}} = \sqrt{55,35^2 + 27 \cdot 265,3 / 24,6} = 58$$

$$\alpha_1 = 27 \text{ при } (= 450 \cdot 600 - \text{ по таблиці 7 СНиП II - 23 - 81.}$$

де $A_{p1} = 2A_p = 2(12,3 = 24,6 \text{ см}^2$ - площа перерізу розкосів по двох гранях перерізу колони;

$$\bar{\lambda}_{np} = \lambda_{np} \cdot \sqrt{R/E} = 58 \cdot \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,98.$$

Для комбінації зусиль, що довантажують зовнішню гілку : $M_4 = - 811,7823$ кН(м;

$$N_4 = - 2424,913 \text{ кН.}$$

$$m = \frac{M_4 A}{N_4 I_x} (y_2 + z_0) = \frac{81178,23 \cdot 265,3}{2424,913 \cdot 914668,1} \cdot (61,9 + 7,4) = 0,67; \quad \varphi_e = 0,463.$$

$$\sigma = \frac{N_4}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2424,913}{0,463 \cdot 265,3} = 19,7 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбінації зусиль що довантажують підкранову гілку: $M_3 = - 866,1408$ кН(м;

$$N_3 = - 2381,84 \text{ кН.}$$

$$m = \frac{M_3 \cdot A}{N_3 \cdot I_x} \cdot y_1 = \frac{86614,08 \cdot 265,3}{2381,84 \cdot 914668,1} \cdot 55,7 = 0,59; \quad \varphi_e = 0,543;$$

$$\sigma = \frac{N_3}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2381,84}{0,543 \cdot 265,3} = 16,5 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість наскрізної колони як єдиного стержня з площини дії моменту не перевіряємо, оскільки вона забезпечена перевіркою стійкості окремих гілок.

2.7.8.Розрахунок і конструювання вузла сполучення верхньої і нижньої частин колони

Тиск крану $D_{\max} = 1902,08 \text{ кН.}$

Розрахункові зусилля $N_2 = -713,0401 \text{кН}$; $M_3 = -158,4559 \text{кН} \cdot \text{м}$.

$$N_2 = -479,76 \text{кН}; M_3 = 478,8918 \text{кН} \cdot \text{м}. \text{ (ш1)}$$

$$I \quad \sigma_w^{h,n} = \frac{N}{A_0} + \frac{M}{W};$$

$$II \quad \sigma_w^{h,n} = \frac{N}{A_0} - \frac{M}{W};$$

$$I \quad \sigma_w^{h,n} = \frac{479,76}{85,56} + \frac{478,8918}{1450,76} = 5,94 \text{кН} / \text{м}^2 < R^{ce} = 24 \text{кН} / \text{м}^2;$$

$$\sigma_w^{s,n} = \frac{479,76}{85,56} - \frac{478,8918}{1450,76} = 5,28 \text{кН} / \text{м}^2 < R_p^{ce} = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{кН} / \text{м}^2;$$

$$II \quad \sigma_w^{h,n} = \frac{713,0401}{85,56} + \frac{158,4559}{1450,76} = 8,44 \text{кН} / \text{м}^2 < R^{ce} = 24 \text{кН} / \text{м}^2;$$

$$\sigma_w^{s,n} = \frac{713,0401}{85,56} - \frac{158,4559}{1450,76} = 8,22 \text{кН} / \text{м}^2 < R_p^{ce} = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{кН} / \text{м}^2.$$

Товщину стінки траверси визначаємо з умови стискування :

$$t_{w.mp} \geq \frac{D_{\max}}{l_{cm} \cdot R_{cm} \cdot \gamma} = \frac{1902,08}{34 \cdot 36} = 1,55 \text{см};$$

$$l_{cm} = b_{op} + 2 \cdot t_{nl} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{см}.$$

Приймаємо $t_{mp} = 1,6 \text{ см}$

Зусилля у внутрішній полиці верхньої частини колони :

$$N_n = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_g} = \frac{479,76}{2} + \frac{478,8918}{45} = 1304,08 \text{кН}.$$

Довжина шва кріплення вертикального ребра траверси до стінки траверси:

$$l_{u3} = \frac{N_n}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot R_y^{ce} \cdot \gamma_y^{ce})_{\min} \gamma} = \frac{1304,08}{4 \cdot 0,8 \cdot 16,2} = 25,2 < 61 \text{см}.$$

$$l_u \leq 0,85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{см}.$$

Для розрахунку шва кріплення траверси до підкранової гілки (f3) складаємо комбінацію, що дає найбільшу опорну реакцію траверси. Такою комбінацією буде поєднання 1, 2, 3, 5, 9, 10: $M = 400,706 \text{кН(м)}$; $N = -606,5333 \text{кН}$.

$$F = N \cdot h_v / 2 (h_n - M / h_n + D_{\max} (0,9);$$

$$F = 606,5333 \cdot 45 / (2 (125) - 40070,6 / 125 + 1902,08 (0,9) = 1500,5 \text{кН}.$$

Необхідна довжина шва :

$$l_{u4} = \frac{F}{4 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot R_y^{ce} \cdot \gamma_y^{ce})_{\min} \gamma} = \frac{1500,5}{4 \cdot 0,8 \cdot 16,2} = 28,9 < 0,85 \beta_f k_f = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 61 \text{ см}$$

З умови міцності стінки підкранової гілки в місці кріплення траверси визначаємо висоту траверси h_{mp} :

$$h_{mp} \geq \frac{F}{2 \cdot t_{cm.s} \cdot R_{cp} \cdot \gamma} = \frac{1500,5}{2 \cdot 1 \cdot 14} = 53,6 \text{см}.$$

де $t_{cm.s} = 1 \text{ см}$ - товщина стінки (35К1).

Приймаємо $h_{mp} = 55 \text{см}$

Перевіримо міцність траверси як балки, навантаженої зусиллями N , M , D_{max} .

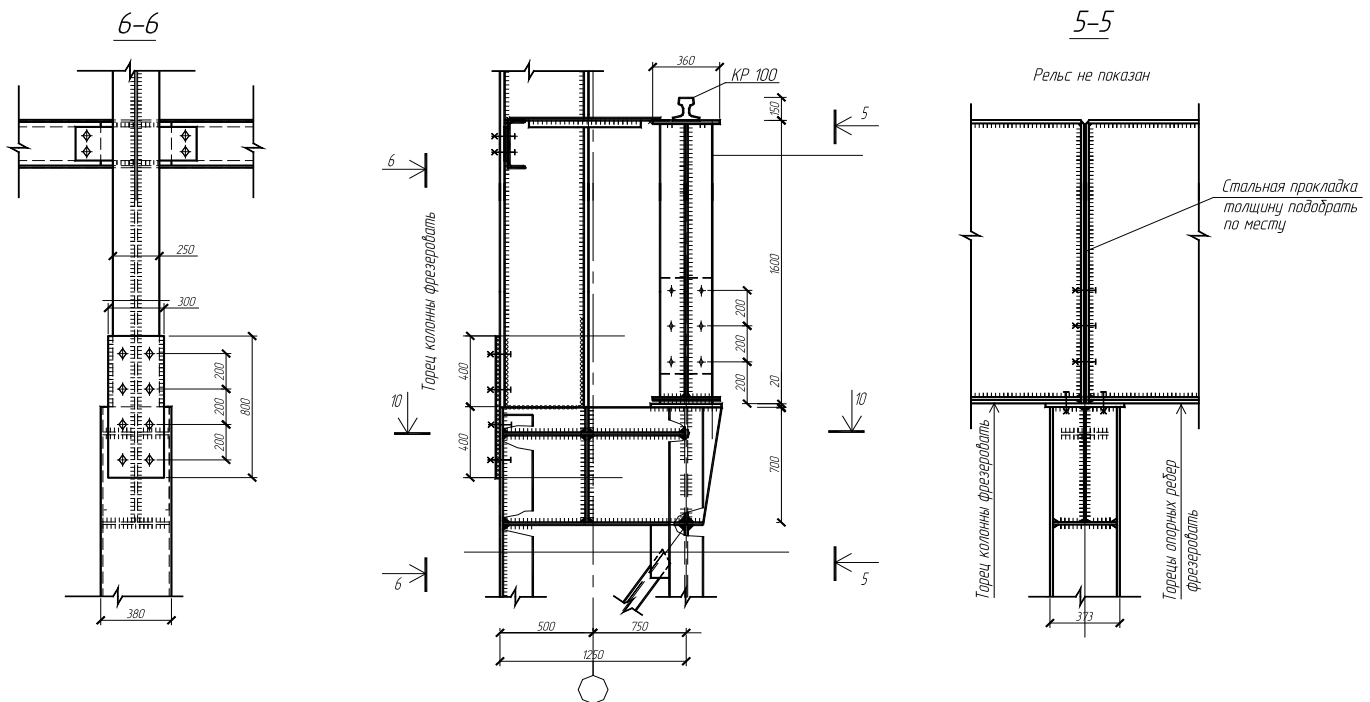
$$Q_{max} = \frac{N \cdot h_6}{2 \cdot h_n} + \frac{M}{h_n} + \frac{k \cdot D_{max} \cdot 0.9}{2} = \frac{606,5333 \cdot 45}{2 \cdot 125} + \frac{40070,6}{125} + \frac{1,2 \cdot 1902,08 \cdot 0,9}{2} = 1456,86 \text{ кН.}$$

де $k = 1,2$ - коефіцієнт, що враховує нерівномірну передачу зусилля D_{max} .

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{1456,86}{1,6 \cdot 55} = 16,6 \text{ кН/см}^2 > R_s = 14 \text{ кН/см}^2. \text{ Умова не виконується, отже}$$

збільшуємо висоту траверси: приймаємо $h_{tr} = 70$ см, тоді

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{1456,86}{1,6 \cdot 70} = 13 \text{ кН/см}^2 < R_s = 14 \text{ кН/см}^2.$$



Мал. 23. Вузол сполучення верхньої і нижньої частини колони

2.7.9. Розрахунок і конструювання бази колони

Ширина нижньої частини колони перевищує 1 м, тому проектуємо базу роздільного типу.

Розрахункові комбінації зусиль в нижньому перерізі колони :

$$M = 599,7846 \text{ кН(м; } N = - 2424,912 \text{ кН (нар. гілка);}$$

$$M = - 811,7823 \text{ кН(м; } N = - 2424,913 \text{ кН (підкранів. гілка).}$$

Зусилля в гілках колони :

$$N_{b1} = \frac{81178,23}{120} + \frac{2424,913}{120} \cdot 62,58 = 1941,08 \text{ кН;}$$

$$N_{b2} = \frac{59978,46}{120} + \frac{2424,912}{120} \cdot 54,9 = 1609,22 \text{ кН.}$$

База зовнішньої гілки

Необхідна площа плити :

$$A_{пл.тр} = N_{b2} / R\phi = 1609,22 / 1,2 \cdot 0,7 = 1915,74 \text{ см}^2.$$

З конструктивних міркувань свес плити С2 має бути не менше 4см.

Тоді:

$$y_{bk} + 2 (C2 = 35,3 + 2 (4 = 43,3 \text{ см})$$

Приймаємо $B = 45\text{см}$.

$$L_{тр} = A_{пл.тр} / B = 1915,74 / 45 = 42,57 \text{ см}$$

Приймаємо $L_{тр} = 45\text{см}$.

$$A_{пл.факт} = B (L_{тр} = 45 (45 = 2025\text{см}^2 > A_{пл.тр} = 1915,74 \text{ см}^2.$$

Середня напруга у бетоні під плитою:

$$\sigma_{\phi} = N_{b2} / A_{пл.факт} = 1609,22 / 2025 = 0,8 \text{ кН/см}^2.$$

З умови симетричного розташування траверс відносно центру тяжіння гілки відстань між траверсами у світлу дорівнює:

$$2 \cdot (bf + tw - z_0) = 2 (20 + 1,2 - 7,52) = 27,36 \text{ см}$$

$$c_1 = (45 - 27,36 - 2 (1,2)) / 2 = 7,6\text{см}.$$

Визначаємо моменти, що вигинають, на окремих ділянках плити :

ділянка 1. [консольний свес $z = c_1 = 7,6\text{см}$]

$$M_1 = \sigma_{\phi} \cdot c_1^2 / 2 = 0,8 \cdot 7,6^2 / 2 = 23,104\text{кН} \cdot \text{см};$$

ділянка 2. [консольний свес $z = c_2 = (45 - 35,3) / 2 = 4,85\text{см}$]

$$M_2 = 0,8 \cdot 4,85^2 / 2 = 9,409\text{кН} \cdot \text{см} ;$$

ділянка 3. [плита, опертая на чотири сторони]

$$b/a = 31,3/20 = 1,565 < 2; \quad \text{отже приймаємо}$$

$$\alpha = 0,0845;$$

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,0845 \cdot 0,8 \cdot 20^2 = 27,04\text{кНсм};$$

ділянка 4. [плита, опертая на чотири сторони]

$$b/a = 31,3/11,7 = 2,67 > 2; \quad \alpha = 0,125;$$

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,8 \cdot 11,7^2 = 13,69\text{кН} / \text{см}^2.$$

Приймаємо для розрахунку $M_{\max} = M_3 = 27,04 \text{ кН} \cdot \text{см}$

Необхідна товщина плити :

$$t_{nl} = \sqrt{6 \cdot M_{\max} / R} = \sqrt{6 \cdot 27,04 / 23} = 2,7\text{см}. \quad \text{Приймаємо } t_{пл} = 28\text{мм}.$$

Висоту траверси визначаємо з умови розміщення шва кріплення траверси до гілки колони. У запас міцності усі зусилля в гілці передаємо на траверси через 4 кутові шви. Зварювання напівавтоматичне $d=1,4\text{мм}$, $K_f=8\text{мм}$.

Необхідна довжина шва :

$$l_{w,mp} = \frac{N_{b2}}{4 \cdot k_w \cdot (\beta \cdot R_y^{c\phi} \cdot \gamma_y^{c\phi})_{\min} \gamma} = \frac{1609,22}{4 \cdot 0,8 \cdot 16,2} = 31,04\text{см}.$$

Приймаємо $h_{тр} = 350\text{мм}$.

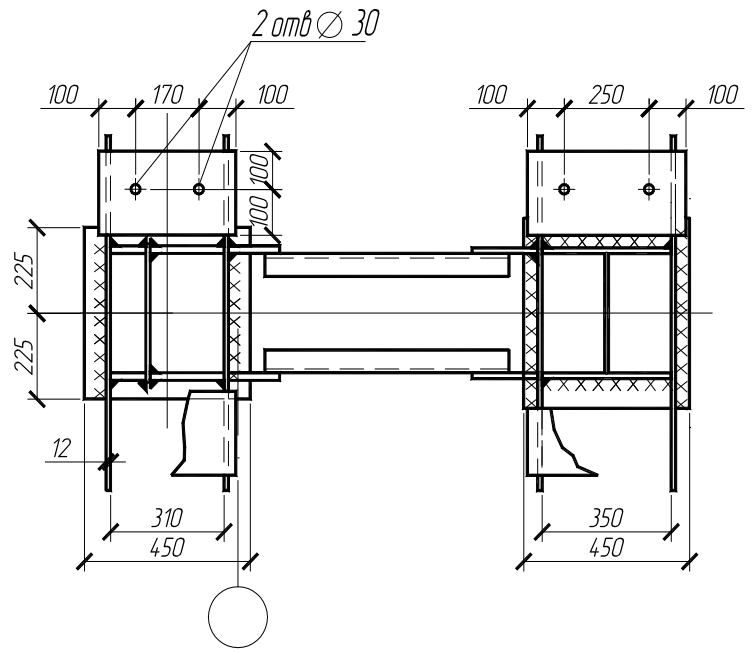
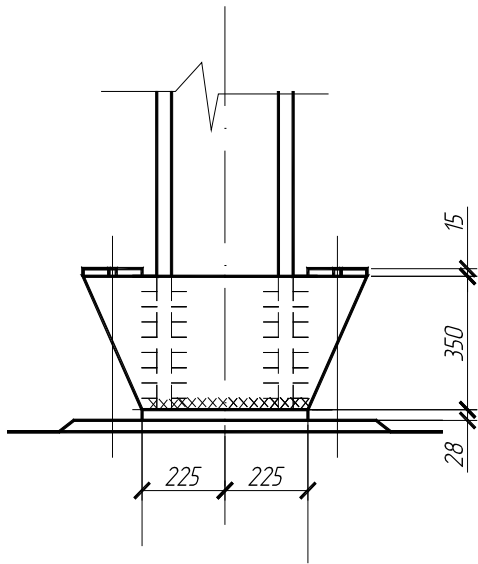
Для визначення анкерних болтів приймаю наступні комбінації зусиль :

$$M = - 411,5573 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N = - 373,2533 \text{ кН}.$$

$$F_a = \frac{M - N \cdot y_2}{h_n} = \frac{411,5573 - 373,2533 \cdot 62,58}{125} = 142,4\text{кН};$$

$$A_{bn} = \frac{142,4}{2 \cdot 18,5} = 3,85\text{см}^2.$$

Приймаємо 2 (30 сталь марки ВСт2кп3 по ГОСТ 380-71** з $A_{bn} = 5,60 \text{ см}^2$.

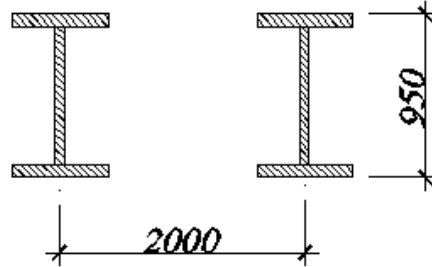


3 Основи і фундаменти

3.1 Вихідні дані для проектування

Район будівництва – м. Дніпропетровськ. Потужність рослинного шару – 0,2м.
Рівень підземних вод – 4,8м.

Колона металева двогілкова. Розмірами в плані:



Навантаження на колону на рівні обрізу фундаменту: поздовжня сила $N=1065$ кН; згинальний момент $M=1484,4$ кН·м; поперечна сила $Q=98,7$ кН.

За даними інженерно-геологічних вишукувань виділені чотири шари ґрунту:

- 1 - ґрунтово-рослинний шар;
- 2 - суглинок делювіальний;
- 3 – суглинок моренний;
- 4 – глина юрського відкладення.



Рис.3.1.1 - Інженерно-геологічний переріз.

Визначимо відсутні характеристики ґрунту:

- 1). Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_{d1} = \frac{\rho_1}{1 + w_1} = \frac{1,82}{1 + 0,09} = 1,67 \text{ Т/м}^3;$$

$$\rho_{d2} = \frac{1,85}{1 + 0,08} = 1,71 \text{ Т/м}^3$$

$$\rho_{d3} = \frac{1,81}{1 + 0,093} = 1,66 \text{ Т/м}^3$$

2). Питома вага ґрунту в природному стані:

$$\gamma_1 = \rho_1 \cdot g = 1,82 \cdot 10 = 18,2 \text{ Т/м}^3$$

$$\gamma_2 = 1,85 \cdot 10 = 18,5 \text{ Т/м}^3$$

$$\gamma_3 = 18,1 \text{ Т/м}^3$$

3). Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_{d1} = \rho_{d1} \cdot g = 1,67 \cdot 10 = 16,7 \text{ Т/м}^3;$$

$$\gamma_{d2} = 17,1 \text{ Т/м}^3;$$

$$\gamma_{d3} = 16,6 \text{ Т/м}^3$$

4). Питома вага мінеральних часток:

$$\gamma_{s1} = 26,7 \text{ кН/м}^3 = 2,67 \text{ Т/м}^3 ;$$

$$\gamma_{s2} = 26,8 \text{ кН/м}^3 = 2,68 \text{ Т/м}^3$$

$$\gamma_{s3} = 26,9 \text{ кН/м}^3 = 2,69 \text{ Т/м}^3$$

5). Пористість: $n = 1 - \frac{\rho_d}{\gamma_{s'}}$

$$n_1 = 1 - \frac{\rho_{d1}}{\gamma_{s1}} = 1 - \frac{1,61}{2,67} = 0,4;$$

$$n_2 = 1 - \frac{1,71}{2,68} = 0,36;$$

$$n_3 = 0,38.$$

6). Коефіцієнт пористості:

$$e_1 = \frac{\gamma_{s1}}{\rho_{d1}} - 1 = \frac{2,67}{1,61} - 1 = 0,66;$$

$$e_2 = \frac{2,68}{1,71} - 1 = 0,57;$$

$$e_3 = 0,62.$$

7). Ступінь вологості:

$$S_{r1} = \frac{W_1 \cdot \gamma_{s1}}{e_1 \cdot \rho_w} = \frac{0,09 \cdot 2,67}{0,66 \cdot 1} = 0,36;$$

$$S_{r2} = \frac{0,08 \cdot 2,68}{0,57} = 0,38;$$

$$S_{r3} = \frac{0,093 \cdot 2,69}{0,62} = 0,4;$$

8). Число пластичності:

$$I_{p1} = W_L - W_p = 0,4 - 0,28 = 0,12 \text{ - суглинок};$$

$$I_{p3} = 0,16 - 0,12 = 0,04 \text{ - супісок};$$

$$I_{p3} = 0,2 - 0,03 = 0,17 - \text{глина.}$$

9). Показники консистенції:

$$I_{L1} = \frac{W - W_p}{W_L \cdot W_p} = \frac{0,09 - 0,28}{0,12} = -1,58 < 0 - \text{твердий стан}$$

$$I_{L3} = \frac{0,08 - 0,12}{0,04} = -3,5 < 0 - \text{твердий стан;}$$

$$I_{L3} = \frac{0,093 - 0,03}{0,17} = 0,37 - \text{туго пластичний стан.}$$

10). Лабораторний модуль деформації:

$$E_{on1} = \frac{1 + e_1}{m_c} \cdot \beta = \frac{1 + 0,65}{0,45} \cdot 0,62 = 2,27 \text{ МПа}$$

$$E_{on2} = \frac{1 + 0,55}{0,3} \cdot 0,74 = 3,87 \text{ МПа ;}$$

$$E_{on3} = \frac{1 + 0,62}{0,4} \cdot 0,4 = 4,62 \text{ МПа.}$$

11). Модуль загальної деформації:

$$E_{01} = E_{on1} \cdot m_{k1} = 2,27 \cdot 4,5 = 10,2 \text{ МПа;}$$

$$E_{02} = 3,87 \cdot 4,1 = 15,87 \text{ МПа;}$$

$$E_{03} = 4,67 \cdot 2 = 9,34 \text{ МПа;}$$

12). Для ґрунтів, що залягають нижче рівня підземних вод, знаходимо W_L - питому вагу ґрунту з урахуванням виважуючої дії води:

$$\gamma_{sw2} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,8 - 10}{1 + 0,57} = 10,7 \text{ Т/м}^3;$$

$$\gamma_{sws} = \frac{26,9 - 10}{1 + 0,62} = 10,43 \text{ Т/м}^3$$

13). Характеристики міцності ґрунту знаходимо по СНиП [8]. Потім усі характеристики заносимо в таблицю. 4.1.1

Табл.3.1 1. – Характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	ρ_d	γ	γ_d	γ_s	n	e	S_r	I_p	I_L	E_{on}	E_o	γ_{sw}	C_1	ϕ_n	R_0
Суглинок деллювіальн.	1,67	18,2	16,7	26,7	0,4	0,66	0,36	0,12	1,58	2,27	10,2	-	31	24	264
супісок моренний	1,71	18,5	17,1	26,8	0,36	0,57	0,38	0,04	-3,5	3,87	15,87	10,7	17	29	285
Глина юрського відкладення	1,66	18,1	16,6	26,9	0,38	0,62	0,4	0,17	0,37	4,62	19,72	10,43	57	18	220

3.2. Визначення глибини закладення фундаменту

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{5,4 + 4,8 + 3,1} = 0,84 \text{ м}$$

d_0 – для суглинків 0,23 [8];

M_t – безрозмірний коефіцієнт, який чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму. [1]

Розрахункова температура сезонного промерзання ґрунту:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 0,84 = 0,92 \text{ м}$$

k_h – для неопалювальних будівель 1,1 [8].

Таким чином, приймаємо глибину закладання фундаменту 3,6 м.

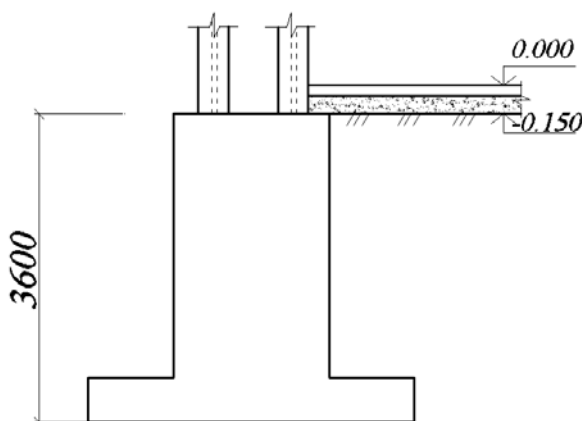


Рис. 3.2.1. – Глибина закладення фундаменту

3.3. Визначення розмірів подошви фундаменту

Приймаємо для даного фундаменту $b/l=1,8$.

Перше наближення. Площа подошви:

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d}, \text{ де}$$

R_0 – розрахунковий опір ґрунту.

γ_{cp} – середня вага ґрунту під подошвою.

Тоді ширина фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N}{(R_0 - \gamma_{cp} \cdot d) \cdot 1,8}} = \sqrt{\frac{1065}{(264 - 20 \cdot 3,6) \cdot 1,8}} = 1,7 \text{ м}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_v \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma_{11}^I + (M_c \cdot C_{11})] =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} (0,72 \cdot 1,7 \cdot 13,37 + 3,87 \cdot 3,6 \cdot 18,2 + 6,45 \cdot 31) = 587,35 \text{ кПа}$$

де

$$\gamma_{c1}=1,25; \quad \gamma_{c2}=1,1; \quad k=1,1; \quad M_v=0,72; \quad M_g=3,87;$$

$M_c=6,45; \quad k_z=1; \quad \gamma_{11}=13,37 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{11}^I=18,2 \text{ кН/м}^3; \quad b=1,7 \text{ м}; \quad d=3,6 \text{ м}; \quad C_{11}=31$ [13].

Друге наближення. Уточнені значення:

$$b_2 = \sqrt{\frac{1065}{(587,35 - 42) \cdot 1,8}} = 0,8 \text{ м}$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} (0,72 \cdot 0,8 \cdot 13,37 + 453,5) = 576,5 \text{ кПа.}$$

$$\text{Третє наближення. } b_3 = \sqrt{\frac{1065}{(576,5 - 42) \cdot 1,8}} = 0,81 \text{ м}$$

Різниця між b_2 і b_3 не перевищує 10 см, тому збільшуємо площу перерізу і приймаємо ширину $b=2,1$ м і уточнюємо $R_{yT}=592,1$ Кпа, довжина підшви: $l_{\phi}=b \cdot 1,8=2,1 \cdot 1,8=3,78$ - приймаємо $l=3,9$ м.

Площа підшви фундаменту: $A=2,1 \cdot 3,9=8,19 \text{ м}^2$

Фактичний тиск під підшвою фундаменту:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp}}{b \cdot l} \pm \frac{\sum M}{W},$$

$$\text{где } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 3,9^2}{6} = 5,32,$$

$$\sum M = M + Q \cdot d = 1484,4 + 98,7 \cdot 3,6 = 1839,72 \text{ кНм}$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{1065 + 3,6 \cdot 2,1 \cdot 3,9 \cdot 20}{8,19} \pm \frac{1839,72}{5,32} = 258 \pm 212,2;$$

$$\sigma_{\max} = 470,2 \text{ кПа} \quad \sigma_{\min} = 45,8 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{\max} = 470,2 < 1,2 \cdot R_{yT} = 1,2 \cdot 592,1 = 710,52 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{\min} = 45,8 \text{ кПа} > 0;$$

$$\sigma_{cp} = 258 \text{ кПа} < R_{yT} = 592,1 \text{ кПа},$$

тобто розміри визначені вірно.

За даними розрахунку будуюмо епюру тисків (рис.4.3.1.).

3.4. Розрахунок осадки фундаменту

Природний тиск у ґрунті:

$$\sigma_{zg0} = \sum \gamma_1 \cdot h_0 = 0 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg1} = 15 \cdot 0,2 = 3 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg2} = 3 + 3,6 \cdot 18,2 = 68,52 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg3} = 68,52 + 0,1 \cdot 18,2 = 70,34 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg4} = 70,34 + 0,9 \cdot 18,5 = 86,99 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg5} = 86,99 + 1,6 \cdot 10,7 = 104,11 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg6} = 104,11 + 2,7 \cdot 10,43 = 132,37 \text{ кПа}$$

Додатковий тиск в і – ом шарі ґрунту:

$$\sigma_{zp} = \sigma_{cp} - \sigma_{zg1} = 202 - 68,52 = 133,48 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot \sigma_{zp};$$

$$\sigma_{zp2} = 0,866 \cdot 133,48 = 115,6 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp3} = 0,532 \cdot 133,48 = 71,01 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp4} = 0,374 \cdot 133,48 = 49,9 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp5} = 0,251 \cdot 133,48 = 33,5 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp6} = 0,2 \cdot 133,48 = 26,7 \text{ кПа}$$

$$S = 0,8 \frac{\sum h_i \cdot \sigma_{zpcp}}{E_i} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 0,84}{10^3} \left(\frac{124,54}{10,2} + \frac{93,3}{10,74} + \frac{60,45 + 41,7 + 30,1}{15,87} \right) = 1,8 \text{ см}$$

що менше гранично припустимого осідання $S_{пр} = 15 \text{ см}$ ([8], т.3.37).

За даними розрахунку будемо епюру тисків (рис. 4.3.1).

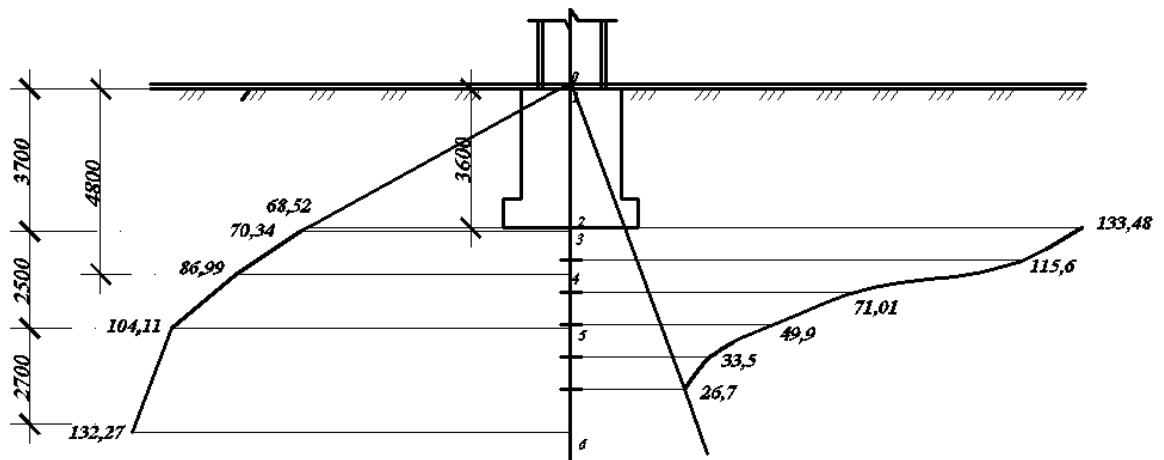


Рис. 3.3.1. – Епюра тисків

3.5. Визначення крену фундамент.

Крен у напрямку більшої сторони:

$$i(e) = \frac{1 - \nu_{cr}^2}{E_{cp}} \cdot k_e \cdot \frac{\sum M}{(l/2)^3}, \text{ где}$$

$$\sum M = 1484,44 + 98,7 \cdot 3,6 = 1840 \text{ кНм};$$

$$k_e = 0,65; l = 2,7 \text{ м}$$

Коефіцієнт Пуассона: $\nu_{cp} = 0,3$,

$$E_{cp} = \frac{\sum A_i}{\sum (A_i / E_i)}$$

Модуль деформації: $\sum \frac{A_i}{E_i} = \sum \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,018}{0,8} = 0,0225$

$$E_{cp} = \frac{319,99}{0,0225} = 14221,78 \text{ кПа}$$

$$i(e) = \frac{1 - 0,3^2}{14221,78} \cdot 0,62 \cdot \frac{1840}{(3,9/2)^3} = 0,0038 < 0,004,$$

таким чином, деформації основи не перевищують гранично припустимих значень.

3.6. Визначення геометричних розмірів фундаменту

Розрахункові навантаження: $N=1171,5$ кН; $M=1632,8$ кНм.

$Q=108,6$ кН.

Приймаємо бетон В20, $R_b=11,5$ МПа; $R_{bt}=0,9$ МПа; $\gamma_{b2}=0,9$; $\gamma_{b3}=1$;
арматура класу А-III, $R_s=365$ МПа, $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа.

Висота фундаменту: $h=3,6$ м

Для кріплення колон з фундаментом використовуються анкерні болти з відгинами М24, глибина мурування болтів – $25d=25 \cdot 24=600$ мм. Відстань від вісі болта до грані фундаменту має бути не менше ніж – $4d=4 \cdot 24=96$ мм. Приймаємо розміри фундаменту кратні 100 мм.

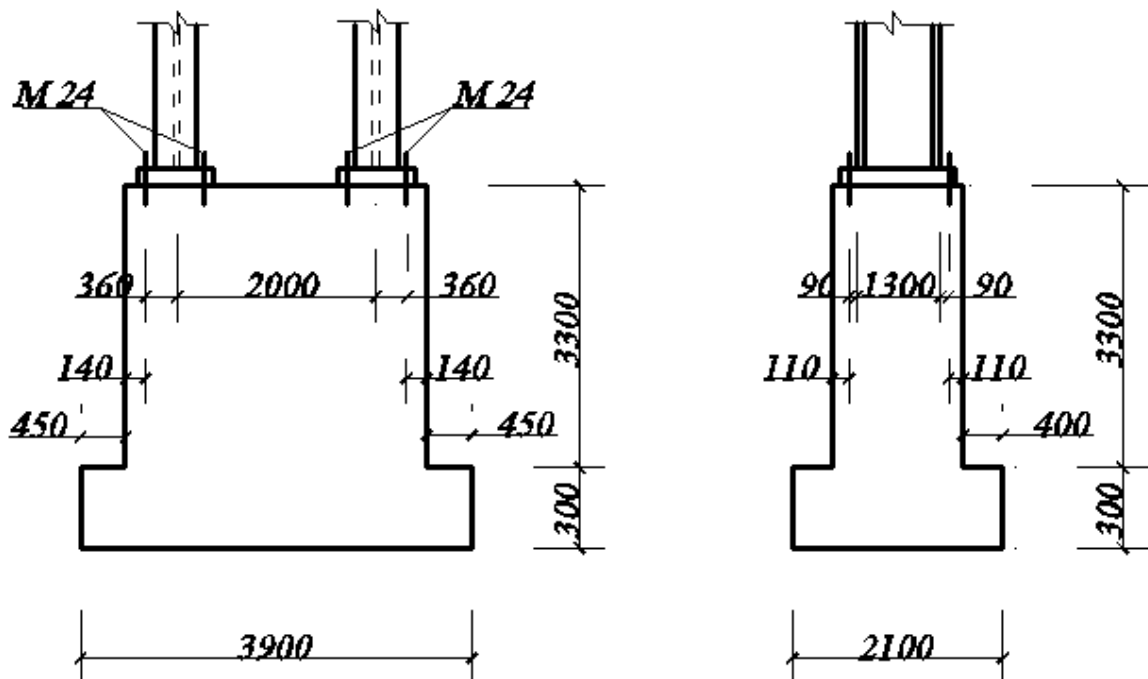


Рис.3.6.1. – Геометричні розміри фундаменту

3.7. Розрахунок позацентрово навантаженого фундаменту на проламування

Розрахунок на прокламування виконуємо по схемі 1, оскільки виконується умова:

$$h_{cf} \geq 0,5(l_{cf}-l_d)$$

$$3300 > 0,5(3000-2000)=500 - \text{перша схема розрахунку}$$

$$b_{m1} = b_1 + h_{01} = 1300 + 250 = 1550 \text{ мм} = 1,55 \text{ м}$$

Площа многокутника abcd:

$$A = \frac{2,1 + 1,6}{2} \cdot 0,25 = 0,46 \text{ м}^2$$

Сила, яка проламує

$$F = P_{\max} \cdot A$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{\sum M}{W}$$

$$F = \left(\frac{1171,5}{8,19} + \frac{(1632,8 + 108,6 \cdot 3,6) \cdot 6}{2,1 \cdot 3,9^2} \right) \cdot 0,46 = 240,6 \text{ кН}$$

Перевірка сходинки на прокламування:

$$F \leq R_{br} \cdot h_{01} \cdot b_{m1}$$

$$240,6 \leq 900 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 0,25 \cdot 1,55$$

$$240,6 \text{ кН} \leq 266,8 \text{ кН}$$

Перевірку міцності фундаменту на розколювання не виконуємо, оскільки його конструкція відповідає першій схемі розрахунку на проламування.

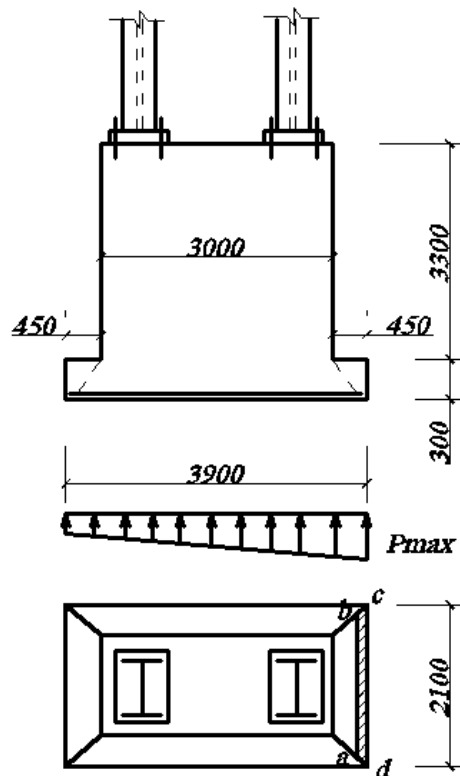


Рис.3.7.1. – Схема прокламування фундаменту

3.8. Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

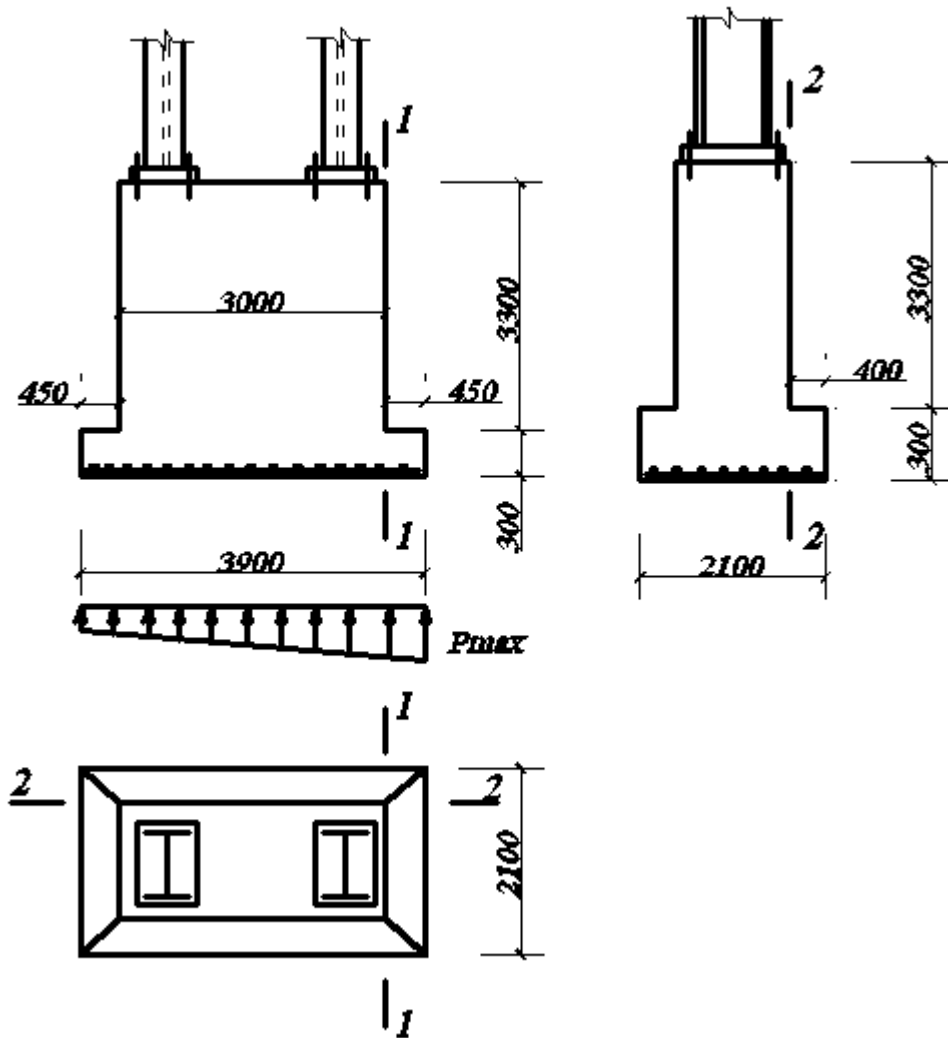


Рис.3.8.1 – Схеми армування плитної частини фундаменту

Розраховуємо перетин арматури вздовж більшої сторони I. Максимальний крайовий тиск на ґрунт:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1065}{8,19} + \frac{1484,4 + 98,7 \cdot 3,6}{5,32} = 476 \text{ кПа}$$

Тиск на ґрунт у перерізі 1-1 (рис. 4.8.1)

$$\sigma_{1-1} = \frac{N}{A} + \frac{K_i \cdot \sum M}{W} = \frac{1065}{8,19} + \frac{0,77 \cdot 1939,72}{5,32} = 396,3 \text{ кПа, где}$$

$$K_{1-1} = 1 - \frac{2C_{i-1}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,45}{3,9} = 0,77$$

Згинальний момент в перерізі 1-1:

$$M_{1-1} = \frac{c_{1-1}^2 \cdot b}{6} \cdot (2 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_1) = \frac{0,45^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 476 + 396,3) = 95,56 \text{ кНм.}$$

$$\alpha_o = \frac{M_{1-1}}{Rb \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{95,56}{11500 \cdot 2,1 \cdot 0,25^2} = 0,63 \quad \nu = 0,9703$$

$$\text{Тоді } As_{1-1} = \frac{M_{1-1}}{Rb \cdot b \cdot h_0} = \frac{95,56}{365000 \cdot 0,9703 \cdot 0,25} = 10,8 \text{ см}^2$$

Приймаємо армування вздовж більшої сторони 11 стержнів Ø12 А-III з $As = 14,4 \text{ см}^2$ з кроком 200мм.

Відсоток армування:

$$\mu = \frac{As}{Ab} = \frac{14,4}{5250} = 0,0027 > 0,0008$$

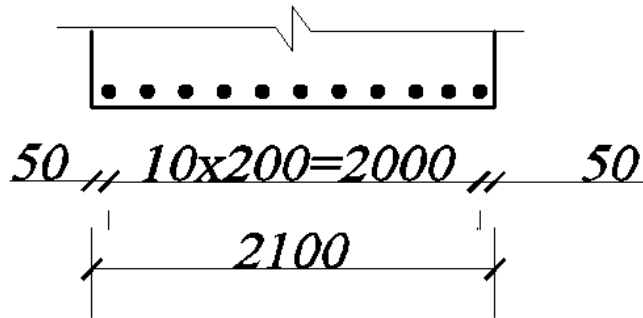


Рис.3.8.3. – Схема армування плитної частини вздовж більшої сторони
Переріз 2-2:

$$\sigma_{2-2} = \frac{1065}{8,19} = 130 \text{ кПа},$$

$$M_{2-2} = \frac{0,45^2 \cdot 3,9}{6} (2 \cdot 130 + 130) = 51,3 \text{ кНм}.$$

$$\alpha_0 = \frac{51,3}{11500 \cdot 3,9 \cdot 0,25^2} = 0,019; \quad \nu = 0,9646$$

$$As_{2-2} = \frac{51,3}{365000 \cdot 0,9646 \cdot 0,25} = 2,75 \text{ см}^2;$$

Приймаємо армування вздовж меншої сторони конструктивно. Приймаємо 20 Ø10 А-III с $As = 15,7 \text{ см}^2$ з кроком 200мм.

Відсоток армування:

$$\mu = \frac{As}{Ab} = \frac{15,7}{16050} = 0,001 > 0,0008$$

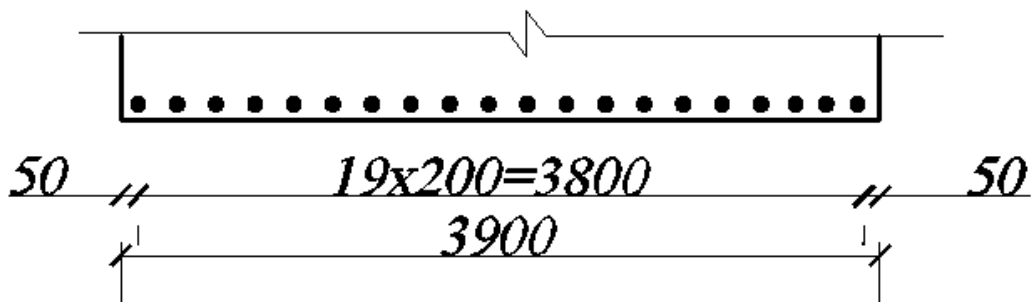


Рис.3.8.3. - Схема армування плитної частини вздовж меншої сторони

3.9. Розрахунок прямокутного перерізу підколонника

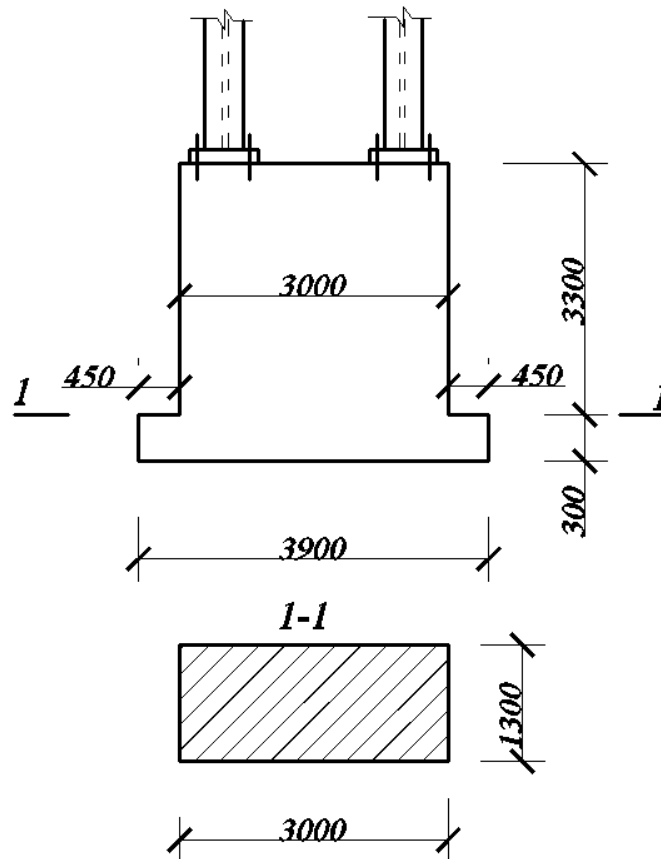


Рис.3.9.1 - Переріз підколінника фундаменту

Визначимо площу перерізу арматури для прямокутного перерізу 1-1.

Висота стиснутої зони:

$$X = l_{cf} - 2 \cdot e_x = 3 - 2 \cdot 1,03 = 0,94 \text{ м}$$

Загальний ексцентриситет:

$$e_x = \frac{Mx}{N} = \frac{1484,4 + 98,7 \cdot 3,6}{1065} + \frac{3}{30} = 1,03 \text{ м}$$

Площа перерізу стиснутої зони: $Ab = b_{cf} \cdot x = 1,2 \cdot 0,94 = 1,22 \text{ м}^2$,

$$N = 1065 < \alpha \cdot \gamma b_3 \cdot \gamma b_3 \cdot R_b \cdot Ab = 1 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 11500 \cdot 1,22 = 10732,95 \text{ кН}$$

Армування приймаємо конструктивно:

$$As = As^I > 0,0002 \cdot l_{cf} \cdot b_{cf} = 0,0002 \cdot 3 \cdot 1,3 = 7,8 \text{ см}^2$$

Призначаємо переріз арматури 4Ø16 А-III с $As = 8,04 \text{ см}^2$

Вздовж граней паралельних площині згину приймаємо 7 Ø14 А-III з $As = 10,8 \text{ см}^2$

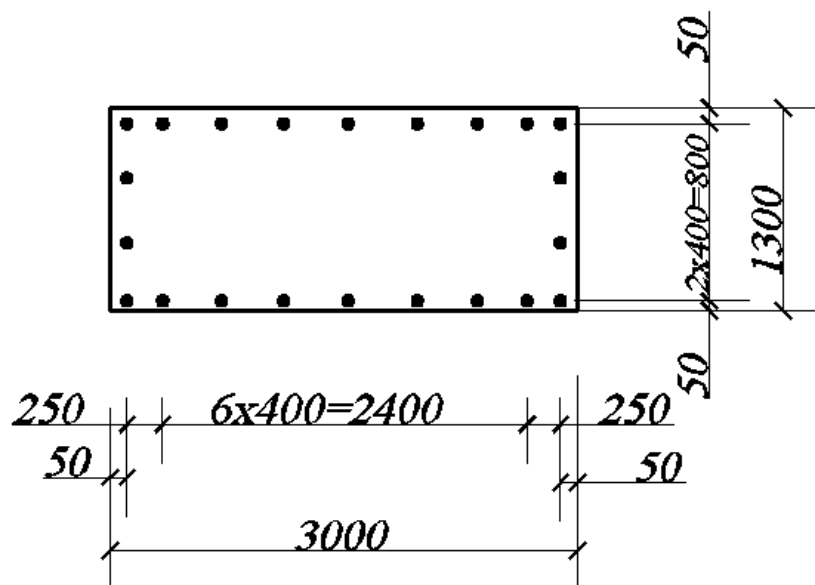
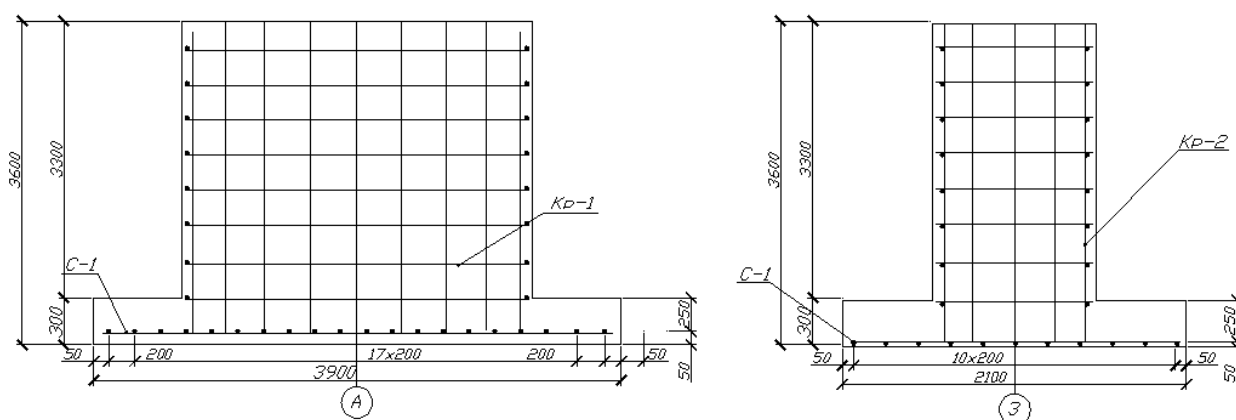


Рис.3.9.2. – Схема армування підколонника

Таким чином маємо повне армування фундаменту зображене на рис. 4.9.3.



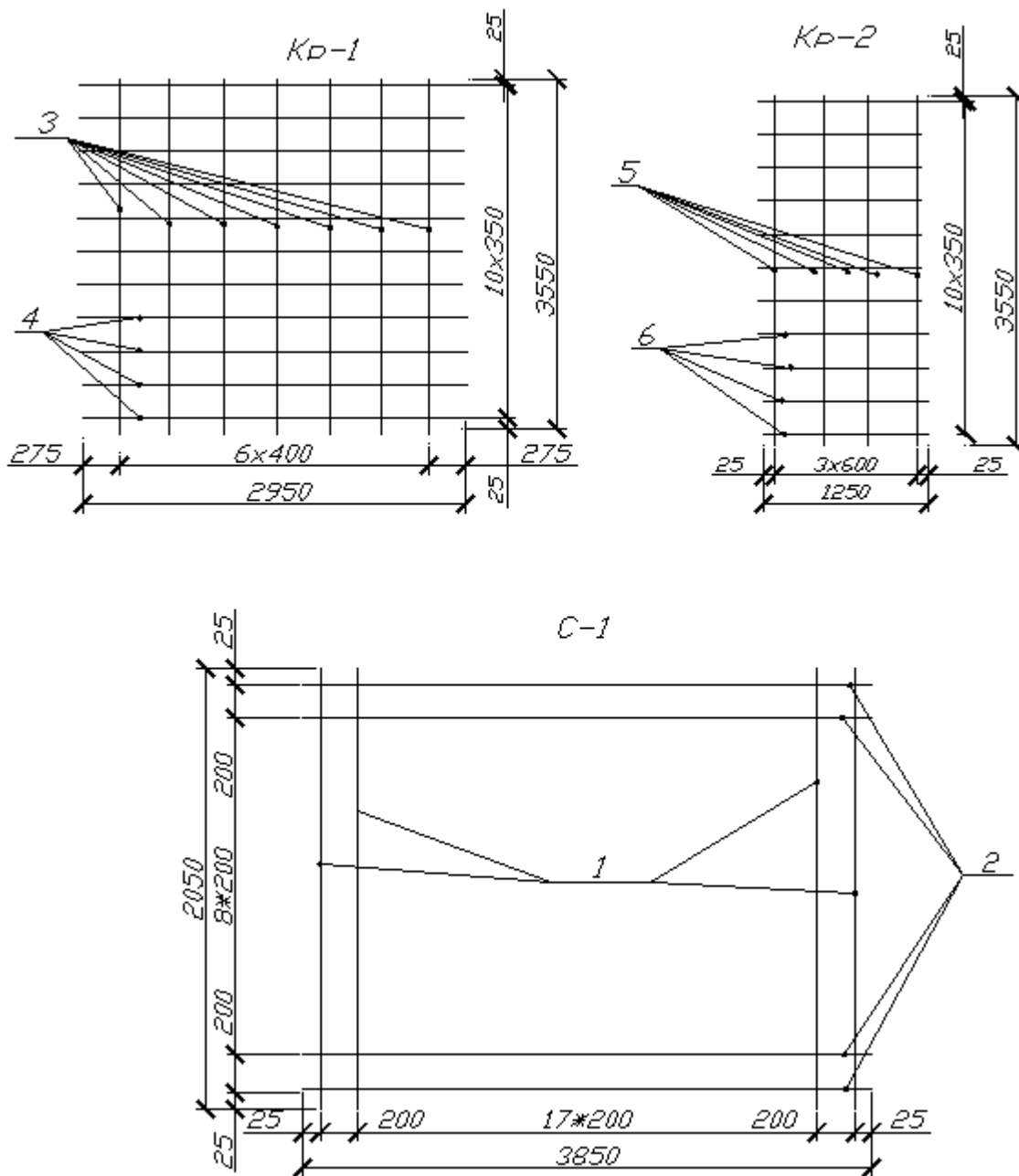


Рис. 3.9.3. – Схеми армування фундаменту сітками і каркасами

Специфікація всіх збірних елементів армування фундаменту наведена в табл. 4.9.1

Табл. 3.9.1. – Специфікація збірних елементів

Специфікація

Форм.	Зона	Позн.	Позначення	Найменування	Кільк.	Приміт.
				Фундамент ФМ-1	1	
				Збірні одиниці		
				Сітки рулонні		
				С-1	1	
				Каркаси плоскі		
				Кр-1	2	
				Кр-2	2	
				Деталі		
		1		Ø 10 А-III, l=2050	20	25,3 кг
		2		Ø 12 А-III, l=3650	11	37,6 кг
		3		Ø 14 А-III, l=3550	14	60,04 кг
		4		Ø 10 А-III, l=2950	22	40,04 кг
		5		Ø 16 А-III, l=3550	8	44,82 кг
		6		Ø 10 А-III, l=1250	22	16,97 кг
				Матеріали		
				Бетон класу В-20		

3.10. Розрахунок підколонника на зминання під торцем колони

Визначаємо необхідність встановлення сіток, перевіряємо міцність бетонного перерізу:

$$N_c \leq \psi_{loc} \cdot R_{b,loc} \cdot A_{loc}$$

Поздовжня стискаюча сила $N_c = \alpha \cdot N = 0,85 \cdot 1065 = 905,25$ кН

Розрахунковий опір бетону стиску:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \text{ где } \varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}} = \sqrt[3]{\frac{1,2 \cdot 3}{2,05 \cdot 8}} = 1,3.$$

Тоді, $R_{b,loc} = \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_b \cdot \varphi_b = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 11500 \cdot 1,3 = 11436,75$ кН

Умова міцності приймає вигляд

$$N_c = 905,25 \text{ кН} < 1 \cdot 11436,75 \cdot 0,35 = 4002,86 \text{ кН}$$

Відповідно, бетонний переріз по міцності підходить і встановлення сіток побічного армування не потрібно.

1.3. Розрахунок бюджету плану 1.3.1. Відомість обсягів робіт

Табл. 1.3.1

№ п/п	Найменування робіт	Од. виміру	Об'єм
1	2	3	4
1	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт	1000 м2	<u>1,90</u>
2	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами 0,65м3	1000 м3	<u>1,42</u>
3	Розроблення ґрунту екскаваторами з навантаженням на автомобілі-самоскиди	1000 м3	<u>0,59</u>
4	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м3	<u>1,90</u>
5	Бетонна підготовка під фундаменти	100м3	<u>0,22</u>
6	Влаштування монолітних фундаментів	100 м3	<u>2,48</u>
7	Гідроізоляція фундаменту полімерною сумішшю	100 м2	<u>4,50</u>
8	Зворотня засипка бульдозером 80 л.с.	1000 м3	<u>1,42</u>
9	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці(2,2т)	1000 м3	1,42
10	Монтаж з.б. збірних колон h=9.6м	100 шт	0,31
11	Монтаж з.б. кроквяних ферм 24м	шт	5,00
12	Монтаж з.б. кроквяних балок 12м	100 шт	0,14
13	Влаштування металевих колон h=18м m=5,4т/шт	100 шт	0,10
14	Монтаж металевих ферм 24м m=2,52т/ шт	100 шт	0,05
15	Монтаж покрів. сендвіч панелей з проф. настилу по прогонам	100 м2	11,65
16	Монтаж плит покриття 12х3м	100шт	1,76
17	Монтаж стінових панелей 12х1,2м	100шт	7,20
18	Влаштування рулонної покрівлі в чотири шари.	100 м2	63,36
19	Мурування перегородок з цегли 120мм	100 м2	0,53
20	Оздоблення покрівельною сталлю	100 м2	1,20
21	Установлення металопл. вікон та дверей	100 м2	2,7768
22	Електротехнічні роботи	%	2
23	Сантехнічні роботи	%	2
24	Штукатурні роботи	100 м2	9,50
25	Електромонтажні роботи (після штукатурний комплекс).	%	1,00
26	Влаштування чергової підлоги 200мм	100 м3	0,35
27	Клейове фарбування з підготуванням стін і стель.	100 м2	6,65
28	Гладке облицювання стін плитками керам. глазурован.	100 м2	2,85
29	Встановлення сантехнічної арматури.	%	1,00
30	Монтаж обладнання	%	5,00
31	Влаштування чистої підлоги	100 м2	1,73
32	Оздоблення фасаду	100 м2	6,38
33	Благоустрій території	1000 м2	<u>1,50</u>
34	Підготовка до здачі та здача об'єкта	дні	3,00

1.3.2. Картка-визначник календарного плану

Табл. 1.3.2

N п/ п	Найменування робіт та комплекс робіт	Об'єм робіт		Обґрун- тування	Норма на од. вим		Трудомісткість на весь об'єм				Основні механізми		Виконавець		К- сть змі- н	Три- валі- сть
		од. вим.	кіль- к.		люд- год	маш- год	люд-зм		маш-зм		наймен- ування	кіль- к.	Бригада			
							норм	прий- н	нор- м	прий- н			проф.	кіль- к.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт	1000 м ²	<u>1,90</u>	E1-30-2	-	0,05	-	-	0,09	1	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами 0,65м ³	1000 м ³	<u>1,42</u>	E1-12-14	5,25	5,25	14,20	-	14,20	14	ZY-150	1	Машиніст бр-1	1	2	7
3	Розроблення ґрунту екскаваторами з навантаженням на автомобілі-самоскиди	1000 м ³	<u>0,59</u>	E1-17-14	7,31	7,31	6,50	-	6,50	6	ZY-150	1	Машиніст бр-1	1	2	3
4	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м ³	<u>1,90</u>	E1-164-2	4,02	-	12,10	12	-	-	-	-	Землекоп 3р-1 2р-1	2	2	3
5	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м ³	<u>0,22</u>	E6-1-19	24,406	2,21	5,2718	4	0,48	-	-	-	Бетонувальник 3р-2	2	2	1
6	Влаштування монолітних фундаментів	100 м ³	<u>2,48</u>	кальк.	52	8,36	128,96	120	20,72	-	КС-4574	1	Бетонщик 4р-1, 3р-2, 2р-1 Тесляр 4р-1 Арматурщик	6	2	10

													4р-2			
7	Гідроізоляція фундаменту полімерною сумішшю	100 м2	<u>4,50</u>	Е6-1-8	2,16	0,14	9,72	8	0,62	-			Ізолювальни к 4р-1, 3р-1	2	2	2
8	Зворотня засипка бульдозером 80 л.с.	100 0 м3	<u>1,42</u>	Е1-27-2	-	1,71	-	-	2,43	2	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	1
9	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці(2,2т)	100 0 м3	1,42	Е1-132-4,10	-	3,88	-	-	5,51	4	ИС-4571	2	Машиніст 6р-1	2	2	1
10	Монтаж з.б. збірних колон h=9.6м	100 шт	0,31	кальк.	110	17,5 1	34,1	30	5,43	6	ДЕК-50	1	Монтажник 4р-1 5р-1,3р-2, 2р-1	5	2	3
11	Монтаж з.б. кроквяних ферм 24м	шт	5,00	кальк.	10,43	0,47	52,15	48	2,35	12	ДЕК-50	1	Монтажник 4р-1 5р-1,3р-2, 2р-1	4	2	6
12	Монтаж з.б. кроквяних балок 12м	100 шт	0,14	кальк.	3,3	8,1	0,462	6	1,13	2	ДЕК-50	1	Монтажник 4р-1 5р-1,3р-2, 2р-1	3	2	1
13	Влаштування металевих колон h=18м m=5,4т/шт	100 шт	0,10	кальк.	1,62	3,99	0,162	4	0,40	1	ДЕК-50	1	Монтажник 4р-1 5р-1,3р-2,	4	1	1
14	Монтаж металевих ферм 24м m=2,52т/ шт	100 шт	0,05	кальк.	115,1 1	17,5 1	5,755 5	8	0,88	2	ДЕК-50	1	Бет.4р-1,3р-1, Ел. зв.4р-1, Тесл. 4р-2	4	2	1
15	Монтаж покрів. сендвіч панелей з проф. настилу	100 м2	11,6 5	Е5-15-5	50,32	8,1	73,27 9	72	94,3 7	12	ДЕК-50	1	Бет.4р-1,3р-1, Ел. зв.4р-1, Тесл. 4р-2	6	2	6

	но прогонам															
16	Монтаж плит покриття 12х3м	100 шт	1,76	E4-10-5	67	9,74	14,74	8	17,14	2	ДЕК-50	1	Бет.4р-1,3р-1, Ел. зв.4р-1, Тесл. 4р-2	4	2	1
17	Монтаж стінових панелей 12х1,2м	100 шт	7,20	E9-15-2	12,16	5,98	87,552	80	43,06	20	ДЕК-50	1	Монтажник 4р-1 5р-1,3р-2,	4	2	10
18	Влаштування рулонної покрівлі в чотири шари.	100 м2	63,36	E9-15-5	0,69	0,12	43,718	36	7,60	6	Піонер	1	Покрів-ник 4р-1, 3р-1,	6	2	3
19	Мурування перегородок з цегли 120мм	100 м2	0,53	E4-15-5	7,9	1,24	4,187	4	0,66	2	КС-4574	1	Муляр 5р-1 3р-1	2	2	1
20	Оздоблення покрівельною сталлю	100 м2	1,20	E9-15-5	27,1	1	32,52	24	0,15	4	Піонер	1	Покрів-ник 4р-1, 3р-1,	6	2	2
21	Установлення металопл. вікон та дверей	100 м2	2,7768	E10-20-2	15,75	2,4	43,735	40	6,66	-	-	-	Скляр 5р-1 Тесляр 4р-1	5	2	4
22	Електротехнічні роботи	%	2				9,86	10					електромонтажник 4р-1 5р-1,3р-2, 2р-1	5	2	1
23	Сантехнічні роботи	%	2				9,86	10					сантехнік 4р-1 5р-1,3р-2, 2р-1	5	2	1
24	Штукатурні роботи	100 м2	9,50	E15-61-3	15,2	1,06	144,46	140	10,07	28	СО-61	2	Тинькар 5р-2 4р-2	10	2	7
25	Електромонтажні роботи (після штукатурний	%	1,00				4,93	10					електромонтажник 5р-1,3р-2, 2р-2	5	2	1

	комплекс).															
26	Влаштування чорнової підлоги 200мм	100 м3	0,35	E11-2-2	14,4	0,09	4,976 6	4	0,03	2	ИЭ- 4505	1	Бетонщик 4р-1	2	2	1
27	Клейове фарбування з підготуванням стін і стель.	100 м2	6,65	E15- 180-3	8,04	0,08	53,48 9	48	0,53		-	-	Муляр 5р-1 4р-1 3р-1	6	2	4
28	Гладке облицювання стін плитками керам. глазурован.	100 м2	2,85	E15-17- 1	41,25	0,08	117,6 1	100	0,23		-	-	Облицюваль ник 5р-2, 4р- 2	10	2	5
29	Встановлення сантехнічної арматури.	%	1,00				4,93	10					сантехнік 4р- 1 5р-1,3р-2, 2р-2	5	2	1
30	Монтаж обладнання	%	5,00				24,64	16			КС- 4574		Монтажник 4р-1 5р-1,3р- 2,	8	2	1
31	Влаштування чистої підлоги	100 м2	1,73	E11-36- 1	7,54	0,05 5	13,02 9	12	0,10	-	-	-	Тесляр 5р-1 4р-1	2	2	3
32	Оздоблення фасаду	100 м2	6,38	кальк.	54	4,8	43,06 5	40	30,6 2	10	ПМГ1- Б	1	Маляр 4р- 1,3р-1 Облиць. 4р- 1,3р-1	4	2	5
33	Благоустрій території	100 0 м2	<u>1,50</u>		64	-	96	96	-	-	КС- 4571	1		6	2	8
34	Підготовка до здачі та здача об'єкта	дні	3,00		-	-	15	15	-	-	-	-		5	1	3

1.3.3. Розрахунок потреби в основних будівельних матеріалах, конструкціях, деталях і напівфабрикатах

На підставі відомості обсягів робіт та ДБНів складають відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій і зведену відомість потреби матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій.

Таблиця 1.3.3

Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Найменування матеріалів	Од. Вим	Норма на од. об'єктв	Загаль на к-ть
1	2	3	4	5	6	7
Розробка ґрунту I гр. екскаватором	1000 м ³	2,716	щебінь	м ³	0,03	0,0815
Розробка ґрунту II гр. з навантаженням в автосамоскид	1000 м ³	1,456	щебінь	м ³	0,04	0,058
Влаштування монолітних фундаментів	100 м ³	3,02	Бетон	м ³	102	308,04
			Щити опалубки 25мм	м ³	10,73	32,405
			Дошки 40мм	м ³	0,21	0,634
			Цвяхи	кг	19	57,38
			Дріт	кг	8,3	25,066
Влаштування колон	100 м ³	1,4848	Цвяхи	т	0,0273	0,0405
			Поковки	т	0,026	0,0386
			Проволока	т	0,04	0,0593
			Електроди	т	0,067	0,0995
			Лісоматеріали	м ³	0,84	1,247
			Щити опалубки	м ²	92	136,60
			Бетон	м ³	102	151,45
			Арматура	т	12,6	18,71
Влаштування монолітного перекриття	100 м ³	5,6854	Цвяхи	т	0,0712	0,4048
			Проволока	т	0,021	0,1194
			Електроди	т	0,035	0,1989
			Лісоматеріали	м ³	6,32	35,93
			Щити опалубки	м ²	52,6	299,05
			Бетон	м ³	102	579,91
			Арматура	т	6,63	37,69
Влаштування цегляних стін	1 м ³	469,53	Бетон	м ³	0,25	117,38
			Цегла	1000 шт.	0,384	180,29
Асфальтування автостоянки	100 м ²	0,215	Пісок	м ³	0,05	0,0108
			Плити бетонні	100 м ²	100	215,0
Влаштування покрівлі	100 м ²	7,106	Металочерепиця	м ²	100	710,6
			Лісоматеріали	м ³	1,18	8,385
			Цвяхи	кг	0,128	0,909
			Сталь	кг	25,58	181,77
			Гравій	м ³	1,05	7,461

			Листова гума	кг	0,14	0,995
			Дюбеля	кг	0,01	0,0711
Скління	100 м ²	1,38	Скло	м ²	100	138,0
			Гум. прокладка	м	1020	1407,6
			Металеві штапики	м	1020	1407,6
			Гвинти	кг	2,1	2,898
Внутрішня штукатурка	100 м ²	46,74	Вапняний розчин	м ³	1,4	65,436
			Сітка дротова	м ³	2,6	121,52
Фарбування внутрішніх поверхонь	100 м ²	46,74	Вапно	кг	16,5	771,21
			Фарби сухі	кг	4	186,96
			Шпаклівка	кг	1,5	70,11
			Дрантя	кг	0,01	0,4674
			Пемза	кг	0,12	5,6088
Гідроізоляція фундаментів	100 м ²	11,38	Мастика бітумна	кг	240	2731,2
			Дрова	м ³	0,36	4,0968
Влаштування підлог	100 м ²	5,66	Мастика бітумна	кг	133	752,78
			Бетон	м ³	1,3	7,358
			Плитка	м ²	102	577,32
Монтаж металевих балок з двотавру	1 т	2,4	Сталь	т	1	2,4
			Грунтовка	т	0,00031	0,0007
			Швелер	т	0,00194	0,0046

1.3.4. Розрахунок потреби площ складів

№ П/П	Найменування матер. констр. і деталей	Од.	ресурсів потріб. на	Добова потреба	Норма запасу призначити запас	на норма складування на	Корисна площа складу	Коефіцієнт використання складу	Розрахунок площі складів	Прийнята площа м ²	Розміри складу	Тип складу	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1.	Щебінь	м ³	0,1395	0,0199	5	0,0996	3	0,0332	0,5	0,066	45	9x5	Відкр.
2.	Цегла	шт	180,29	7,512	3	22,536	0,7	32,195	0,6	23,66			Відкр.
3.	Опалубка	м ²	468,055	46,81	3	140,42	2	70,21	2	15,10			Відкр.
4.	Металочерепиця	м ²	710,6	61,79	5	308,96	20	15,45	0,5	3,5			Відкр.
5.	Плити дорожні	м ²	215,0	215,0	1	215	10	21,5	0,5	10			Відкр.
6.	Сталеві констр.	т	59,52	2,976	5	14,88	1	14,88	0,5	6,3	6,25	2,5x2,5	Закр.
7.	Електроди	т	0,2984	0,0149	5	0,0746	0,6	0,124	1,6	0,0778			Закр.
8.	Лісоматеріали	м ³	46,196	2,309	5	11,5	20	0,577	1,2	0,48			Закр.
9.	Скло	м ²	138,0	92	1	92	70	1,314	0,7	1,88			Закр.
10.	Лаки, фарби	т	0,1869	0,0374	2	0,075	0,9	0,083	0,6	0,138			Закр.
11.	Мастика	т	3,48	0,497	3	1,49	0,9	1,657	0,7	2,367	3,0	1,75x1,7	Навіс

Для безперебійної роботи на будівельному майданчику передбачаємо склади, які встановлюємо в зоні кранів.

1.3.5. Вибір монтажних кранів

Монтаж опалубки, арматури та подача бетонної суміші будуть виконуватись за допомогою стрілового крану.

Оптимальним рішенням розміщення пневмоколісного крану є розміщення по периметру. Для даного типу будівлі, а також виходячи із геометричних та конструктивних параметрів, застосування пневмоколісних кранів є оптимальним варіантом.

Будівельні вантажопідйомні крани, необхідні для виконання монтажних робіт. Їх потрібно підбирати за монтажними параметрами конструкцій, що монтують. До основних монтажних параметрів пневмоколісних кранів відносять:

потрібну висоту підймання гака монтажу тої чи іншої конструкції H_m , потрібну монтажну вагу Q , потрібну довжину стріли крана L .

Для нашого варіанту підбір крана ґрунтується на подачі бетону на перекриття.

Монтажну висоту підймання гака визначають з формули:

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

де h_1 - висота будівлі, м;

h_2 - підвищення нижнього торця вертикального елемента над рівнем опори перед опусканням його на місце (0,5-1,0 м);

h_3 - висота монтажного елемента, м;

h_4 - конструктивна висота захватних пристроїв, м;

$$H_m = 14 + 1 + 1,4 + 3 = 19,4 \text{ м.}$$

Потрібну вантажопідйомність крану визначають з формули:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3$$

де q_1, q_2, q_3 - вага відповідно елемента; що монтується, стропів та захватних пристосувань, монтажних пристосувань (розчалок, підмостків, кондукторів та ін.).

$$Q = 3 + 0,15 + 0,1 = 3,25 \text{ т.}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_e^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{ш} = 17,45 \cdot \cos 70^\circ + 1,5 = 7,47 \text{ м;}$$

$$L_c^{nom} = \frac{14 - 1,5 + 1 + 1,4 + 1,5}{\sin 70^\circ} = 17,45 \text{ м.}$$

За отриманими характеристиками обираємо пневмоколісний кран КС-4362 з такими характеристиками:

- виліт стріли $L = 25$ м;
- вантажопідйомність $Q = 8$ т;
- висота підйому вантажу $H_m = 22,2$ м.

1.3.6. Розрахунок потреби в тимчасових побутових і адміністративних будинках і спорудах

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

- визначаємо розрахункову кількість робітників, ІТР та службовців
- складаємо перелік тимчасових будівель, що мають бути розміщені на майданчику.

До складу працюючих входять робітники, інженерно-технічні робітники, службовці і молодший обслуговуючий персонал.

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі бувають титульні (на обліку у Замовника) та не титульні (на балансі БМО). По функціональному призначенню: виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові. По конструктивним особливостям діляться на: інвентарні та неінвентарні. В свою чергу інвентарні поділяють на : збірно-розбірні, контейнерні, пересувні, споруди з легких оболонки.

1. Визначення кількості робітників.

Усього максимальна кількість робітників 52 людей.

Загальна чисельність робітників $\frac{52 \cdot 100}{85} = 61$ робітника.

Число ІТП та службовців $61 - 52 = 9$ чоловік.

В першу зміну працює $\frac{52 \cdot 70}{100} = 36$ робітника, ІТР та службовців $\frac{9 \cdot 80}{100} = 7$ чоловік.

Усього в першу зміну працює $36 + 7 = 43$ люд. З них жінок $\frac{43}{100} \cdot 30 = 13$ чоловік; чоловіків $43 - 13 = 30$ чоловік.

2. Визначаємо номенклатуру адміністративних і санітарно-побутових приміщень і заносимо їх до розрахункової таблиці.

Розрахунок тимчасових і санітарно-побутових будівель

Табл. 1.3.5

Найменування і призначення приміщень	Кількість робітників	Норма площі на одного робітника	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані по УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	7	4,8	33,6	6,9х6х2,6	Збірн.	37,7	1
Кабінет по ТБ	36	20 м ² на 1000 люд	20	9х2,7х3,9	Конт.	22	1
Охоронна будка	2	4	4	2х2	Конт	4	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна, м ² /люд	52	0,9	46,8	12х9х3,92	Збір.	70,8	1
Душова з преддушовою, м ² /люд	22	0,43	9,46	6х2,7х2,68	Конт.	14,4	1
Умивальна, м ² /люд	36	0,05	1,80	Поєднується з гардеробною			
Туалети, м ² /люд Чоловічі Жіночі	43	0,07	3,01	6х2,7х2,68	Конт.	14,4	1
Приміщення для просушки спецодягу, м ² /люд	52	0,2	10,4	Поєднується з гардеробною			

Приміщення для обігріву робітників, м ² /люд	36	1	36	6,9х6х2,6	Збірн.	37,7	1
Їдальня	43	0,6	25,8	9х3,8х2,7	Конт.	29,6	1
Приміщення для відпочинку робітників, м ² /люд	43	0,2	8,60	6х2,7х2,68	Конт.	14,4	1

1.3.7. Розрахунок тимчасового водопостачання

У відповідності з вихідними даними визначаємо споживачів води та строків її споживання.

Споживачі водопостачання

Табл. 1.3.6

Споживачі води	Строки споживання, дні		Об'єм работ в зміну	
	Початок	Закінчення	Одиниці	Кількість
1	2	3	4	5
<u>Виробничі нужди:</u>				
Екскаватор	2	14	Шт	1
Бульдозер	1	22	Шт	1
Кран	18	101	Шт	1
Вантажівки	2	122	Шт	9
<u>Технологічні потреби:</u>				
Оздоблювальні роботи	132	144	м ²	1840,6
<u>Санітарно-побутові потреби:</u>				
Господарчо-питьові за відсутності каналізації	1	132	Люд.	52
Душ з преддушевою	1	132	Люд.	22

1.Визначимо необхідність води по споживачам. Розрахуємо секунду витрати води на виробничо-технічні потреби, які визначають за формулою:

$$q_{вир} = \frac{S \cdot A \cdot K_{1год}}{3600 \cdot n_1}$$

де S – кількість одиниць транспорту; об'єм будівельних робіт в зміну;

A – питома витрата води на виробничі потреби;

K_{1год} – коефіцієнт часової нерівномірності споживання води;

n₁ – тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

Для екскаватора: $\frac{1 \cdot 10 \cdot 2}{3600 \cdot 24} = 0,00023 \text{ л/с}.$

Для бульдозера: $\frac{1 \cdot 300 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,007 \text{ л/с}.$

Для крана: $\frac{1 \cdot 400 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,00926 \text{ л/с}$.

Для вантажівок: $\frac{9 \cdot 500 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,104 \text{ л/с}$.

Оздоблювальні роботи: $\frac{1840,6 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{8,2 \cdot 3600} = 0,0468 \text{ л/с}$.

2. Розрахункові секундні витрати води на господарсько-питні потреби
приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи:

$$q_{\text{госп}} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot n} = \frac{15 \cdot 52 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} = 0,073 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{ідал}} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot n} = \frac{10 \cdot 52 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} = 0,04875 \text{ л/с}$$

3. Розрахункові секундні витрати води на душові установки:

$$q_{\text{душ.}} = \frac{c \cdot N_2}{60 \cdot t}$$

де С- витрачання води на одну особу, що приймає душ;

N_2 - кількість працюючих, що користуються душем;

t – тривалість роботи душової установки:

$$q_{\text{душ}} = \frac{20 \cdot 22}{60 \cdot 45} = 0,19 \text{ л/с}.$$

4. Витрати води на пожежегасіння: прийнято 10л/сек (одночасна робота двох гідрантів по 5л/сек кожний).

5. Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{госп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 0,12049 + 0,0468 + 0,073 + 0,04875 + 0,19 + 10 = 10,479 \text{ л/с}$$

6. Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу

- загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{10,479 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 81,698 \text{ мм}.$$

V – швидкість руху води в трубах, м/сек.

Приймаємо труби діаметром 100мм.

- на виробничі потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{0,12049 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 8,76 \text{ мм}.$$

Приймаємо труби діаметром 25мм.

- на господарсько-питні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{0,311 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 14,09 \text{ мм}.$$

Приймаємо труби діаметром 25мм.

1.3.8. Розрахунок тимчасового енергопостачання

Загальну потужність джерела енергопостачання будівельного майданчика $P_{\text{заг}}$ визначають додаванням потужностей, необхідних для роботи силових та

технологічних споживачів, а також використовуємих для освітлення та обігріву з урахуванням втрат потужності з розвідної мережі:

$$P_{заз} = \alpha \cdot \left(\sum \frac{P_c \cdot K_{1c}}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_T \cdot K_{2c}}{\cos \varphi} + \sum P_{ов} \cdot K_{3c} + \sum P_{он} \cdot K_{4c} \right)$$

де α - коефіцієнт втрат потужності в мережах в залежності від їх довжини, $\alpha = 1,05 \div 1,1$;

P_c – потужність силових споживачів, кВт;

P_T – необхідність потужностей для технологічних процесів;

$P_{ов}$ – потужність внутрішнього освітлення об'єктів та територій, кВт;

$P_{он}$ – теж, для зовнішнього освітлення об'єктів та територій, кВт;

$K_{1c}, K_{2c}, K_{3c}, K_{4c}$ – коефіцієнт попиту, залежить від числа споживачів;

$\cos \varphi$ - коефіцієнт потужності, залежить від характеру, кількості та завантаження споживачів, для зовнішнього та внутрішнього освітлення. $\cos \varphi = 1$.

Монтаж конструкції здійснюється у 2 зміни краном КС-4362.

Табл. 1.3.7

Потреба в електроенергії за споживачами								
№ п/п	Споживачі	Одиниця вимірів.	Кількість	Норма на од. Встановлен. Потужності, кВт	Загальні витрати електроенергії, кВт	Коефіцієнт попиту від споживачів, $K_{п1}$	Коефіцієнт потужності $\cos \varphi$	$P_c \times K_{п1} / \cos \varphi$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Кран КС-4362	шт.	1	50	100	0,2	0,5	20
2	Ел.трамбовка ИЭ-4502	шт.	2	1,5	3	0,15	0,5	0,9
3	Зварювальний трансформатор	шт.	2	20	40	0,35	0,4	35,00
4	Вібратор ИВ-47	шт.	2	0,8	1,6	0,15	0,5	0,48
							Σ	56,38

Табл. 1.3.8

Електроосвітлення внутрішнє					
№ п/п	Споживачі	Площа споживача	Загальна площа, м ²	Норма потужності на освітлення	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4	5	6
1	Гардеробні	70,8	70,8	15	1,062
2	Душові	14,4	14,4	15	0,216
3	Приміщення для обігрівання та відпочинку	37,7	37,7	15	0,5655

4	Туалет	14,4	14,4	15	0,216
5	Їдальня	29,6	29,6	15	0,444
6	Контора для виконроба	37,7	37,7	15	0,5655
7	Закриті склади	6	6	3	0,108
8	Кабінет з ТБ	22	22	15	0,33
				Σ	3,507

Табл. 1.3.9

Електроосвітлення зовнішнє						
№ п/п	Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Освітлення	Норма потужності на освітлення 1м2, Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4	5	6	7
1	Територія будівництва в зоні виконання робіт	м ²	2195	2	0,4	1,756
2	Місцеве освітлення майданчика, де йде монтаж конструкцій	м ²	1525	20	3	91,50
3	Головні проходи та проїзди	км	0,5	3	5	0,0075
					Σ	93,26

Визначимо загальну потужність джерела енергопостачання на будівельний майданчик:

$$P_{заг} = 1,1 \cdot (56,38 + 3,507 \cdot 0,8 + 93,26) = 167,69 \text{кВ} \cdot \text{А}$$

Для споживання будівництва з необхідною потужністю прийемо типову пересувну інвентарну трансформаторну підстанцію КТП-СКВ загальною потужністю 180 кВ*А.

Для прийому та розподілення електроенергії по споживачам на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 та СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за

формулою:
$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{л}}$$

де р – питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45,

$p=0,2 \dots 0,3 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{лк})$

E – освітленість, лк; E=2лк;

S – площа, яку освітлюють; S=2195 м²;

$P_{л}$ - потужність лампи прожектора, ПЗС-45 $P_{л}=1000 \text{ Вт}$;

$$n = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 2195}{1000} = 2 \text{шт.}$$

Для додаткового освітлення місць монтажу приймаємо:

$$n = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 1525}{1000} = 7шт, \text{ які встановлюють на пересувні освітлювальні}$$

щогли.

1.3.9. Техніко-економічні показники

1. Тривалість будівництва: 154 днів.
2. Трудомісткість на весь період будівництва:
 - для робітників 23746,0 люд-год;
 - для машин 1596,6 маш-год.

1.3.10. Опис бюджетплану

Будівельний генеральний план розроблений на стадію монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажною зони (5м від будівлі) та небезпечної зони роботи крана. Небезпечна зона – це простір, який знаходиться у межах можливого переміщення вантажу, підвішеного на гаку крана. Межу цієї зони визначають відстанню по горизонталі від точки улаштування крана. $R_{нз} = R_{max} + 0.5l_{max} + l_{без}$

Для стрілових кранів небезпечну зону визначають довжиною стріли крана за плюсом половини довжини найбільшого вантажу та розсіювання вантажу при падінні. Небезпечні зони відмічають на бюджетплані лінією з відповідним написом.

Для внутрішньо майданчикових доріг використовуємо тимчасові дороги, які зводяться в підготовчий період. Внутрішньо майданчикові дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5м) та двосторонніми (шириною 6м). Радіус закруглення доріг на поворотах 24м. Відстань між дорогами та складом повинна бути більшою за 0,5м, а між дорогою та огороженням – не менше 1,5м. Схема доріг має кільцевий вигляд. Дороги зовні будівлі влаштовані з дорожніх бетонних плит, а в середині будівлі – з щебеню невеликої фракції. В місця роботи кранів та в інших небезпечних зонах встановлюються знаки, які попереджують про небезпеку та лімітують швидкість. Залізобетонні конструкції, окрім стінових панелей, розміщують в середині будуємого об'єкту біля місць їх встановлення. Склади піску, гравію, щебеню розміщуємо вздовж доріг. Навіс розміщують вздовж доріг, але не в зоні роботи кранів.

При розміщенні на БГП тимчасових будівель з точки зору безпечних та санітарних умов повинні враховуватись небезпечні зони роботи крана, тобто всі будівлі повинні знаходитись поза небезпечної зони. Тимчасові будівлі повинні розміщуватись біля в'їзду на будівельний майданчик, скомпоновані вони у вигляді побутового містечка. Відстань між заблокованими групами будівель повинна бути не менше за 1,5м. Загальна довжина заблокованих будівель не повинна перевищувати 30м. Відстань від дороги не менше 1,5м.

Тимчасові електро шляхи зображенні схематично: вказані трансформаторна підстанція, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25м. Повітряні шляхи електропередач влаштовані вздовж доріг, опори ЛЕП застосовуються для ліхтарів зовнішнього освітлення.

В будівництві використовують струм 380В (для роботи електродвигунів) та 220В (для освітлення). Кабельні мережі прокладають на глибині 0,8м.

Тимчасове водо забезпечення влаштовують по кільцевій схемі. Пожежні гідранти встановлюються на відстані не більше 100м. Фонтанчики для питних потреб встановлюються на відстані до 75м від робочих місць та в побутовому містечку.

1.3.11. Техніко-економічні показники буденплану

1. Коефіцієнт забудови:

Загальна площа майданчику $S_{заг}=2195 \text{ м}^2$.

Площа доріг $S_{дор}=378 \text{ м}^2$.

Площа побутового містечка $S_{поб}=261,03 \text{ м}^2$.

Площа будівлі $S_{буд}=710,6 \text{ м}^2$.

$$K_{заб} = \frac{S_{дор} + S_{поб} + S_{буд}}{S_{заг}} = \frac{378 + 261,03 + 710}{2195} = 0,61$$

2. Довжина тимчасових автомобільних доріг та доріг для руху кранів:

а) дороги з залізобетонних дорожніх плит зовні будівлі: $L=166 \text{ м}$;

б) дороги щебеневі насипні всередині будівлі: $L=143 \text{ м}$.

3. Довжина тимчасових мереж енергопостачання: 262 м.

4. Довжина тимчасових мереж водопостачання: 209 м.

Технологічна карта на влаштування монолітних залізобетонних фундаментів.

Загальні дані

Будівля головного корпусу вантажного складу місткістю 300т. має 2 поверх, висотою 11,2м. Форма в плані - прямокутна з розмірами самої будівлі 36 х 64 м.

Крок колон в повздовжньому та поперечному напрямку 6-6м. Каркас монолітний Стіни виконані з цегли. Перекриття будівлі – з.б. монолітна плита. Фундаменти під колони монолітні залізобетонні.

Підрахунок обсягів робіт

Відомість підрахунку обсягів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Одиниці виміру	Об'єм робіт
1	Влаштування арматурних каркасів, сіток	т	8,24
2	Влаштування опалубки	м ²	660
3	Бетонні роботи	м ³	1327,0
4	Укривання поверхонь рогожею	м ²	453,0
5	Поливання поверхонь водою	м ²	3171,0
6	Гідроізоляція поверхонь	м ²	122

Норми розходу матеріалів

Таблиця норм розходу складає

Назва роботи	Од. виміру	Обсяг	Назва матеріалу	Од. виміру	Витрати на одиницю	Загальна кількість
Влаштування монолітних фундаментів	100 м ³	5,96	Цвяхи 1,6x50 мм	т	0,005	0,0124
			Вапно негашене	т	0,027	0,06696
			Дріт діаметром 1,1 мм	т	0,014	0,03472
			Електроди діаметром 6 мм	т	0,024	0,05952
			Рогожа	м ²	153	379,44
			Дошки	м ³	0,74	1,8352
			Щити опалубки	м ²	64,1	158,968
			Вода	м ³	0,441	1,09368
			Суміш бетонна	м ³	102	252,96
			Арматура	т	4,5	11,16

Калькуляція витрат праці

Калькуляцію трудових витрат і заробітної плати розраховано в таблиці.

№ п / п	Об'єкт роботи по ДБН	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					<small>Н_{маш.} люд.-год. маш.-год.</small>	Розці н., грн.	<small>Трудоміст. люд.-год. маш.-год.</small>	З / п грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	E19-38	Влаштування бетонної підготовки	100 м ²	0,645	14,5	180,38	30,45	378,798	Бетон. 3р.-1
2	E4-1-34	Встановлення щитової опалубки для фундаментів	1 м ²	660	0,62	7,71	409,2	5088,6	Тесля р 4р.-1, 2р.-1
3	E4-1-46	Встановлення арматурних каркасів	1 т	8,24	11,5	143,06	94,76	1178,8144	Армат. 4р.-1, 2р.-1
4	E4-1-49	Укладання бетонної суміші в ростверки	1 м ³	1327	0,13	4,43	241,84	1098,64	Бетон. 4р.-1, 2р.-1
5	E4-1-54	Вкривання бетонної поверхні рогожею	100 м ²	4,53	0,21	2,38	0,9513	10,7814	Бетон. 2р.-1

6	E4-1-54	Поливка бетонної поверхні зі шлангу за один раз	100 м ²	54,36	0,14	1,59	7,6104	86,4324	Бетон. 2р.-1
7	E4-1-54	Зняття з бетонної поверхні рогожі	100 м ²	4,53	0,22	2,49	0,9966	11,2797	Бетон. 2р.-1
8	E4-1-34	Розопалубка щитової опалубки для ростверків	1 м ²	660	0,15	1,78	99	1174,8	Тесля р 3р.-1, 2р.-1
9	E11-37	Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну поверхонь	100 м ²	4,5	8,3	103,25	10,126	125,965	Ізолю в. 4р.-1, 2р.-1
							793,67	9942,65	

Організація та технологія будівельного процесу

До монтажу арматури повинні бути виконані наступні роботи: розбивка осей і влаштування бетонної підготовки, доставка і складування в зоні дії монтажного крана необхідної кількості арматурних елементів. Монтаж арматури починається з розмітки місць, розкладки сіток плитної частини фундаменту й установки фіксаторів з кроком 1 м для створення захисного шару бетону. Розкладка сіток проводиться по взаємно перпендикулярним напрямкам, фундамент армується просторовим каркасом, який встановлюють у проектне положення за допомогою крана.

Складання просторових каркасів виконується на складальному майданчику. Спочатку встановлюють дві вертикальні сітки, які закріплюють тимчасовими розтяжками. Для створення захисного шару бетону встановлюють фіксатори, виготовлені з пластмаси і залишають їх у бетоні. Приймання змонтованої арматури здійснюється до установки опалубки і оформляється актом обстеження прихованих робіт. В акті приймання змонтованих конструкцій повинні бути вказані номери робочих креслень, відступи від креслень, оцінка якості змонтованої арматури; після установки опалубки дають дозвіл на бетонування.

До початку робіт з монтажу опалубки повинні бути виконані наступні роботи: установка арматурних сіток і каркаса; перевірка комплектності завезеної опалубки; укрупнена збірка щитів.

Елементи опалубки розміщують в зоні дії крана. Всі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, що відповідають транспортному, розсортовані за марками та типорозмірами. Великі складальні одиниці зберігаються на закритих складах або під навісом в умовах, що виключають їх псування; дрібні деталі - на складі в упакованому вигляді.

До початку монтажу розбірно-переставної опалубки дерев'яні щити за допомогою притискних скоб збирають у опалубні панелі. Розміри панелей визначаються площею поверхонь ростверку. На встановлених панелях вмонтовують навісні майданчики з навісними драбинами.

До монтажу дерев'яних опалубних форм на складальному майданчику збирається опалубка башмачної частини фундаменту. Потім опалубка башмака подається за допомогою крана на місце установки. Блоки збирають з щитів за допомогою замкових стяжок. Зібраний блок встановлюють краном на центруючі штирі рами опалубки башмачної частини ростверку і закріплюють за допомогою фіксаторів. Блоки встановлюють один на одній до необхідної висоти. Потім на центруючі штирі верхнього блока встановлюють вкладиш стакану і навішують риштування.

Після досягнення бетоном необхідної міцності опалубку демонтують

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматури та опалубки; усунені всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, які забезпечують потрібну товщину захисного шару бетону; прийняті за актом всі конструкції та їх елементи, приховувані в процесі бетонування; очищені від сміття, бруду та іржі опалубка та арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристроїв та інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається в автобетонозмішувачі.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється автобетононасосом. Підбір і призначення складу бетону повинні здійснюватися будівельною лабораторією. Укладання бетону в ростверки проводиться в три етапи: бетонування першої ступені башмачної частини; бетонування другої ступені башмачної частини; пошарове бетонування підколонника, а потім стінок стакану. Перерва між етапами бетонування (або укладанням шарів суміші) повинна бути не менше 40 хвилин, але не більше двох годин.

Бетонна суміш укладається шарами товщиною від 30 до 40 см. Ущільнення бетонної суміші виконують глибинними вібраторами. Робоча частина вібратора занурюється в раніше укладений шар бетону на 5 - 10 см. У кутах і біля стінок опалубки бетонну суміш додатково ущільнюють вібраторами. Обпирання вібраторів під час роботи на арматуру не допускається. Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання та появи цементного молока на поверхні бетону. Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи двигуна, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнилася бетонною сумішшю.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температурно-вологісні умови для тверднення бетону. Горизонтальні поверхні в забетонованому фундаменту вкривають вологою мішковиною, брезентом, тирсою, піском (регулярно змочувати), листовими, рулонними матеріалами або покривають захисними плівками на термін, що

залежить від кліматичних умов, відповідно до вказівок будівельної лабораторії.

КОНТРОЛЬ ЯКОСТІ ВИКОНАНИХ ОПЕРАЦІЙ

Арматурні роботи

Схема операційного контролю якості

Сполука операцій і засобу контролю

робіт	Контрольовані операції	Контроль (метод, об'єм)	Документація
Підготовч і роботи	Перевірити: - наявність документа про якість; - якість арматурних виробів, (при необхідності провести необхідні виміри й відбір проб на випробування); - якість підготовки й оцінки несучої підстави; - правильність установки й закріплення опалубки.	Візуальний Візуальний, вимірювальний Те ж Технічний огляд	Паспорт (сертифікат), загальний журнал робіт
Установка арматурних виробів	Контролювати: - точність установки арматурних виробів у плані й по висоті, надійність їхньої фіксації; - величину захисного шару бетону.	Технічний огляд всіх елементів	Загальний журнал робіт
Прийманн я виконаних робіт	Перевірити: - відповідність положення встановлених арматурних виробів	Візуальний, вимірювальний	Акт освидетельствования схованих робіт

	проектному; - величину захисного шару бетону; - надійність фіксації арматурних виробів в опалубці; - якість виконання зварювання (в'язання) вузлів каркаса.	Вимірювальний і Технічний огляд всіх елементів Те ж	
Контрольно-вимірювальний інструмент: схил, рулетка металева, лінійка металева			
Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб). Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.			

Вимоги до якості застосовуваних матеріалів

Граничні відхилення для сіток, мм:

- ширини, розмірів осередків, різниці в довжині діагоналей плоских сіток, вільних кінців стрижнів ± 10 ;
- довжини плоских сіток ± 5 .

Граничні відхилення від прямолінійності стрижнів сіток:

- не повинні перевищувати 6 мм на 1 м довжини сітки.

Відхилення розмірів і параметрів закладних деталей від проектних

- не повинні перевищувати ± 5 мм:

Граничні відхилення в оцінках заставних елементів, що служать опорами для збірних залізобетонних колон і інших збірних елементів

- не повинен перевищувати ± 5 мм.

Крайки плоских елементів закладних деталей не повинні мати заусенцев, завалів і шорсткостей, що перевищують 2 мм.

На елементах арматурних виробів і закладних деталей не повинне бути отслаиваючихся іржі й окалини, а також слідів масла, бітуму й інших забруднень.

Опалубні роботи

Опалубка повинна відповідати наступним вимогам:

- мати необхідну міцність, твердість, геометричну незмінюваність і герметичність під впливом технологічних навантажень, забезпечуючи при цьому проектну форму, геометричні розміри і якість возводимых конструкцій;
- мати мінімальну адгезію й хімічну нейтральність формотворних поверхонь стосовно бетону;
- забезпечувати мінімізацію матеріальних, трудових і енергетичних витрат при монтажі й демонтажі, швидкознімність сполучних елементів, зручність ремонту й заміни елементів, що вийшли з ладу;
- мати мінімальне число типорозмірів елементів;

- забезпечувати можливість укрупнювального складання й переналагодження в умовах будівельного майданчика.

Виготовлювач повинен супроводжувати комплект опалубки паспортом з посібником з експлуатації, у якому вказуються найменування й адреса виготовлювача, номер і дата видачі паспорта, номенклатура й кількість елементів опалубки, дата виготовлення опалубки, гарантійне зобов'язання, відомість запасних частин.

Вимоги до якості застосовуваних матеріалів

Опалубка повинна мати міцність, твердістю, незмінюваністю форми й стійкістю в робочому положенні, а також в умовах монтажу й транспортування.

Елементи опалубки повинні щільно прилягати друг до друга при складанні. Щілини в стикових сполуках не повинні бути більше 2 мм.

При прийманні опалубки необхідно перевірити наявність паспорта з інструкцією з монтажу й експлуатації опалубки, перевірити геометричні розміри, якість робочих поверхонь, захисного фарбування поверхонь, що не стикаються з бетонами.

Схема операційного контролю якості

Опалубні роботи

робіт	Контрольовані операції	Контроль (метод, об'єм)	Документація
Підготовительные роботи	Перевірити: - наявність документа про якість на опалубку; - наявність ППР на установку й приймання опалубки; - якість підготовки й оцінки несучої підстави; - наявність і стан кріпильних елементів, засобів подмащивания.	Візуальний Те ж Візуальний, вимірювальний Візуальний	Паспорт (сертифікат), загальний журнал робіт (журнал бетонних робіт)
Складання опалубки	Контролювати:		Загальний журнал робіт, (журнал бетонних робіт)

	<ul style="list-style-type: none"> - дотримання порядку складання щитів опалубки, установки кріпильних елементів, засобів подмащивання, заставних елементів; - щільність сполучення щитів опалубки між собою; - дотримання геометричних розмірів і проектних нахилів площин опалубки; - надійність кріплення щитів опалубки. 	<p>Технічний огляд</p> <p>Вимірювальний, всіх елементів</p> <p>Те ж</p> <p>Технічний огляд</p>	
Прийман ня опалубк и	<p>Перевірити:</p> <ul style="list-style-type: none"> - відповідність геометричних розмірів опалубки проектним; - положення опалубки відносно разбивочних осей у плані й по вертикалі, у т.ч. позначення проектних оцінок верху бетонируемой конструкції усередині поверхні опалубки; - правильність установки й надійність кріплення закладних деталей, а також всієї системи в цілому. 	<p>Вимірювальний, всіх елементів</p> <p>Вимірювальний</p> <p>Технічний огляд</p>	Загальний журнал робіт, (журнал бетонних робіт)
Контрольно-вимірювальний інструмент: рулетка, схи́л будівельний, нівелір, теодоліт, лінійка металева.			
Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), геодезист - у процесі виконання робіт.			
Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.			

Пристрій монолітних бетонних фундаментів

Схема операційного контролю якості

робіт	Контрольовані операції	Контроль (метод, об'єм)	Документація
Підготовительные роботи	Перевірити: - правильність установки й надійність закріплення опалубки, що підтримують лісів, кріплень; - підготовленість всіх механізмів і пристосувань, що забезпечують виробництво бетонних робіт; - відповідність оцінки підстави вимогам проекту; - чистоту підстави або раніше покладеного шару бетону й внутрішньої поверхні опалубки; - стан арматур і закладних деталей (наявність іржі, масла й т.д.), відповідність положення встановлених арматурних виробів проектному; - винесення проектної оцінки верху бетонування на внутрішній поверхні опалубки.	Технічний огляд Візуальний Вимірювальний Візуальний Технічний огляд, вимірювальний Вимірювальний	Загальний журнал робіт, акт огляду схованих робіт
Укладання бетонної суміші,	Контролювати:		Загальний журнал робіт

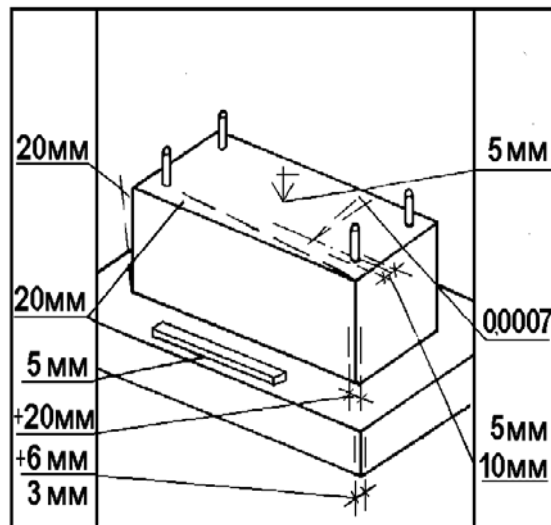
<p>твердіння бетону, розпалубка</p>	<ul style="list-style-type: none"> - якість бетонної суміші; - стан опалубки; - висоту скидання бетонної суміші, товщину шарів, що укладаються, крок перестановки глибинних вібраторів, глибину їхнього занурення, тривалість вібрування; - температурно-влагно-режим твердіння бетону; фактичну міцність бетону й строки розпалубки. 	<p>Лабораторний Технічний огляд Вимірювальний, 2 рази в зміну</p> <p>Вимірювальний</p>	
<p>Приймання виконаних робіт</p>	<p>Перевірити:</p> <ul style="list-style-type: none"> - фактичну міцність бетону; - якість поверхні конструкцій; - якість застосовуваних у конструкції матеріалів і виробів; - геометричні її розміри, відповідність конструкції робочим кресленням. 	<p>Лабораторний Візуальний</p> <p>Те ж</p> <p>Вимірювальний</p>	<p>Загальний журнал робіт, акт приймання виконаних робіт</p>
<p>Контрольно-вимірювальний інструмент: схил будівельний, теодоліт, рулетка, лінійка металева, нівелір, 2-х метрова рейка.</p>			
<p>Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), інженер лабораторного поста - у процесі виконання робіт. Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представник технагляду замовника.</p>			

Технічні вимоги

табл. 11.

Відхилення, що допускаються:

- площин від вертикалі або проектного нахилу на всю висоту фундаментів - 20 мм;
- оцінок поверхонь і заставних виробів, що служать опорами для збірних залізобетонних колон і інших збірних елементів - 5 мм;
- горизонтальних площин на всю довжину виверяемого ділянки - 20 мм;
- місцевих нерівностей поверхні бетону при перевірці двометровою рейкою, крім опорних поверхонь
 - 5 мм;
 - довжини елементів - 20 мм;
 - поперечного перерізу елементів +6 мм, 3 мм;
- розташування анкерних болтів:
 - у плані усередині контуру опори - 5 мм;
 - у плані поза контуром опори - 10 мм;
 - по висоті контуру опори - +20 мм;
- різниці оцінок по висоті на стику двох суміжних поверхонь - 3 мм.



Приймання конструкцій варто оформляти у встановленому порядку актом огляду схованих робіт або актом на приймання відповідальних конструкцій.

Вимоги до якості застосовуваних матеріалів

Суміші бетонні. Технічні умови.

Бетони важкі й дрібнозернисті. Технічні умови.

Кожна партія бетонної суміші, що відправляється споживачеві, повинна мати документ про якість, у якому повинні бути зазначені:

- виготовлювач дата й час відправлення бетонної суміші;
- вид бетонної суміші і її умовна позначка;
- номер сполуки бетонної суміші, клас бетону по міцності на стиск;

- марка по середній щільності (для легких бетонів);
- вид і об'єм добавок;
- найбільша крупність заповнювача, удобоукладываемість бетонної суміші;
- номер супровідного документа;
- гарантії виготовлювача;
- інші показники при необхідності.

Застосовувані способи транспортування бетонної суміші повинні виключати можливість влучення в суміш атмосферних опадів, порушення однорідності, втрати цементного розчину, а також забезпечувати запобігання суміші в шляху від шкідливого впливу вітру й сонячних променів.

Максимальна тривалість транспортування сумішей 90 хвилин. Расслоившаяся суміш повинна бути перемішана на місці робіт.

При входному контролі бетонної суміші на будівельному майданчику необхідно:

- перевірити наявність паспорта на бетонну суміш і необхідних у ньому даних;
- шляхом зовнішнього огляду переконатися у відсутності ознак розшарування бетонної суміші, у наявності в бетонній суміші необхідних фракцій великого заповнювача;

- при виникаючих сумнівах як бетонна суміш зажадати контрольної перевірки

Транспортування й подача бетонних сумішей повинні здійснюватися спеціалізованими засобами, що забезпечують збереження заданих властивостей бетонної суміші. Забороняється додавати воду на місці укладання бетонної суміші для компенсації її рухливості.

Вказівки по провадженню робіт

1. Контроль якості виконання бетонних робіт передбачає його здійснення на наступних етапах:

- підготовчому;
- бетонування (готування, транспортування й укладання бетонної суміші);
- витримування бетону й распалубливания конструкцій;
- приймання бетонних і залізобетонних конструкцій або частин споруджень.

2. На підготовчому етапі необхідно контролювати:

- якість застосовуваних матеріалів для готування бетонної суміші і їхня відповідність вимогам ДЕРЖСТАНДАРТ;
- підготовленість бетонозмішувального, транспортного й допоміжного устаткування до виробництва бетонних робіт;
- правильність підбора сполуки бетонної суміші й призначення її рухливості (твердості) відповідно до вказівок проекту й умовами провадження робіт;
- результати випробувань контрольних зразків бетону при підборі сполуки бетонної суміші.

3. Транспортування бетонної суміші необхідно здійснювати спеціалізованими засобами, передбаченими ППР.

Прийнятий спосіб транспортування бетонної суміші повинен:

- виключити влучення атмосферних опадів і прямий вплив сонячних променів;
- виключити розшарування й порушення однорідності;
- не допустити втрату цементного молока або розчину.

4. Максимальна тривалість транспортування бетонної суміші повинна встановлюватися будівельною лабораторією з умовою забезпечення схоронності необхідної якості суміші в шляху й на місці її укладання.

5. Перед укладанням бетонної суміші повинні бути перевірені підстави, правильність установки опалубки, арматурних конструкцій і закладних деталей. Бетонні підстави й робочі шви в бетоні повинні бути ретельно очищені від цементної плівки без ушкодження бетону, опалубка - від сміття й бруду, арматури - від нальоту іржі. Внутрішня поверхня інвентарної опалубки повинна бути покрита спеціальним змащенням, що не погіршує зовнішній вигляд і міцнісні якості конструкцій.

6. У процесі укладання бетонної суміші необхідно контролювати:

- стан лісів, опалубки, положення арматур;
- якість вкладаємої суміші;
- дотримання правил вивантаження й розподіли бетонної суміші;
- товщину шарів, що укладаються;
- режим ущільнення бетонної суміші;
- своєчасність і правильність відбору проб для виготовлення контрольних зразків бетону.

Результати контролю необхідно фіксувати в журналі бетонних робіт.

7. Контроль якості бетонної суміші, що укладається, повинен здійснюватися шляхом перевірки її рухливості (твердості):

- у місця готування - не рідше двох разів у зміну в умовах сталої погоди й постійної вологості заповнювачів;
- у місця укладання - не рідше двох разів у зміну.

8. При подачі бетонної суміші необхідно виключити розшарування й витік цементного молока.

9. Бетонна суміш повинна укладатися в конструкції горизонтальними шарами однакової товщини, без розриву, з послідовним напрямком укладання в одну сторону у всіх шарах. Товщина укладається слоя, що, повинна бути встановлена залежно від ступеня армування конструкції й застосовуваних засобів ущільнення.

10. При ущільненні бетонної суміші не допускається обпирання вібраторів на арматури й заставні вироби, тяжи й інші елементи кріплення опалубки. Глибина занурення глибинного вібратора в бетонну суміш повинна забезпечувати поглиблення його в раніше покладений шар на 5-10 див. Крок перестановки глибинних вібраторів не повинен перевищувати полуторного радіуса їхньої дії. Крок перестановки поверхневих вібраторів повинен забезпечувати перекриття на 100 мм площадкою вібратора границі вже провіброваної ділянки.

11. Укладання наступного шару бетонної суміші допускається до початку схоплювання бетону попереднього шару. Верхній рівень покладеної бетонної суміші повинен бути на 50-70 мм нижче верхи щитів опалубки.

12. Сполука заходів на етапі витримування бетону, догляд за ним і послідовність розопалублювання конструкцій устанавлюється ППР із дотриманням наступних вимог:

- підтримки температурно-вологісного режиму, що забезпечує наростання міцності бетону заданими темпами;

- запобігання значних температурно-усадочних деформацій і утворення тріщин;
- запобігання бетону, що твердіє, від ударів і інших механічних впливів;
- запобігання в початковий період твердіння бетону від влучення атмосферних опадів або втрати вологи.

13. Рух людей по забетонованих конструкціях і установка на них опалубки вищележачих конструкцій допускається після досягнення бетоном міцності не менш 1,5 Мпа.

14. Розопалублення забетонованих конструкцій допускається при досягненні бетоном міцності.

15. Виявлені після розопалублення дефектні ділянки поверхні (гравелісти поверхні, раковини) необхідно розчистити, промити водою під напором і затерти (закрити) цементним розчином сполуки 1:2-1:3.

16. Контроль якості бетону передбачає перевірку відповідності фактичної міцності бетону в конструкції проектної й заданої в строки проміжного контролю, а також морозостійкості й водонепроникності вимогам проекту.

17. При перевірці міцності бетону обов'язковими є випробування контрольних зразків бетону на стиск.

Контрольні зразки повинні виготовлятися із проб бетонної суміші, що відбираються на місці її готування й безпосередньо на місці бетонування конструкцій (для випробування на міцність). На місці бетонування повинне відбиратися не менш двох проб у добу при безперервному бетонуванні для кожної сполуки бетону й для кожної групи бетонуємих конструкцій. З кожної проби повинні виготовлятися по одній серії контрольних зразків (не менш трьох зразків).

Випробування бетону на водонепроникність, морозостійкість варто робити по пробах бетонної суміші, відібраним на місці готування, а надалі - не рідше одного разу в 3 місяці й при зміні сполуки бетону або характеристик використовуваних матеріалів.

18. Результати контролю якості бетону повинні відбиватися в журналі й актах приймання робіт.

Вибір основних машин і механізмів

Автобетонозмішувачі – спеціалізовані машини для транспортування готових бетонних сумішей, а також сухих з подальшим приготуванням з них готових сумішей.

Технічні характеристики АБС АМ-9НА

№ п/п	Показник	Величина
1	Місткість змішувального барабану по готовому замісу	9
2	Умови експлуатації, С°	-15...+40°
3	Геометричний об'єм змішувального барабану, м ³	15
4	Частота обертання змішувального барабану, мін ¹	До 12
5	Привод барабану	Гідравлічний

6	Висота погрузки матеріалу, мм	3800
7	Об'єм бака для води, мм	400
8	Потужність привода змішувального барабану, кВт	90
9	Базовий автомобіль	КРАЗ-258
10	Габаритні розміри, мм: довжина ширина висота	11870 2630 3800
11	Маса технічного обладнання, т	19

Для подавання бетонної суміші при бетонуванні фундаментів використовується автобетононасос АБН 60..

Вимоги до якості і прийомки робіт

Контроль якості бетону належить вести на всіх стадіях бетонування монолітних конструкцій. Післяопераційний контроль здійснюють при виготовленні, прийманні і установці опалубки, виготовленні арматури, приготуванні бетонної суміші, транспортуванні і укладанні, ущільненні і догляді за бетоном.

Після монтажу опалубки перевіряють правильність збірки, щільність стиків і лист сполучення, дотримання геометричних розмірів, точність установки опалубки в проектне положення. При виявленні наддопустимих деформацій і зсувів опалубки треба прийняти заходи до їх усунення, а при необхідності тимчасового припинити бетонування до усунення деформацій.

Арматура, що поступає на будівельний майданчик, повинна мати товаросупровідні документи. Положення арматурного каркаса і товщини захисного шару бетону здійснюється вимірюванням відстаней від опалубки, вивірної, зафіксованої і зданої під бетонування в установленому порядку. Встановлена арматура перед бетонуванням повинна бути прийнята, а це приймання оформлене актом, в якому дається оцінка якості робіт, перераховуються відступи від проекту, можливі виправлення і посилення і робляться заключення про можливість бетонування. За процесом бетонування необхідно вести систематичний контроль на всіх операціях, починаючи від приготування бетонної суміші і закінчуючи зняттям утеплювача. Для приготування бетонної суміші застосовують якісні і чисті матеріали. При цьому систематично перевіряють крупність піску і щебеню, їх вологість, кількість шкідливих глинистих і пильоватих частинок, а також міцність щебеню на стиснення.

У місця укладання бетонної суміші перевіряють її однорідність, рухливість і об'єм. При відхиленні від заданої рухливості змінюють водоцементне відношення і покращують умови транспортування.

Контроль за якістю подачі, розподілу і укладання бетонної суміші повинен здійснювати технічний персонал будівництва. Контроль полягає в спостереженні за організацією робіт і виконанням всіх без виключення технологічних операцій.

Особливу увагу необхідно приділяти контролю за віброущільненням бетонної суміші. Контроль за процесом вібрації ведуть візуально, судячи по ступеню осідання суміші, припиненням виходу з неї бульбашок повітря і появи цементного молока.

Заходи з техніки безпеки

1. При влаштуванні монолітних фундаментів необхідно дотримуватись вимогам ДБН А.3.2-2009 «Техніка безпеки в будівництві», «Правил пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт», «Правил влаштування і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів».

2. Безпека виробництва робіт повинна бути забезпечена: вибором раціонального відповідного технологічного оснащення; підготовкою і організацією робочих місць виробництва робіт; застосуванням засобів захисту всіх, хто працює; проведенням медичного огляду осіб, допущених до роботи; своєчасним навчанням і перевіркою знань робочого персоналу і ІТР по техніці безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт.

3. Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубочної міцності і з дозволу виробника робіт.

4. Відрив опалубки від бетону проводиться за допомогою домкратів. В процесі відриву бетонна поверхня не повинна ушкоджуватися.

5. Робочі місця електрозварників повинні бути захищені спеціальними переносними огорожами. Перед початком зварки необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів і електротримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів.

При перервах в роботі установки електрозварювань необхідно відключати від мережі.

6. Навантажувально-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися інвентарними вантажозахватними пристроями і з дотриманням заходів, що виключають можливість падіння, ковзання і втрати стійкості вантажів.

7. Очищення лотка автобетонозмішувача і завантажувального отвору від залишків бетонної суміші проводять тільки при нерухомому барабані.

Монтаж колон і підкранових балок.

Вибираємо найраціональніший варіант організації монтажного процесу - потоковий монтаж конструкцій будівлі безпосередньо з транспортних засобів.

Монтаж колони починаємо після перевірки осей, приймання фундаментів і влаштування бетонної основи під підлоги.

Установку ведуть способом повороту. Перед установкою на колони наносять осьові риски і риски осей підкранових балок. Потім виконують вивіряння колон за допомогою теодолітів і нівелірів. Після вивіряння колон, колони закріплюються анкерними болтами і нижня частина колони замонолічується до певної відмітки.

Після монтажу колон проводимо монтаж підкранових балок.

Монтаж колон з завантаженням та замазкою швів	№1	1шт	46	1,10	163,46	164	Монтажники: 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	СКГ-40А	2	11,
---	----	-----	----	------	--------	-----	--	---------	---	-----

Нормативні допуски при монтажі конструкцій.

Колони - зсув осей колон в нижньому перетині щодо розбивочних осей не повинен перевищувати 5 мм, а відхилення осей колони по вертикалі верхньому перетині при висоті колони до 25м - 15 мм.

Підкранові балки - зсув подовжньої осі підкранової балки з розбивочної осі на опорній поверхні колон допускається не більш 5 мм, а відношення відміток верхніх колон підкранових балок на двох сусідніх колонах уздовж ряду і на двох колонах в одному поперечному розрізі прольоту не повинне перевищувати 15 мм.

Техніка безпеки.

Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою. При їх виконанні необхідно керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 "Техніка безпеки в строительстве". Особливу увагу при виробництві робіт необхідно приділяти на наступне:

- до монтажних робіт допускаються робітники які пройшли спеціальний інструктаж по техніці безпеки.
- робочі-монтажники повинні бути ознайомлені з безпечними методами праці.
- забороняється підйом збірних конструкцій які не мають монтажних петель чи спеціальних пристроїв для строповки які б забезпечували їх правильну строповку та монтаж.
- очищення елементів та конструкцій від бруду, іржі і т.п. потрібно проводити на землі до їх підйому.
- строповка елементів та конструкцій повинна проводитися по схемах складених з урахуванням міцності та стійкості конструкцій які піднімаються при монтажних навантаженнях.
- строповку елементів та конструкцій потрібно робити за допомогою інвентарних строп, а в необхідних випадках спеціально розробленими вантажозахватними пристроями.
- елементи та конструкції під час переміщення повинні утримуватися від розхитування та крутіння відтяжками із пенькового канату чи тонкого гнучкого тросу.
- забороняється зупиняти підйом елементів чи конструкцій в повітрі.
- розстроповку установлених елементів та конструкцій допускається лише після міцного та стійкого їх закріплення.
- забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при силі вітру більше 6 балів а також в дощ та грозу.

- робітники, працюючи на монтажі, забезпечуються спецодягом, спецвзуттям та касками.

5.2 Технологічна карта на монтаж конструкцій покриття

В якості нормативних джерел прийняті: IV частину СНиП, збірники типових калькуляцій затрат труда, складені на основі ЕНиР. Об'єми робіт, винесені в "Відомість підрахунку об'ємів робіт", визначені на підставі технічних специфікацій на збірні конструктивні елементи приведені в архітектурно-будівельному розділі даного проекту, а також за технологічною картою на монтаж каркасу будівлі.

Специфікація збірних елементів.

Найменування монтажних елементів	Кіл. елем.	Вага, т	
		Один.	Всіх
Ферми металеві L=24м	22	3,46	76,13
Прогони L=12м	198	0,18	65,93
Профільовані листи	6072	0,005	6,48
Сандвіч панелі покриття 1,2x12м	180	0,2	36

Вибір монтажних пристосувань

Монтажні пристосування поділяються на три групи:

Пристосування для підймання елементів;

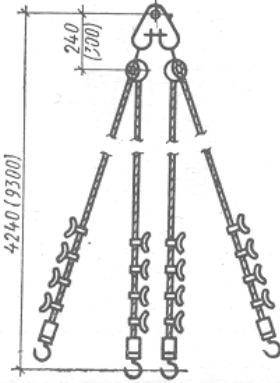
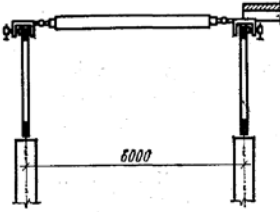
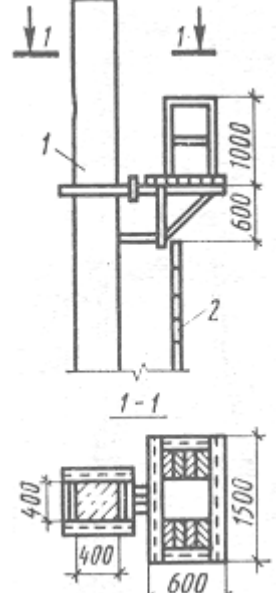
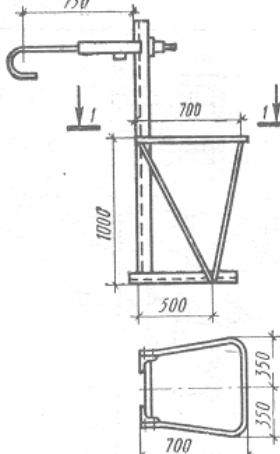
Пристосування для тимчасового посилення; закріплення та вивірки елементів;

Допоміжні пристосування (риштування, майданчики, драбини, огорожі).

На основі даних ваги та габаритів збірних елементів вибираємо найбільш раціональні конструкції монтажних пристосувань, які заносимо в таблицю 6.

Табл. 6

№ п/п	Назва монтуємих елементів	Вага, т	Ескіз	Назва монтажних пристосувань	характеристика		
					Вантажність	Вага, т	Розрахункова висота, м
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Встановлення кроквяних ферм прольотом 24м	16,7		Траверса, ПІ Промстальконструкція, 15946Р-11	25	1,75	3,6

2	Вивантаження і розкладання	1,5		Строп, чотирьох гілковий ПІ Промстальконструкція, 21059М-28	5	0,22	9,3
4	Тимчасове кріплення кроквяних ферм при кроці 12 м	-		Інвентарна розпірка, Промбудпроект, 04-00-1	-	0,12	-
5	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Навісна площадка з підвісною драбиною, ПК Главстальконструкція, 229	-	0,12	-
6	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Навісна люлька, ПІ Промстальконструкція, 21059М	0,1	0,06	

7	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Тимчасове огороження, III Промстальконструкція, 4570Р-2	-	-	-
8	Виконання робіт на висоті до 19 м	-		Монтажна машина з шарнірною стрілою МШТС-2 на автомобілі ЗИЛ-157	0,4	11400	17,8

Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

№	Найменування	Технічні характеристики	Призначення	Кільк., шт
1	Електрозварний трансформатор	ЕМС-15	Електрозварка стиків ферм з колонною	2
2	Шпатель скребок	Маса 0,55 кг	Очищення поверхні цементного розчину	2
3	Установка компресорна	Маса 130 кг	Очистка основи від сміття та пилу	1
4	Кран на гусеничному шасі	Q=25 т	Підйом матеріалів	1
5	Піддон для матеріалів	Маса 76 кг 1270×890×1260 (висота)	Подйом матеріалів	2
6	Ніж зі змінними лезами	Маса 0,285 кг	Нарізка рулонних матеріалів	2
7	Рейка складна універсальна	Довжина 3 м, маса 5 кг	Перевірка уклонів, рівність основи	1
8	Лінійка металева	Довжина 1 м	Для вимірювань	1
9	Рулетка металева РЗ-10	Довжина 10 м	Для вимірювань	1
10	Штангенциркуль	-	Вимірювання товщини рулонних матеріалів	1
11	Пасок страховочний	-		3
12	Каска монтажна	-	Захист голови від падаючих предметів	3
13	Респіратор	Маса 0,1 кг	Захист органів	1

№	Найменування	Технічні характеристики	Призначення	Кільк., шт
			дихання	
14	Нівелір	-	Вивірка конструкцій	2

Калькуляція витрат на монтаж металевих конструкцій покриття

№ п / п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					<i>Н_{мех.}</i> <i>люд.-год.</i> <i>маш.-год.</i>	Розцін., грн.	<i>Грудоміст.</i> <i>люд.-год.</i> <i>маш.-год.</i>	З / п грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	§ Е1-5, табл. 2, п. 5а, б	Розвантаження конструкцій, інвентаря та пристроїв з автотранспорту	100т	0,89	<u>5,4</u> 2,7	43,9 0	<u>4,806</u> 2,403	39,07	Машиніст бр-1, Такелажни кЗр-2
2	§ Е5-1-6	Влаштування крокв'яних ферм довжиною 24 м	шт	22	<u>3,43</u> 2,2	29,6 7	<u>20,58</u> 13,2	178,0 2	Машиніст бр-1, монтажни к: 5р-1;4р-1;3р-2;2р-1
3	§ Е22-1-6	Електрозварювання стиків крокв'яних ферм та балок з колоною	10п.м	1,2	2,7	27,4 6	3,24	32,95	Електрозварювальник 5р-1
4	§ Е5-1-20, табл. 1, п. 3	Збірка покрівельних панелей в картини на стенді	100 м настил а покрівлі	2,04	5,8	23,2 0	11,83 2	47,33	Машиніст бр-1, монтажни к: 5р-1;4р-1;3р-1
5	§ Е5-1-2, п. 8а, б, к = 1,1	Установка драбин	шт	4	0,37	3,20	1,48	12,80	Машиніст бр-1, монтажни к: 4р-1;3р-1
6	§ Е5-1-2, (п. 8а, б) 1,2, к = 1,1	Перестановка драбин	шт	4	0,45	3,89	1,8	15,57	Машиніст бр-1, монтажни к: 4р-1;3р-1
7	§ Е5-1-2, (п. 8а, б) 0,8, к = 1,1	Зняття драбин	шт	4	0,3	2,60	1,2	10,38	Машиніст бр-1, монтажни к: 4р-1;3р-1
8	§ Е5-1-20, табл. 5, п. 14, к = 1,1	Монтаж картин краном	100 м2	12,9 6	<u>2,2</u> 0,55	19,0 3	<u>28,51</u> 7,128	246,6 3	Машиніст бр-1, монтажни к: ;4р-1;3р-2;2р-1

9	§ Е22-1-6	Електрозварювання картин з крокв'яними фермами і балками	10п.м	20,8	27	27,4 6	561,6	571,1 7	Електрозварювальник 5р-1
10	§ Е5-1-20, табл. 5, п. 9, к = 1,1	Подйом краном покрівельних сендвіч панелей в пачці на покрівлю	100 м2	2,3	0,11	0,95	0,253	2,19	Машиніст бр-1, монтажник: 4р-1;3р-1
11	§ Е5-1-20, табл. 1, п. 1в	Монтаж сендвіч панелей	100 м2	2,3	10,5	85,3 7	24,15	196,3 4	Машиніст бр-1, монтажник: ;4р-1;3р-2;2р-1
12	§ Е11-17, п. 2а	Заробка стиків прокладками із мінеральної вати	м2	7	0,12	0,48	0,84	3,36	Ізолювальник 4р-1
13	§ Е4-1-22	Антикорозійне покриття зварних швів	10ст.	22,8 4	0,64	2,56	14,62	58,47	Монтажник 4р-1

На 1 м² покриття:

$$N_{\text{час}} = \frac{695}{1296} = 0,54 \text{ люд.} - \text{год.}; \quad P = \frac{1414}{1296} = 1,09 \text{ грн.}$$

Вимоги до якості і приймання робіт.

Граничні відхилення положення елементів при прийманні змонтованих конструкцій призначається проектом. При здійсненні в проекті спеціальних вказівок граничні відхилення програми елементів у конструкціях щодо розбивочних осей або орієнтирних рисок при прийманні не повинні перевищувати величин вказаних в таблиці.

Контроль якості виконаних операцій

Найменування операцій, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
Виконавці ем робіт	Майстром	склад	види	час	Залучені служби
1	2	3	4	5	6
Підготовчі роботи	-	Правильність складування. Наявність паспортів. Відповідність геометричних розмірів проекту. Правильність нанесення	Візуально, сталевим метром, сталевий компарірованно і рулеткою	До начала робіт	-

		розбивочних осей і ризок. Відсутність зовнішніх дефектів. Наявність і правильність розташування закладних виробів.			
Підготовка місць монтажу конструкцій	-	Перевірка позначок опорних плит. Відсутність бруду, напливів металу.		До начала робіт	Геодезична
Монтаж конструкцій	-	Правильність і надійність стропування. Точність фіксування оснащення. Відповідність технології монтажу проекту. Точність установки: вертикальність; співвісність конструкцій у верхньому і нижньому перерізі; позначки опорних майданчиків конструкцій. Надійність проектного та тимчасового закріплення.	Нівеліром	В процесі монтажу	Геодезична
Перевірка зварних з'єднань	-	Якість зварювання, наявність і правильність ведення журналу зварювальних робіт	Візуально	Періодично в процесі монтажу	Будівельна лабораторія
Антикорозійний захист зварних з'єднань	-	Перевірка якості антикорозійного покриття виробів та вузлів заводського виготовлення. Відновлення антикорозійного покриття після зварювання та	Візуально	Періодично в процесі монтажу	Будівельна лабораторія

		очищення від шлаків. Правильність і своєчасність заповнення журналів зварювальних та антикорозійних робіт			
--	--	--	--	--	--

Монтаж картин

Картини покриття монтуємо після перевірки і повного закріплення кроквяних ферм та балок. Картини вмонтовуємо дотримуючи симетричне завантаження ферми. Картини звільняються від монтажних строп тільки після закріплення і приварювання до ферми.

Техніка безпеки.

Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою. При їх виконанні необхідно керуватися вимогами СНиП III-4-80* "Техника безопасности в строительстве". Особливу увагу при виробництві робіт необхідно приділяти на наступне:

- до монтажних робіт допускаються робітники які пройшли спеціальний інструктаж по техніці безпеки.
- робочі-монтажники повинні бути ознайомлені з безпечними методами праці.
- забороняється підйом збірних конструкцій які не мають монтажних петель чи спеціальних пристроїв для строповки які б забезпечували їх правильну строповку та монтаж.
- очищення елементів та конструкцій від бруду, іржі і т.п. потрібно проводити на землі до їх підйому.
- строповка елементів та конструкцій повинна проводитися по схемах складених з урахуванням міцності та стійкості конструкцій які піднімаються при монтажних навантаженнях.
- строповку елементів та конструкцій потрібно робити за допомогою інвентарних строп, а в необхідних випадках спеціально розробленими вантажозахватними пристроями.
- елементи та конструкції під час переміщення повинні утримуватися від розхитування та крутіння відтяжками із пенькового канату чи тонкого гнучкого тросу.
- забороняється зупиняти підйом елементів чи конструкцій в повітрі.
- розстроповку установлених елементів та конструкцій допускається лише після міцного та стійкого їх закріплення.
- забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при силі вітру більше 6 балів а також в дощ та грозу.
- робітники, працюючі на монтажі, забезпечуються спецодягом, спецвзуттям та касками.

Слід дотримуватися таких правил монтажу: перед підйомом елементів у збірних конструкціях необхідно перевірити якість виробів і надійність стропування; не допускається піднімати краном деталі, притиснуті іншими елементами або примерзлі до землі; переміщати елементи в горизонтальному напрямку слід на висоті не менше 0,5 м. і на відстані не менше 1м. від інших конструкцій, до місця монтажу елементи слід підвозити з зовнішнього боку будинку, забороняється переносити конструкції над захватки де здійснюються будівельні роботи; приймати подається елемент можна тоді, коли він знаходиться в 20-30 см. від місця установки; тимчасові кріплення можна знімати тільки після постійного закріплення елементів; закріплення елементів, які монтує, їх розстропування, влаштування кріплень, а також закладення стиків слід виконувати з пересувних підмостків або майданчиків кондукторів - користування приставними драбинами для цих цілей неприпустимо; зони ведення робіт повинні бути огорожені, незаповнені прорізи повинні бути закриті щитами; в вечірню та нічну зміни всі проїзди, проходи, сходи, склади виробів і робочі місця повинні бути освітлені відповідно до ГОСТ 12.1.046-85 «Будівництво. Норми освітлення будівельних майданчиків».

При виконанні електрозварювальних, газополумєневих робіт необхідно крім вищевказаних правил виконувати вимоги ГОСТ 12.3003.-86. Металеві частини зварювального обладнання, а також зварюються вироби повинні бути заземлені. При роботі на висоті зварювальники та інші робітники повинні бути забезпечені перевіреними і випробуваними запобіжними поясами за ГОСТ 12.4.089 86, без яких вони не повинні допускатися до роботи.

7.1. Загальні відомості

Рішення питань безпеки будівельно-монтажних робіт є складовою та невід'ємною частиною при розробці проектів виконання робіт, технологічних карт.

При будівництві виконуються наступні будівельно-монтажні роботи:

- земляні роботи по плануванню території будівельного майданчику, влаштування котловану;
- монтажні – при спорудженні каркасу будівлі, огорожуючи стінових конструкцій;
- бетонні – при влаштуванні монолітних фундаментів, перекриття, покриття;
- кам'яні;
- покрівельні;
- оздоблювальні;
- газоелектрозварювальні.

7.2. Заходи безпеки при земляних роботах

Влаштування котлована має виконуватись у відповідності до проекту виробництва робіт. Екскаватор, бульдозер та інші машини та механізми мають працювати по раніше розробленому проекту.

Земляні роботи виконуються у відповідності до вимог СнiП III-4-80, за умови, що рівень ґрунтових вод не вище рівня основи котловану. Зона роботи

екскаватора огорожується сигнальним огородженням, забороняючими та попереджувальними знаками.

7.3. Заходи безпеки при бетонних роботах

Заходи безпеки при бетонних роботах включають в себе: безпечність опалубочних робіт, арматурних робіт, робіт при прийманні та подачі бетону, а також при вкладанні та ущільненні.

При подачі та встановленні опалубки необхідно дотримуватись порядку установки елементів опалубки, а також їх демонтажа. Опалубка укладатися перед подачею бетону вичищається від бруду, сміття. Бетонна суміш, що має укладатися повинна прийняти форму передбачену проектом. Розбір опалубки виконується після досягнення бетоном міцності та згідно рішення відповідального за виконання робіт.

При армуванні монолітних ділянок робітники забезпечуються спецодягом, рукавицями.

Перед початком вкладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан опалубки, вкладеної арматури, засобів підмащування. При віброущільненні бетону необхідно дотримуватись заходів електробезпеки. Роботи виконувати у віброрукавицях. Переміщувати вібратор за гнучкі тяги. При перервах в роботі вібратор вимикають. Час роботи вібраторів 30 –35 хв., це виключить їх перегрів та поломку.

При бетонуванні на висоті (перекриття та покриття) встановити тимчасове огородження.

7.4. Заходи безпеки при монтажних роботах

До монтажних робіт допускаються люди не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчання, атестування, які ознайомились з правилами техніки безпеки, маючи посвідчення. На монтажному майданчику встановлюється єдиний порядок обміну сигналами. Територію монтажної площадки виділяють попереджувальними знаками. Методи строповки елементів та конструкцій мають забезпечити їх подачу до місця установки в положення, близьке до проектного. Стропову конструкцій виконувати у відповідності до проекту виконання робіт. Не допускається знаходження людей в зоні дії крану й переміщуваних конструкцій, при їх підйманні та переміщенні. Встановлені в проектне положення елементи конструкцій мають бути закріплені так, щоб забезпечити їх стійкість та геометричну незмінність. Розстроповку конструкцій виконувати тільки після постійного або надійного тимчасового їх закріплення. Не допускається виконувати монтажні роботи при швидкості вітру більше 15 м/с. При будівництві забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці) на етапах над якими виконуються монтажні роботи. Одночасне виконання монтажних робіт на різних поверхах допускається при наявності між ними надійних переkritтів. Всі монтажники мають бути забезпечені касками та монтажними поясами.

7.5. Заходи безпеки при кам'яних роботах

Виробництво цегляної кладки з підмостів виконувати на робочих настилах шириною 2 м. При цьому мають забезпечуватись заходи безпеки по експлуатації

засобів підмашування. Подавати кірпічі на робоче місце на піддонах або в спеціальній тарі. Ширина проходу між стіною та піддонами з цеглою не менше 0,2 м. Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмашування не менше 0,7 м. вище рівня робочого місця. Кладка стін шириною менше 0,75 м. з стіни забороняється. При виконанні кладки стін висотою більше 7 м. застосовувати захисні козирькі.

Забороняється залишати матеріали та інструменти на возведених стінах під час перерви в роботі.

Для попередження падіння відходів, інструмента з перекриттів та настилів в конструкціях захисних огорожень влаштовувати бортові елементи висотою 0,15 м. від рівня огороження. Різні пройми закривати захисним огороженням, висотою не менше 1,1 м.

7.6. Заходи безпеки при електрозварювальних роботах

Електрозварювальні роботи мають вестись на безпечних відстанях від місць зберігання сгораємих матеріалів не менше 5 м. та вибухонебезпечних – не менше 10 м., в тому числі і від газових балонів. В зварювальних апаратах елементи, які знаходяться під напругою мають бути закриті, ізольовані. Корпус зварювального апарату має бути заземлений. Зварювальне оснащення знаходиться під навісами, які захищають його від атмосферних опадів. До електрозварювальних робіт допускаються люди не молодше 20 років, з кваліфікаційною групою електробезпечності – II. Зварювальні апарати мають бути оснащені автоматом холостого ходу.

Напругення холостого ходу не більше 65 В. Опір ізоляції проводів не менше 20000 Ом. Робітників мають забезпечити спеціальним одягом, рукавицями, захисними щитками зі світлофільтрами. Довжина фазного проводу не більше 15 м. При виконанні робіт на висоті, зварник має застосовувати монтажний пояс. При виконанні робіт в котловані застосовують діелектричні рукавиці, коврікі.

7.7. Заходи безпеки при оздоблювальних роботах

Оздоблювальні роботи виконуються із застосуванням засобів підмашування. При цьому матеріали подають за допомогою під'ємних машин та механізмів. При просушуванні приміщень застосовують електричні воздухонагрівачі, при цьому необхідно дотримуватись вимог електро та пожежної безпеки.

Малярні состави необхідно готувати централізовано, використовуючи для цього приміщення, які оснащені вентиляцією та приборами для систематичного контролю зберігання шкідливих речовин в повітрі робочої зони.

7.8. Заходи безпеки при покрівельних роботах

Приступати до покрівельних робіт дозволяється після огляду майстром або прорабом з бригадиром робочих місць та огорожень. При роботі на покрівлі робітник має бути забезпечений поясами безпеки, спецодягом, рукавицями та нековзаючим взуттям. Не дозволяються роботи при ожеледиці, тумані, грозі, вітрі зі швидкістю 15 м/с та ін.

Для приймання котлів з гарячою мастикою має бути влаштована площадка з огороженням висотою не менше 1 м. Місце підймання має бути огорожене. Котли встановлюються на рівній поверхні.

Всі роботи виконувати згідно правил техніки безпеки СніП III-4-80.

7.9. Розрахунок молніезахисту будівлі.

Розрахунок молніезахисту виконується згідно вимог СН-305-77 «Инструкция по проектированию и устройству молниезащиты зданий и сооружений».

У відповідності до району будівництва та грозової активності більше 20 годин за рік, будівля має оснащатись молніезахистом від прямих влучень типу “Б” з надійністю 95% та захистом від запасу високих потенціалів. Для більш точного визначення типу та надійності необхідного захисту розраховуємо N – вірогідна кількість влучень молній в об’єкт, що захищається.

$$N = (S + 6h_x) \cdot (L + 6h_x) \cdot n \cdot 10^{-6}, \text{ де:}$$

S – ширина об’єкта, $S = 27$ м.;

L – довжина об’єкта, $L = 30$ м.;

h_x – висота, 7 м.;

n – середнє число ударів блискавки за рік на 1 км², $n = 30$ по СН-305-77.

$$\text{Тоді: } N = (27 + 6 \cdot 7) \cdot (30 + 6 \cdot 7) \cdot 30 \cdot 10^{-6} = 0,175.$$

Захист від прямих ударів блискавки повинна бути виконана шляхом накладання молнієприймної сітки на плоску монолітну покрівлю .

Молнієприймна сітка виконується з сталльної проволочки діаметром 8мм вкладається безпосередньо на монолітну пліту.

Сітка має ячейки 6x4,5м, вузли сітки з’єднані сваркою. З’єднуємо сітку з струмовідводами перемичками з полосової сталі шириною 50мм товщиною 4мм.

30м	6					
	6					
	6					
	6					
	6	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
27м						

Струмовідводами іспользуємо труобетоні колони, з’єднуємо сваркою.

Труобетоні колони з’єднуємо перемичками з полосової сталі шириною 50мм товщиною 4мм з заземлітелями.

9.1 Кліматична характеристика району будівництва

Згідно карти-схеми температурних зон України, Даний район будівництва відноситься до II кліматичної зони.

Середньомісячна температура повітря: січень $-5,4^{\circ}\text{C}$, липень $+22,4^{\circ}\text{C}$.

Середні розрахункові температури зовнішнього повітря: найбільш холодної доби -28°C , найбільш холодної п'ятиднівки -25°C .

Довготривалий холодний період складає 116-124 доби.

Нормативний швидкісний напір повітря 0,5 кПа.

Середня швидкість вітру за зимові місяці 5 м/с.

Нормативне снігове навантаження 1,2 кПа.

Середньомісячна відносна вологість повітря: в січні 83%, в липні 43%.

Кількість опадів за рік 558 мм.

Глибина промерзання ґрунтів 0,9 м.

Ґрунт основи – суглинки. Рівень ґрунтових вод – 3,2 м.

Проведення підготовчих робіт

Перед початком будівництва територію обстежують, виконують заходи, які зменшують вплив на оточуюче середовище.

Сипучі та пиловидні матеріали повинні зберігатись в закритих ємкостях.

9.2 Проведення земляних та будівельно-монтажних робіт.

Перед початком робіт, пов'язаних із розробкою котловану та інших земляних робіт в період будівництва об'єкта зрізають та складують у відведене для цього місце рослинний шар ґрунту, який потім використовується для рекультивації даної ділянки, а його залишки використовують для бідних земель.

При будівництві та влаштуванні інженерних комунікацій використовується транспортно-монтажна техніка, яка виділяє в атмосферу незначну кількість шкідливих газів. Для проїзду транспорту в період розробки котловану та подальшого будівництва об'єкту передбачається влаштування тимчасових засобів і технологічного устаткування. Під час будівництва влаштовують тимчасові дороги шириною 6 м для запобігання пошкодження рослинного шару. Усі споруджені канали після їх використання, тобто розміщення в них водопровідних і каналізаційних труб, опалювальних мереж і електрокабелів підлягають засипці землею. В зв'язку з тим, що в канавах розміщуються усі згадані інженерні комунікації, а розрихлена порода займає великий обсяг, частина її залишається на поверхні.

З породи, що залишилася, формують вал безпосередньо над виритою канавою.

Під час будівництва тимчасові транспортні шляхи, для руху транспорту та переміщення технологічних вантажів, необхідно

підтримувати в гарному технічному стані, а для запобігання здійснення пилу в суху погоду – періодично зволожувати водою з хімічними добавками (взимку) з розрахунку 1,5-2 л/м².

Не дозволяється забруднення ґрунту ГСМ, фарбами, розчинювачами.

9.3 Рівень шуму та його зниження

Протягом останніх десятиріч негативний вплив шуму на здоров'я людей значно посилюється не лише за рахунок автотранспорту та збільшенням кількості літаків, особливо реактивних, але й через появу нової потужної електроакустичної апаратури, гучномовців, численних рокансамблів. Джерелами шумів є всі види транспорту, промислові об'єкти, гучномовні пристрої, ліфти, телевізори, радіоприймачі, музичні інструменти, юрби людей і окремі особи.

Боротьбі з шумом надають великого значення, створюючи шумовловлюючі екрани, поглинаючі фільтри, безшумні механізми, змінюючи технології виробництва і динаміку транспортних потоків. Шуми поділяють на сталі, переривчасті, змінні, фонові та імпульсивні (тривалістю менше секунди). За частотноамплітудними параметрами розрізняють широкочастотні, тональні, низькочастотні (менше 350 Гц), середньочастотні (350–1000) і високочастотні (понад 1000 Гц) шуми. Чим вища тональність звуків (шуму), тим шкідливіші вони для органів слуху. Тому для шумів різних частот існують різні гранично допустимі норми. Так, низькочастотні шуми навіть до 100 дБ особливої шкоди слуху не завдають, а високочастотні є небезпечними вже при рівнях, більших 75–80 дБ. Наведемо кілька прикладів інтенсивності шумів. Так шелест листя та тихий шепіт на відстані 1 м мають силу звуку 10–15 дБ, цокання годинника – близько 30, шум води з-під крану – 40–45, друкарської машинки – 50, друкарського бюро – 75–80, вагона метро, як і вантажної машини – 90–95 (на відстані 7 м), телевізора – 80–95, літака – 105, вертольоту – 110, відбійного молотка – 120 дБ (на відстані 1 м).

Вібрації – це тремтіння або струси всього тіла чи окремих його частин під час різних робіт (бетоноукладання, пневмоелектродрібнення порід чи шляхового покриття, роботи в шахтах з відбійним молотком, розпилювання матеріалів тощо). Тривалі вібрації завдають великої шкоди здоров'ю – від сильної втоми й не дуже значних змін багатьох функцій організму до струсу мозку, розриву тканин, порушення серцевої діяльності, нервової системи, деформації м'язів і кісток, порушення чутливості шкіри, кровообігу тощо. Розрізняють загальну та локальну вібрації. Для їх зменшення використовують віброізоляцію, вібродемпфірування, пружні основи й опори, віброгасні рукавички, прокладки килимки.

Згідно ГОСТ 17770–72, СН 626–66, встановлено допустимі норми вібраційних навантажень у октавних смугах від 2 до 2000 Гц для

коливальних швидкостей від 0,45–1,12 до 4 см/с. Рівень коливань швидкості при зазначених параметрах змінюється від 99 до 120 дБ.

Рівень шуму не повинен перевищувати гранично допустимі значення. Для населеного пункту він має значення 55 дБА.

Заходи щодо запобігання підвищеного рівня шуму:

- зниження шуму в самому джерелі (використання малошумних транспортних засобів, регулювання інтенсивності руху);
- зниження шуму на шляху його розповсюдження;
- підвищення звукоізоляційних властивостей огорожуючі конструкцій (застосування звукоізоляційних чохлів на обладнанні (вібратори, цементорозмішувачі та ін.)).

З метою боротьби з шумом робота механізмів вхолосту заборонена.

9.4 Рух автотранспорту.

Рух транспорту необхідно організувати по внутрішньо-майданчиковим автомобільним шляхам, бажано покритим щебенем. Крім того, необхідно обмежити швидкість руху автотранспорту по внутрішньо-майданчиковим автошляхам до 10-20 км/год для зменшення підняття пилу та більшої безпеки робітників. В суху погоду необхідно тричі на день поливати автошляхи водою для зменшення пиловиділення при русі автотранспорту.

У викидах двигунів внутрішнього згорання (ДВЗ) міститься понад 100 шкідливих сполук, котрі умовно можна розбити на шість груп:

- діоксид вуглецю, водяна пара, водень, кисень;
- оксид вуглецю;
- оксиди азоту;
- вуглеводи;
- альдегіди;
- сажа.

При використанні в ДВЗ етилованих бензинів з вихлопними газами в атмосферу викидаються сполуки свинцю.

При згорянні 1 тонни бензину в атмосферу викидається, кг: оксиду вуглецю - 39,5; вуглеводів - 34; оксидів азоту - 20; діоксиду сірки - 1,55; альдегідів - 0,93.

При згорянні 1 тонни дизельного пального в атмосферу викидається, кг: оксиду вуглецю -21; вуглеводів - 20, оксидів азоту – 34; альдегідів – 6,8; сажі – 2.

Масовий склад викидів значною мірою залежить від режимів експлуатації та справності систем ДВЗ і своєчасності проведення регулювань.

В залежності від виду несправності витрата пального в дизельних двигунах може збільшуватися до 20%, а кількість викидів шкідливих речовин – на 20-100%

Зниження викидів шкідливих речовин ДВЗ можна досягти застосуванням наступних методів: рідинної та полум'яної нейтралізації;

ежекційного опалювання; використанням каталізаторів; подачею повітря у випускний колектор; застосуванням антидимових фільтрів тощо.

Зниження вмісту шкідливих речовин у викидах ДВЗ можна забезпечити і за рахунок застосування присадок до пального – метанолу, водню, скрапленого газу та емульсій.

9.5 Електрогазозварювальні роботи

При зварюванні відбувається інтенсивне тепловиділення (променисте і конвективне), пиловиділення і газовиділення. Найбільш шкідливі оксиди марганцю, що викликають органічні захворювання нервової системи, легень, печінки і крові; з'єднання кремнію (18% по об'єму) викликають силікоз. До найбільш шкідливих газів при зварюванні відносяться оксиди азоту (особливо NO₂), СО (ГДК – 0,1 мг\м³), озон, фтористий водень (ГДК – 1 мг\м³). При контактному електрозварюванні, різанні виділяється пил у середньому 7мг\м³ – чорного металу (при ГДК – 4 мг\м³).

Для локалізації даної шкоди, необхідно використовувати місцеві відсоси і передбачити систему загальобмінної приточно-витяжної вентиляції. При цьому концентрація пилу знижується до 1,2 мг\м³. Забруднене повітря, що відсмоктується системою аспірації, необхідно очищати в пиловловлювачі з наступним викидом очищеного повітря назовні.

Всі зварювальні апарати і пускові пристрої заземлені і знаходяться в положенні, що виключає можливість їх пуску сторонніми особами. Місця виробництва зварювальних робіт звільняються від матеріалів, що згорають, в радіусі 5 м згідно СніП III-4-80. Для підведення зварювального струму до електродержателів застосовуються ізольовані гнучкі кабелі. Довжина кабелю, що сполучає зварювальний апарат СТШ-50 з джерелом живлення 30 м. Для виключення удару струмом зварювальний апарат автоматичне відключення холостого ходу трансформатора, а електроутримувач надійно ізольований.

9.6 Організація стічних та ливневих вод

На підприємствах будівельної індустрії впровадження науково-обґрунтованих комплексних заходів щодо охорони водних ресурсів від забруднення і їхньому використанню повинне вирішуватися в такий спосіб: доцільно воду розділити на господарсько-питну й технологічну (для затвердіння будівельних розчинів і бетонних сумішей; мийки будівельних механізмів і автомашин і т.п.)

Атмосферні води з території будівництва виводяться за допомогою ливневої каналізації, шляхом влаштування нахилу доріг й будівельного майданчика. Вода самостійно стікає у спеціально влаштовані канавки, по яким стоки потрапляють у тимчасову ливневу каналізацію. Так як атмосферні води на території об'єкту, що проектується, можуть бути забруднені піском, мулом, мастилами та ін., необхідно перед скиданням у водоймище їх очистити у відстійниках.

Для економного та раціонального використання водяних ресурсів при проектуванні об'єкта приймаються технологічні процеси, при яких забезпечується мінімальне споживання води та приймаються технологічні рішення та використовується обладнання, яке дозволяє застосування схеми повторного послідовного та зворотного водопостачання.

Застосування свіжої води з джерела питного водопостачання для технічних потреб дозволяється тільки у виключних випадках при неможливості використання для сіх цілей очищених виробничих, атмосферних, побутових та поверхневих стічних вод.

9.7 Вивіз будівельного сміття та благоустрій території

Будівельне сміття збирається у спеціально відведене для цього місце й вивозиться у закритих контейнерах.

Будівельне сміття з верхніх поверхів будівлі скидають у відкриті лотки або опускають краном у баддях після кожного робочого дня.

По мірі заповнення сміттєвих контейнерів необхідно забезпечити вивіз автомобільним транспортом на організовані звалища або на підприємства, які спеціалізуються на переробці вторинних ресурсів.

Бажано перед вивозом розсортовувати сміття для подальшої переробки чи вторинного використання .

Після завершення будівництва на території об'єкту виконуються планувальні роботи, ліквідуються непотрібні виїмки та насипи. Грунт в відвалі вивозиться з буд майданчика автотранспортом. Прибирається будівельне сміття, виконується благоустрій та озеленення території.

Основним елементом озеленення є дерева та чагарники. Зелені насадження збагачують повітря киснем, допомагають розсіювати шкідливі речовини і поглинають їх. При озелененні території навколо будівлі, обочин доріг треба вибирати дерева, кущі, газонні рослини в залежності від кліматичного району, характеру будівлі і ефективності даної породи для очищення повітря, а також її газостійкості. Зелені насадження також знижують рівень вуличного шуму в літній час на 8÷10 дБ завдяки поглинанню звукової енергії листям. Найбільш стійкими є біла акація, клен. Благоустрій виконується згідно з генпланом території.

9.8 Охорона навколишнього середовища

Будівля не є об'єктом, який чинив би негативну дію на навколишнє середовище.

Проектом передбачено заходи по зміненню і покращенню природних умов, також передбачається максимальне збереження ґрунту і деревісних насаджень, відвід поверхових вод зі швидкостями, які виключають ерозію ґрунту, виконання мінімального обсягу земляних робіт, планування поїздів і тротуарів у відповідності з вимогами безпечного руху транспорту і пішоходів, підготовку території під забудову з наданням їй потрібних ухилів.

В викидах витяжних систем не має вмісту шкідливих речовин, які становлять небезпеку для навколишнього середовища відповідно «Державних санітарних правил планування та забудови населених пунктів».

Проектом передбачено видалення повітря через вентиляційні шахти, які виведені вище покриття не менш ніж на 0,7 м.

Внутрішні системи водопроводу і каналізації запроектовані з врахуванням всіх необхідних заходів по недопущенню забруднення водних ресурсів і ґрунту.

Необхідно контролювати виконання всього комплексу заходів по збереженню та не допусканню забруднення навколишнього середовища на стадії проектування, в процесі будівництва та при експлуатації.

При дотриманні всіх згаданих вище заходів щодо захисту атмосфери, підземних вод і ґрунтового шару, екологічна обстановка в районі розташування будинку, що проектується, не буде порушена і шкідливого впливу на навколишнє середовище відчуватися не буде.

Науковий розділ

Технологічні способи прискорюють кінетику набору міцності бетону за рахунок застосування швидкотвердіючих цементів, зниження водоцементного відносини при збільшенні витрати цементу, а також використання жорстких бетонних сумішей.

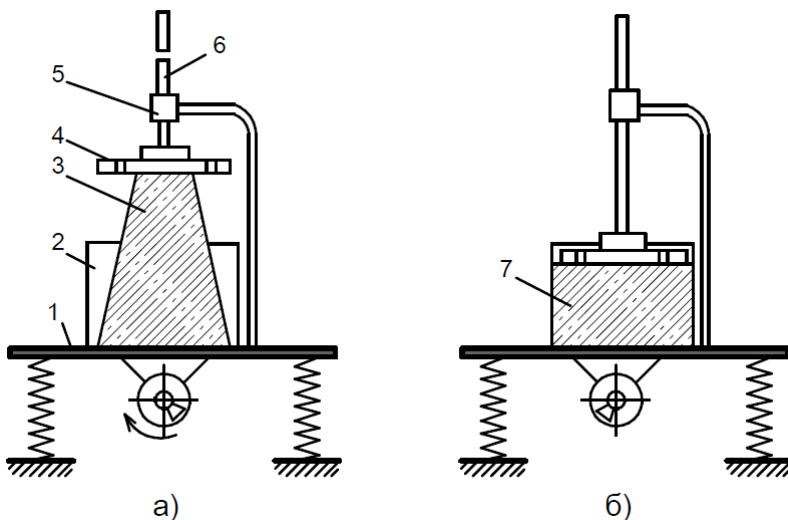
« Швидкотвердіючий цемент - це бетонний розчин, в якому завдяки складу і особливостям виробництва відбувається прискорена гідратація, що значно скорочує термін набору міцності і повного циклу затвердіння суміші » [6]. Даний цемент використовується як при виробництві залізобетонних виробів, так і при монолітному будівництві, коли терміни виготовлення виробів і виконання робіт обмежені.

Розрізняють два виду швидкотвердіючих цементу:

- особливо швидкотвердіючий цемент: характеризується малим кількістю мінеральних добавок, в своєму складі містить 86 % аліта і 8 % ціліта, щільність бетону через доба складає 30 МПа,
- надшвидкотвердіючий цемент: через (2-4) години щільність бетону складає 10 МПа, через доба бетон здатний набрати до 70 % марочною міцності.

Недоліками швидкотвердіючих цементів є висока вартість матеріалу через застосування високоякісного сировини, використання додаткового сучасного обладнання, наявність

« Жорсткість - характеристика зручноукладальності бетонних сумішей, у яких не спостерігається опаді конуса (ОК = 0)» [23]. Жорсткість визначається з допомогою спеціального приладу, - віскозиметра (малюнок 4), по часу вібрації (у секундах), яке необхідно і достатньо для ущільнення відформованого з бетонної суміші конус.



а) - початкове становище приладу; б) - кінцеве становище приладу

Рис - Схема визначення жорсткості бетонної суміші

«Цей прилад представляє собою металевий циліндр 2 діаметром 240 мм і заввишки 200 мм зі штангою 6, втулкою 5 і металевим диском 4 з шість отворами. Віскозиметр встановлюють на вібромайданчику 1, всередину міститься форма-конус 3, яку заповнюють бетонною сумішшю в три шари, штикуючи кожен шар 25 разів. Потім форму-конус знімають і, повертаючи штатив, опускають металевий диск 4 на поверхню бетонної суміші і включають вібропрощадку. Вібрування продовжується до моменту виділення цементного тіста з двох отворів диска 4» [23].

Відмінним ознакою жорстких бетонних сумішей є невелике кількість води в складі і відповідно мале водоцементне ставлення. Основне застосування даних сумішей - виготовлення збірного залізобетону на заводах ЗБВ.

1.1.2 Теплові способи

Найбільш поширеним методом інтенсифікації набору міцності бетону як при виробництві збірних залізобетонних конструкцій, так і при монолітному будівництві є метод тепловий обробки. Даний спосіб заснований на використанні таких складових, як пар, вода, електроенергія, інфрочервоні промені.

У результаті температурного впливу хімічна активність води зростає: великі асоціати молекул води розпадаються на більше дрібні, стаючи набагато рухливіше, вони інтенсивніше взаємодіють з частинками цементу, що наводить до прискорення процесу гідратації.

У заводських умовах використані різноманітні види тепловий обробки, наприклад:

- пропарювання бетону в ямних або інших камерах при нормальному тиск,
- запарювання бетону в автоклавах при підвищених тиску і температурі.

У відповідно з нормативною документацією «теплова обробка може здійснюватися в пропарювальних камерах періодичного і безперервного дії, під переносними ковпаками на стендах і інших установках або в спеціальних термоформи, термопакети, касетах, що забезпечують отримання заданих умов твердіння. У якості теплоносія при безпосередньому його контакті з бетоном виробни можуть застосовуватися насичений водяний пар або пароповітряна суміш, а при прогріві виробів в обігриваються формах - водяний пар, гарячий повітря і будь-які інші теплоносія, в том числі електронагрівачі різних типів, що забезпечують рівномірність прогріву поверхонь форми » [27].

Режим тепловий обробки - температурно - тимчасове вплив на бетон, що складається з окремих стадій (попередня витримка, температурний підйом, ізотермія, охолодження).

Попередня витримка. Першою стадією тепловий обробки бетону є попередня витримка, яка забезпечує нормальні умови формування початковий структури бетону. «В період попереднього витримання складається певна структура бетону, яка формується в порівняно спокійних умовах (при відсутності інтенсивною міграції вологи, температурних деформацій складових бетон

матеріалів і так далі). Ця структура стає здатний сприймати теплове вплив при підйомі температури без суттєвого зміни» [4].

Тривалість попередньою витримки залежить від ряду факторів:

- марка цементу ,
- водоцементне ставлення ,
- величина відкритою поверхні ,
- масивність виробу .

При стендовий технології виготовлення виробів тривалість витримки виробу складає 1 годину, при агрегатно - поточної і конвеєрної – 0,5 години, при касетному способі виготовлення залізобетонних виробів теплову обробку дозволяється проводити без стадії попередньою витримки.

Підйом температури. Важливу роль на даному етапі грає швидкість температурного підйому, так як вона надає вплив на розвиток деструктивних процесів. Швидкість підйому залежить :

- від часу попередньою витримки ,
- витрат води ,
- масивності виробу ,
- величини відкритою поверхні .

Температурний підйом може протікати з постійною або змінної швидкістю. Змінна швидкість може бути прогресуючою або ступінчастою.

1.1.3 Хімічні способи

Даний спосіб інтенсифікації твердіння бетону полягає в використанні різних хімічних добавок, що вводяться в бетонну суміш. Вважається [17] , що хімічні добавки - це простий і доступний спосіб вдосконалення властивостей бетону, що дозволяє знизити витрати на виготовлення продукції, а також підвищити якість залізобетонних виробів і збільшити їх термін служби .

Найбільш вивчена і поширена така добавка, як хлористий кальцій (CaCl_2), введена в воду замішування в момент приготування бетонної суміші в кількості 3 % від маси цементу для неармованих конструкцій. Дана добавка крім позитивного ефекту може негативно позначитися на якості бетону. Перевищення допустимою концентрації хлористого кальцію наводить до швидкому схоплювання цементу і збільшення усадки цементного каменю.

Для залізобетонних виробів, армованих стрижневий арматурою, відсоток добавки хлористого кальцію знижується до (1,5-2) %, для армованих високоміцної дротом - до 0,5 % через великий ймовірності корозії арматури.

Ефект від даної добавки в вигляді прискорення твердіння бетону спостерігається в одне- дводобовий віці з одночасним збільшенням міцності бетону на (50-100) % по порівнянні з бездодатковим бетоном. До 28 діб твердіння при нормальних умовах перевищення міцності складає (10-15) %.

У останні кілька років широке застосування мають комплексні добавки, містять в своєму складі добавки-прискорювачі. Даний вигляд добавок здатний скоротити тривалість процесу тепловий обробки і не викликає корозію арматури.

1.2 Види та характеристики добавок, що використовуються для регулювання властивостей бетонів

«Додаток - органічне або неорганічний речовина, введене в суміші в процесі їх приготування з метою спрямованого регулювання їх технологічних властивостей та/або будівельно - технічних властивостей бетонів і розчинів, та/або додання їм нових властивостей » [10].

Сучасне будівництво неможливо уявити без використання всіляких хімічних добавок, що впливають на властивості бетону і бетонної суміші. За думці багатьох авторів [3, 25, 30, 38], значні досягнення в технології бетону обумовлені суттєвим зростанням ефективності застосовуваних хімічних добавок. Отримання бетону з заданими характеристиками, підвищення стійкості до перепадам температур і морозів, покращення водонепроникності, прискорення або уповільнення твердіння - все це можливо завдяки хімічним добавкам.

У справжнє час вибір добавок достатньо різноманітний. Під певний результат, який необхідно отримати по закінченні роботи, підбирається певна добавка зі своїм механізмом впливу і хімічним складом.

У відповідно з ГОСТ [10] хімічні добавки для бетону класифікують наступним чином:

а) «добавки, регулюючі властивості бетонних і розчинних сумішей:

1) пластифікуючі (Пластифікація сумішей):

– суперпластифікуючі ,

– пластифікуючі ;

2) водоредукуючі (зниження водопотреби сумішей):

– суперводорідні ,

– водоредукуючі ;

3) стабілізуючі (зниження розшаруваності сумішей),

4) регулюючі збереження рухливості (зміна часу збереження рухливості сумішей),

5) збільшують повітря - (газо-) зміст (залучення повітря, газовиділення);

б) добавки , регулюючі властивості бетонів і розчинів:

1) регулюючі кінетику твердіння :

– прискорювачі (прискорення процесу твердіння бетонів і розчинів),

– сповільнювачі (уповільнення процесу твердіння бетонів і розчинів);

2) підвищують міцність (підвищення міцності бетонів і розчинів в проектному віці),

3) знижують проникність (Зниження проникності бетонів і розчинів),

4) підвищують захисні властивості по відношенню до сталевий арматурі (посилення захисного дії бетонів і розчинів по відношенню до сталевий арматурі),

5) підвищують морозостійкість (підвищення стійкості бетонів і розчинів в умовах багаторазового поперемінного заморожування і відтавання),

6) підвищують корозійну стійкість (підвищення корозійної стійкості бетонів і розчинів в умовах впливу різних агресивних середовищ),

7) розширюючі (отримання безусадкових і що розширюються бетонів і розчинів);

в) добавки, надають бетонів і розчинам спеціальні властивості:

1) протиморозні :

– для «холодного» бетону (забезпечення твердіння бетонів і розчинів при їх негативних температурах),

– для «теплого» бетону (забезпечення захисту сумішей від замерзання на час від її виготовлення до укладання і подачі зовнішнього тепла);

2) гідрофобізуючі (надання бетонів і розчинам водовідштовхувальних властивостей);

г) мінеральні добавки» [10].

У справжнє час в будівництві широко використовуються комплексні добавки, дія яких спрямовано на надання бетону або бетонної суміші додаткових властивостей спільно з базовими в залежності від поставленою цілі. Найбільш ефективний в якості модифікатора прискорення набору міцності комплекс «Пластифікатор + прискорювач твердіння» [17]. «Роль добавок-прискорювачів схоплювання цементу і твердіння бетону полягає, в здебільшого, в активізації процесу

гідратації цементу, що наводить до прискореному освіті субмікросталічних продуктів гідратації, що володіють високою міцністю» [16]. «Використання пластифікуючого ефекту добавок в технології виробництва залізобетонних виробів і конструкцій дозволяє істотно полегшити формування бетонних виробів при збереження незмінною рухливості суміші, зменшити час знаходження виробів в формах і підвищити тим самим продуктивність випуску штучних виробів, знизити енергоємність виробництва» [7].

1.3 Комплексні добавки , склад і механізм впливу на структуру бетонів

Багаторічний досвід використання всіляких хімічних добавок при будівництві будівель і споруд демонструє перспективність і ефективність комплексних добавок перед монодобавками . Комплекс, вхідний в склад поліфункціональних добавок, орієнтований на обмеження негативного впливу монодобавок , а також посилення бажаного результату при проведенні певного виду робіт. Монодобавки однофункціональні , що і несе негативний ефект поряд з позитивним дією. прикладом тому є застосування пластифікуючих добавок, здібних не тільки збільшити рухливість бетонної суміші, але і знизити міцнісні характеристики бетону.

У залежності на механізм впливу і отримані властивості бетону і бетонної суміші комплексні добавки умовно поділяють на п'ять груп:

- суміші поверхнево активних речовин (далі - ПАР) ,
- суміші ПАР і електролітів ,
- суміші електролітів ,
- добавки на основі суперпластифікаторів ,
- добавки поліфункціонального дії .

Перша група добавок включає в себе диспергуючі, гідрофобізуючі, повітротягучі, газоутворюючі і інші речовини. Дана група комплексів надає високі пластифікуючі властивості бетонним сумішам, виготовлених на різних по мінералогічному складу цементу. Одночасно з цим дана група добавок змінює властивості і структуру бетонної суміші в залежності від бажаного результату і поставленою завдання. Негативним фактором використання зазначеною групи комплексів є уповільнення процесів схоплювання і твердіння бетону.

Друга група комплексних добавок включає в себе пластифікуючі речовини електроліти, що дозволяють регулювати рухливість бетонної суміші і прискорити процеси схоплювання і твердіння бетону. Дотримуючись певних дозувань даних добавок з обліком мінералогічного складу цементу, їх можна використовувати як в нормальних умовах, так і при тепловій обробці.

Третя група добавок складається з електролітів, що дозволяють знизити негативне дія монодобавок, отримавши максимальний ефект і бажаний результат. Прикладом служить застосування суміші добавок алюмінію натрію і поташа, коли необхідно отримати швидке схоплювання бетонної суміші і уникнути зниження властивостей бетону. Даний комплекс добавок дозволяє скоротити терміни схоплювання бетонної суміші до (10-20) секунд, впливаючи на її ранню стадію структуроутворення.

Четверта група комплексних добавок, що складається з модифікаторів на основі суперпластифікаторів, найбільш ефективна і доцільна. Дані комплекси націлені на певний вигляд робіт і результат. Поєднання суперпластифікатора і прискорювача твердіння дозволяє скоротити процес теплової обробки бетону приблизно на (20-40) %. У залізобетонних конструкціях високою морозостійкості і водонепроникності використовуються комплекси з повітротягуючими і гідрофобізуючими компонентами. Таким чином, під кожен мету підбирається певне поєднання добавок.

П'ята група комплексних добавок включає складні багатоконпонентні комплекси, застосовувані для додання бетону спеціальних властивостей. Дана група комплексів включає бітумну емульсію і емульсосуспенції на основі бітуму, лігносульфонату і води. Дані добавки використовують для підвищення довговічності і непроникності бетонних і залізобетонних конструкцій.

Висновки по першій розділі. Твердіння бетону - це складний фізико-хімічний процес, в ході якого утворюються нові з'єднання при взаємодії цементу з водою. У справжнє час використовуються різні способи інтенсифікації твердіння бетону. Найбільш поширеним методом інтенсифікації набору міцності бетону як при виробництві збірних залізобетонних конструкцій, так і при монолітному будівництві є метод теплової обробки. Однак з кожним роком сучасне будівництво все більше орієнтується на використання всіляких хімічних добавок в якості інструменту підвищення швидкості набору міцності бетону.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно будівельних робочих креслень
2. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
3. ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень
4. ДБН.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди. Основні положення
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
6. ДБН В.2.6-163 Сталеві конструкції. Друга редакція
7. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
8. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування
9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
10. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель. Зміна №1
11. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва
12. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва
13. ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Настанова щодо визначення загальновиробничих та адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва
14. ДСТУ-Н Б Д.1.1-5:2013 Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва
15. Кадол Л.В. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни „Управління ефективністю будівництва” для студентів спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” (ПЦБ) денної та заочної форм навчання містять загальні вимоги до виконання курсової роботи
16. ДБН Д.2.2-6-2016 - Е 6 Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні
17. ДБН Д.2.2-7-2016 - Е 7 Бетонні та залізобетонні конструкції збірні
18. ДБН Д.2.2-8-2016 - Е 8 Конструкції з цегли та блоків
19. ДБН Д.2.2-11-2016 - Е 11 Підлоги
20. ДБН Д.2.2-12-2016 - Е 12 Покрівлі
21. ДБН Д.2.2-13-2016 - Е 13 Захист будівельних конструкцій та обладнання від корозії
22. ДБН Д.2.2-15-2016 - Е 15 Опоряджувальні роботи
23. ДБН Д.2.2-30-2016 - Е 30 Мости та труби
24. ДБН Д.2.2-45-2016 - Е 45 Роботи при реконструкції будівель і споруд
25. ДБН Д.2.2-47-2016 - Е 47 Озеленення. Захисні лісові насадження. Багаторічні плодові насадження
26. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. "Железобетонные конструкции. Общий курс." Учебник для вузов.-5-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 1991.-767 с.: ил.
27. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. Львів: Світ, 2002. - 312 с. Підручник, 2-ге видання
28. ДБН А.3.1-5-2016. «Організація будівельного виробництва », К.: - Мінрегіонбуд, 2016.
29. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва », К.: - Мінрегіонбуд.

30. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», К.: - Мінрегіонбуд, 2012.
31. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів (Редакційна колегія: А.В. Беркута, П.І. Губань, В.Г. Іванькіна) – К., 2001. – 248 с.
32. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства, М.: -Высшая школа, 1988 г.
33. ЕНиР. Сборник Е1. Внутривозовые транспортные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987. – 40 с.
34. ЕНиР. Сборник Е3. Каменные работы / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
35. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып. 1. Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
36. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1 Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
37. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 3 Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
38. ЕНиР. Сборник Е8 Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1 Отделочные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
39. Посібник з розробки ПОБ і ПВР (до ДБН А.3.1.-5-96) К.; НДІБВ, 1997 р. Рогозін В.В. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
40. Рогозін В.В. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
41. Соколов Г.К. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций. Учеб. пособие /Моск. гос. строит. ун-т. — М: МГСУ, 2002г. — 180с.
42. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции.: Учеб. Для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство». – М.: Высш. шк. 1987.-384 с.: ил.
43. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.: Под ред. А.Б. Гольшева. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.
44. ДБН А.2.2-1-95 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. основні положення проектування.
45. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом - Москва

"СТРОЙИЗДАТ" 1987г.

46. Мещерин В., Храпко М.. Самоуплотняющийся бетон / СПб. 2009.

47. Троян В.В. Молекулярная архитектура суперпластификаторов как фактор, определяющий функциональность бетонов / М-лы 10-й Межд. научно-практ. конф. «Дни современного бетона». – Запорожье: «Планета», 2008. – с.162-179.

48. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.

49. Демчина Б.Г., Світий Р.М., Чень Р.І., Дослідження роботи нерозрізних пінобетонних армованих балок неавтоклавного твердіння // VII Міжнар. Симпозіум “Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій”. – К., 2007. –С.425-430.

50. Липовский В. М. Сборный железобетон: Справочник. Л.: Стройиздат, 1990. 144 с.

51. Горохов Е. В., Югов А. М., Веретенников В. И. Учёт явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона по объему элементов при выборе безопасных конструктивных систем зданий // Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: 2011. С. 146-167.

52. Лещинский А. М. Систематическая неоднородность прочности тяжелого бетона в сборных железобетонных изделиях, формуемых на виброплощадках: дис. канд. техн. наук. Киев: 1981. 202 с.

53. Öztürk T., Kloggel O., Grübl P. Propagation of ultrasound in concrete – Spatial distribution and development of the Young’s modulus // BB 85-CD Intern. sympos. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. Berlin: 2003. URL: <http://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/v065/v065.htm>

54. Soshiroda T. Effects of bleeding and segregation on the internal structure of hardened concrete // RILEM Proceedins 10.. Cambridge: University Press, 1990. Pp. 253-260.

55. Залесов А. С., Кодыш Э. Н., Лемыш Л. Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.

56. Yuasa N., Kasai Y., Matsui I. Inhomogeneous Distribution of Compressive Strength from Surface Layer to Interior of Concrete in Structures // Special Publication. 2002. Vol. 192. Pp. 269-282.

57. Arioglu N., Girgin C. Discussion on paper // Magazine of Concrete Research. 1999. Vol. 51. No. 3. Pp. 217-225.

58. Карпепко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.

59. Шамбан И. Б. Управление однородностью прочности бетона путем выбора рациональных технологических решений: дис. канд. техн. наук. Ровно: 1983. 197 с.
60. Афанасьев А. А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. М.: Стройиздат, 1990. 384 с.
61. Красновский Б. М. Инженерно-физические основы методов зимнего бетонирования. М.: Изд-во ГАСИС, 2004. 470 с.
62. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / РААСН, НИИЖБ. М.: 2005. 275 с.
63. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
64. Хаютин Ю. Г. Монолитный бетон: Технология производства работ. М.: Стройиздат, 1991. 576 с.
65. Улыбин А. В. О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно- строительный журнал. 2011. №4(22). С. 10-15. 24. ГОСТ
66. Мадатян С.А. Новые технологии и материалы для арматурных работ в монолитном железобетоне // Технологии бетонов. – № 3,2006. С. 52-54.
67. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А.. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.
68. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
69. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шиссль П. / Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР - ЧССР - ФРГ - М.: Стройиздат, 1990. - 320 с.
70. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений : монография / Л.М. Пухонто. – М. : АСВ, 2004. – 425 с.