

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

До захисту

Допускається

Завідувачка кафедри

Будівельних конструкцій

_____ Л.А.Циганенко

підпис

« ____ » _____ 2025 р

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за першим рівнем вищої освіти

На тему: «Металургійний цех в місті Кривий Ріг»

Виконав (ла)

(підпис)

Кузьменко М.В.

(Прізвище, ініціали)

Група

ЗПЦБ 2201 ст

Керівник

(підпис)

Срібняк Н.М.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2025 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
ОПП Будівництво та цивільна інженерія

ЗАВДАННЯ

НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Кузьменко Михайло Вікторович

1. Тема роботи Металургійний цех в місті Кривий Ріг

Затверджено наказом по університету №_36/ОС__ від "07" _січня_ 2025 р.

2. Строк здачі студентом закінченої роботи: "12" квітня 2025 р

3. Вихідні дані до роботи: Архітектурна частина робочого проекту

Геологічні дані будівельного маймайданчику

4. Зміст розрахунково - пояснювальної записки (*перелік розділів, що підлягають розробці*)

Архітектурно-конструктивний розділ: *розробити архітектурне, об'ємно-*

планувальне і конструктивне рішення будівлі.

Розрахунково-конструктивний розділ: *розрахунок рами, розрахунок фундаменту, колони та*
крокв'яної ферми

Організаційно-технологічний розділ: *умови здійснення будівництва, номенклатура*

та підрахунок об'ємів робіт, визначення потреби в матеріальних

ресурсах; розробка технологічної карти карт монтаж крокв'яних ферм, розроблення календарного графіку виконання робіт, розроблення об'єктного бюджету плану

Економічний розділ: *розробити кошторисної документації (локальні кошториси на загально-будівельні та спеціальні роботи, об'єктний кошторис, зведений кошторис), визначити ТЕП будівлі*

5. Перелік графічного матеріалу за листами креслення

Лист 1- фасад будівлі, палн на відм.0,000. Поздовжній розріз.

Листи 2 - Поперечні розрізи. Вузли.

Лист 3: Схеми розташування зв'язків по верхнім та нижнім поясам ферм

Лист 4- Порзизи. Вузли

Лист 5- Колона середнього ряду.Вузли

Лист 6- Ферма Ф-1

Лист 7- Техкарта на монтаж крокв'яних ферм

Лист 8- Будівельний генеральний план

Лист 9- Календарний план будівництва

6. Консультанти за розділами кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Консультанти
Архітектурно-конструктивний	Савченко Л.Г.
Розрахунково-конструктивний	Срібняк Н.М.
Технологія та організація будівництва	Юрченко О.В.
Економічний	Богінська Л.О.
Нормоконтроль	Срібняк Н.М.
Перевірка на аутентичність: унікальність	Баранік Н.М.

7. Графік виконання кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Контрольні дати готовності
Архітектурно-конструктивний	23.12.2024
Розрахунково-конструктивний	24.01.2025
Технологія та організація будівництва	24.02.2025
Економічний	21.03.2025
Перевірка робіт на аутентичність: унікальність	24.03.2025-10.04.2025
Попередній захист	10.04.2025-12.04.2025
Кінцевий термін здачі роботи до деканату	12.04.2025
Захист кваліфікаційної роботи	

Завдання видав до виконання:

Керівник :



(підпис)

Срібняк Н.М.

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

Кузьменко М.В.

(Прізвище, ініціали)

АНОТАЦІЯ

до кваліфікаційної роботи бакалавра

Студент: *Кузьменко Михайло Вікторович*

Тема кваліфікаційної роботи бакалавра: *«Металургійний цех в місті Кривий Ріг»*

Склад кваліфікаційної роботи бакалавра:

Архітектурно-конструктивний розділ: *Розроблені архітектурне, об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі.*

Розрахунково-конструктивний розділ: *виконано статичний розрахунок рами, розрахунок колони, розрахунок фундаменту, розрахунок крокв'яної ферми.*

Розділ технології й організації будівельного виробництва:

Визначено умови здійснення будівництва, здійснено обґрунтування термінів будівництва, підраховано номенклатуру та обсяги БМР, описано технологічну послідовність виконання будівельних процесів та їх взаємне ув'язування в часі, розраховано склад комплексної бригади, підібрано комплект машин та механізмів та наведено їх характеристики розроблено технологічну карту на монтаж металевих крокв'яних ферм, розроблено об'єктний генеральний план та календарний графік виконання робіт

Економічний розділ

В економічному розділі розроблено локальні кошториси: №1 на загальнобудівельні роботи, №2 - на санітарно-технічні роботи, №3 - на електротехнічні роботи; розроблено об'єктний кошторис на будівлю, розроблено зведений кошторисний розрахунок. Наведено техніко-економічні показники будівлі.

Перелік графічної частини кваліфікаційної роботи бакалавра:

Лист 1: *Фасад в осях 1-20. План на відм.0,000. Розріз 1-1. Схема покрівлі. Схема підлог.*

Лист 2: *Розріз 2-2. Розріз 3-3. Узли*

Лист 3: *Схема розташування зв'язків по верхніх поясах ферм. Схема крокв'яних розташування зв'язків по нижнім поясам крокв'яних ферм. Узли.*

Лист 4: Розріз 4-4. Розріз 5-5. Розріз 6-6. Розріз 10-10. Вузли

Лист 5: Колона К-2. Вузли. Розрізи

Лист 6: Кроквяна ферма: відправочна марка Ф-1

Лист 7: Техкарта на монтаж ферм

Лист 8: Будівельний генеральний план

Лист 9: Календарний графік будівництва

ВСТУП

Сьогодні у світі щороку виробляється понад 1,5 мільярда тонн сталі більш ніж 3500 марок. Більшість речей, що нас оточують, створені з використанням заліза або сплавів на його основі. Метали поділяються на чорні (на основі заліза, марганцю, хрому) та кольорові (усі інші). Чорні метали — це основа для виробництва сталі, чавуну й феросплавів, які є універсальним матеріальним ресурсом.

У чорній металургії широко використовується принцип комбінування — поєднання кількох взаємопов'язаних виробництв в одному комбінаті. Це дозволяє ефективно використовувати ресурси: відходи одного процесу стають сировиною для іншого. Такий підхід забезпечує техніко-економічну та територіальну єдність, однак збільшує навантаження на довкілля.

Комбінати зосереджуються в окремих містах, довкола яких формується промислова інфраструктура. Високий рівень розвитку транспорту й комунікацій сприяє розміщенню нових підприємств поруч (наприклад, у Донецьку).

Економічні переваги комбінування полягають у мінімізації сировинних втрат і зменшенні транспортних витрат, що здешевлює виробництво основної продукції. Металургійні підприємства бувають повного (виробництво чавуну, сталі, прокату) та неповного циклу (один з видів продукції, наприклад, лише сталь або прокат). Заводи неповного циклу зазвичай переробляють готові заготовки або металобрухт.

У складі великих машинобудівних заводів функціонують ливарні цехи, де виплавляють необхідні для виробництва компоненти — так звана «мала» металургія.

Прикладом комбінату повного циклу є "АрселорМіттал Кривий Ріг" — найбільше металургійне підприємство України. Воно випускає широкий асортимент продукції: від арматури й катанки до агломерату, коксу, чавуну, сталі й прокату.

Заводи неповного циклу, як-от "Енергомашпецсталь" (Краматорськ), спеціалізуються на індивідуальному або дрібносерійному виробництві високоточних виробів зі спеціальних сталей. Це підприємство — єдиний виробник кованих елементів для ядерних реакторів у СНД.

Металургійні комбінати в розвинених країнах найчастіше працюють на привізній руді й вугіллі, тому розташовані в портових зонах. Наприклад, сировина

для "АрселорМіттал Дюнкерк" доставляється морем з Австралії, Бразилії, Канади тощо.

Під час розміщення підприємств неповного циклу враховують енергетичний, споживчий і екологічний фактори. «Мала», передільна та порошкова металургія орієнтовані на споживача й зазвичай розміщуються поруч із машинобудівними підприємствами.

Проектований середньосортний стан призначений для виробництва фасонного прокату:

- балок №8–36 згідно з DIN 1025-5, EN 19-57, ГОСТ 8239-89;
- широкополочних балок №10–40 за ГОСТ 26020-83;
- швелерів №8–36 за ГОСТ 8240-97 (типи У і П);
- рівнополочних кутників №7–16 за ГОСТ 8509-93.

Проектна потужність — 1 млн тонн прокату на рік у вигляді пакетів прямокутного перерізу довжиною 12–24 м, вагою до 15 т.

До складу стану входять такі ділянки:

1. Склад литої заготовки (проліт Л1–Е);
2. Ділянка нагрівальної печі (Н–Е);
3. Робоча зона стану з двома безперервними групами клітей (С1–D1);
4. Зона охолодження (С–D);
5. Ділянка правки й різання (С–D, В–С1, В–С);
6. Зона штабелювання й обв'язки (В–С);
7. Відвантажувальна зона зі складом готової продукції (А–В).

Обладнання розміщене у багатопрогонних будівлях з поперечними й поздовжніми прольотами.

ЗМІСТ

Завдання

Анотація

ВСТУП

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ

1.1 Генеральний план забудови	2
1.2 Об'ємно-планувальне рішення	3
1.2.1 Техніко-економічні показники генплану	7
1.2.2 Об'ємно-планувальні характеристики будівлі	7
1.2.3 Техніко-економічні показники будівлі	9
1.2.4. Конструктивне рішення	9
1.3 Теплотехнічний розрахунок огороджуючих конструкцій	13
1.4 Характеристка інженерно-технічного обладнання	15

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Компонування каркаса	22
2.1.1 Характеристика кранів розрахункової рами	22
2.2.2 Вертикальні розміри каркаса	26
2.2.3 Горизонтальні розміри каркаса	28
2.2.4 Конструкції покриття, огороджувальні конструкції	29
2.2.5. Схеми зв'язків	31
2.3 Визначення навантажень на раму каркасу	32
2.3.1 Снігове навантаження	33
2.3.2. Вітрове навантаження на раму	36
2.3.3. Кранові навантаження	39
2.4. Статичний розрахунок рами каркаса	45
2.5. Розрахунок середньої колони ряду В.	55
2.6 Розрахунок фундаментів	68
2.7. Розрахунок і конструювання крокв'яної ферми (проліт А - В).	80

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	97
--	-----------

3.1 Умови здійснення будівництва	98
3.2 Вибір та обґрунтування терміну будівництва	99
3.3 Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт та ресурсів	100
3.4 Вибір методів виконання робіт	108
3.5 Розробка техкарти на монтаж ферм	116
3.6 Екологічна, пожежна і електробезпека	116
РОЗДІЛ 4. ЕКОНОМІЧНИЙ	
4.1 Кошторисна документація	119
4.2 ТЕП будівлі	119
ЛІТЕРАТУРА	120
ДОДАТКИ	122
<i>Додаток 1 Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу збірних фундаментів, фундаментних балок і стінових панелей</i>	
<i>Додаток 2. Розробка техкарти на монтаж ферм</i>	
<i>Додаток 3. Порядок визначення вибору методів виконання робіт</i>	
<i>Додаток 4. Кошторисна документація</i>	

Розділ 1

Архітектурно-конструктивний

1.1 Генеральний план забудови

Генеральний план — це основна схема розміщення всіх виробничих цехів, установок, будівель і комунікацій, а також підключення зовнішніх мереж транспорту, енергетики та зв'язку на вхід і вихід.

Схема генерального плану металургійного підприємства базується на взаємному розташуванні цехів трьох ключових етапів металургійного виробництва — доменного, сталеплавильного та прокатного — і відображає напрямок виробничого потоку. Залежно від розміщення цих виробництв, генеральні плани металургійних заводів можуть мати послідовну (лінійну), паралельну або комбіновану (складну) структуру.

Генеральний план майданчика розроблено з урахуванням розмірів і рельєфу земельної ділянки, виділеної під будівництво, відповідно до [1]. Планування здійснено з дотриманням чинних санітарних та протипожежних вимог, встановлених для виробничих об'єктів. Місцем будівництва обрано місто Кривий Ріг. Середньосортний стан має габарити 102 × 228 м. Запроектована будівля розміщується поруч із наявною частиною існуючого цеху.

Навколо будівлі влаштовано асфальтову вимощення на щебеневій основі шириною 1,2 м. Територія, відображена на генеральному плані, зонована таким чином, щоб забезпечити мінімальну довжину технологічних маршрутів і уникнути перешкод між виробничими процесами.

Зонування цехів — це процес поділу території підприємства на окремі зони, кожна з яких об'єднує агрегати, будівлі, споруди та комунікації за виробничо-функціональним призначенням і пов'язана між собою технологічним транспортом. До таких зон належать: ділянки під підготовку сировини, блок ремонтних цехів, доменний, сталеплавильні та прокатні цехи, об'єкти енергетичного господарства, інфраструктура залізничного транспорту, а також адміністративні будівлі заводу. При цьому в межах

кожної зони дотримується принцип поточності, а між зонами забезпечується необхідна взаємодія.

Зазвичай промислову територію поділяють на чотири основні зони:

I – Передзаводська зона: включає допоміжні об'єкти, такі як адміністративні будівлі, прохідні, медичні пункти, а також передзаводські площі і зони для паркування пасажирського транспорту.

II – Виробнича зона: охоплює основні цехи, що виконують заготовчі, обробні та складальні операції, а також допоміжні виробничі цехи.

III – Підсобна зона: містить енергетичні об'єкти, технічні коридори для інженерних мереж та іншу інфраструктуру, що забезпечує функціонування підприємства.

IV – Зона складів і транспортних споруд: включає склади, депо, сортувальні станції та інші об'єкти, пов'язані з матеріально-транспортною логістикою.

Один із ключових чинників, що впливають на ефективну роботу цеху та підприємства загалом, — це організація транспорту та його стабільне функціонування. Транспортна схема має гарантувати безперервне постачання сировини й оперативне вивезення готової продукції, уникаючи перетину вантажопотоків та забезпечуючи найкоротші маршрути.

Шляхи пересування працівників також повинні бути мінімальної довжини та не перетинатися з маршрутами переміщення вантажів.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Середньосортний стан призначений для виробництва фасонного прокату, зокрема балок, широкополічних балок, швелерів та рівнополічних кутників. Річний обсяг випуску становить 1000 тис. тонн прокату,

сформованого в пакети прямокутного перерізу довжиною від 12 до 24 метрів і максимальною масою до 15 тонн.

Цей стан є сучасним технологічним комплексом, обладнання для якого постачається німецькою компанією SMS MEER. Устаткування розміщується в багатопрогонних виробничих будівлях з поперечними та поздовжніми прольотами.

До складу стану входять наступні відділення та ділянки згідно табл. 1.1:

Таблиця 1.1 Зонування площі середньосортного стану

№ з/п	Назва зони	Проліт
1.	склад литої заготовки	Л ₁ – Е
2.	ділянка нагрівальної печі	Н – Е
3.	ділянка робочих клітей стану в складі двох безперервних груп клітей, проліт	С ₁ – D ₁
4.	ділянка холодильника, проліт	С – D;
5.	ділянку правки і різання готового прокату	С – D, В– С ₁ і В – С;
6.	ділянка штабелювання і обв'язки пакетів, проліт	В – С
7.	ділянка відвантаження зі складом готової продукції	А–В

Усе обладнання прокатного стану, включаючи нагрівальну піч та допоміжні пристрої для завантаження й розвантаження заготовок, розміщується на робочому рівні з відміткою +5.000 м. Склади заготовок й готової продукції розташовані на рівні 0,000 м. Подавання литих заготовок до нагрівальної печі здійснюється згідно процесів, описаного в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 Технологічні процеси виготовлення литих заготовок

№ з/п	Тип подачі	Характеристика процесу
1	Гаряча подача	(до 50% загального обсягу виробництва) — безпосередньо з лінії МНЛЗ
2.	Холодна подача	зі складу литої заготовки (проліт Е – Л1) за допомогою електромостового крана вантажопідйомністю 32 тс на завантажувальну решітку печі, яка також розташована на рівні «+5.000 м»

До будівлі стану безпосередньо прилягає головне електротехнічне приміщення. У складі цього ж блоку передбачено зведення вальцетокарної майстерні. Відстійник окалини розташовується на відкритій естакаді поруч із будівлею стану. Будівля для побутового обслуговування працівників середньосортного стану, з'єднана з основною будівлею теплим переходом, також розміщується неподалік.

На рис. 1.2 наведено схему розташування обладнання середньосортного стану.

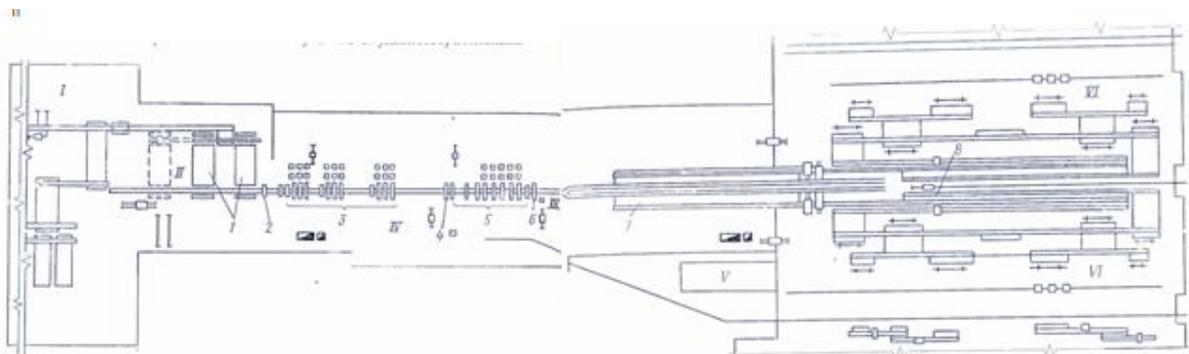


Рис.1.2 Схема розташування обладнання безперервного середньосортного стану 450; I – склад заготовок; II – відділення нагрівальних печей; III – становий проліт; IV – скрапний проліт; V – машинний зал; VI – склад

готової продукції; 1 – нагрівальні печі; 2 – ножиці; 3 – чорнова група клітей; 4 – летючі аварійні ножиці; 5 – чистова група клітей; 6 – летючі ножиці; 7 – холодильник; 8 – ділянка обробки

Прокатні стани, залежно від їх призначення, поділяються на дві основні групи:

1. стани для виготовлення напівфабрикату;
2. стани для виробництва готової прокатної продукції.

До першої категорії належать блюмінги та безперервні заготівельні стани, які випускають напівпродукт для подальшого виробництва сортової сталі, а також блюмінги й слябінги, що забезпечують напівфабрикат для листового прокату. Блюмінги й слябінги — це великогабаритні обтискні стани з валками діаметром 800–1500 мм. Основна тенденція в їх розвитку полягає в підвищенні продуктивності, зокрема завдяки збільшенню маси зливків — при прокатці слябів вона може сягати 50 тонн.

Розвиток таких станів також супроводжувався розширенням перерізу напівфабрикату, зростанням потужності головних електроприводів, а також впровадженням механізації та автоматизації допоміжних процесів. Найбільш поширеними є одноклітьові реверсивні блюмінги й слябінги з валками діаметром 1150–1300 мм.

У цеху холодної прокатки електротехнічної сталі проліти розташовуються у певній послідовності: спочатку проліт травильного відділення (без значних тепловиділень), за ним — проліт безперервних відпалових агрегатів, далі — прокатне відділення, машинні зали, проліт знову ж таки агрегатів відпалу разом із колпаковими печами, а завершують схему оздоблювальні ділянки.

Внутрішні двори будівель розміщуються паралельно або під кутом 0–45° до напрямку переважаючих вітрів, при цьому відкриту частину двору орієнтують на вітряну сторону. Для ефективної роботи аераційного ліхтаря його поздовжня вісь має бути розташована під кутом 60–90° до напрямку

основного вітру. Основні джерела тепловиділення розміщуються безпосередньо під ліхтарем, а нагрівальні установки та печі для термообробки розташовують так, щоб їхні теплові потоки не перетиналися.

1.2.1. Техніко-економічні показники генплану

1. Загальна площа ділянки $F_0 = 8,52$ га
2. Площа забудови $F_z = 2,58$ га
3. Площа озеленення $F_{оз} = 2,25$ га
4. Площа використовуваної території $F_{іт} = F_0 - F_{оз} = 6,27$ га
5. Коефіцієнт щільності забудови $F_z/F_0 * 100\% = 30,3\%$.
6. Коефіцієнт використовуваної території $F_{іт}/F_0 * 100\% = 73,6\%$.
7. Коефіцієнт озеленення $F_{оз}/F_0 * 100\% = 26,4\%$.

1.2.2. Об'ємно-планувальні характеристики будівлі

Будівля прокатного стану має габарити: довжина — 378 м, ширина — 116 м. Прольоти будівлі мають ширину від 20÷36 м. Основний крок колон становить 12,0 м, проте в окремих місцях (між прольотами А–В і В–С) він досягає 36 м, що зумовлено особливостями технологічного процесу.

У межах вісей 1–8 передбачено два прольоти шириною по 36 м (в осях А, В, С); у межах осей 8–20 — три прольоти (36, 36 і 30 м); від осі 20 до 24 — чотири прольоти (36, 20, 24 і 36 м); у ділянці 24–30 — три прольоти (20, 24 і 36 м).

Один із прольотів будівлі розташований перпендикулярно до основних — в осях Н–Е; його ширина становить 30 м, а довжина — 120 м.

Загальна висота будівлі — 21,6 м (без урахування ліхтаря), висотна відмітка верху ліхтаря — 24,0 м.

Нижче представлено схему будівлі із зазначенням розташування технологічних відділень.

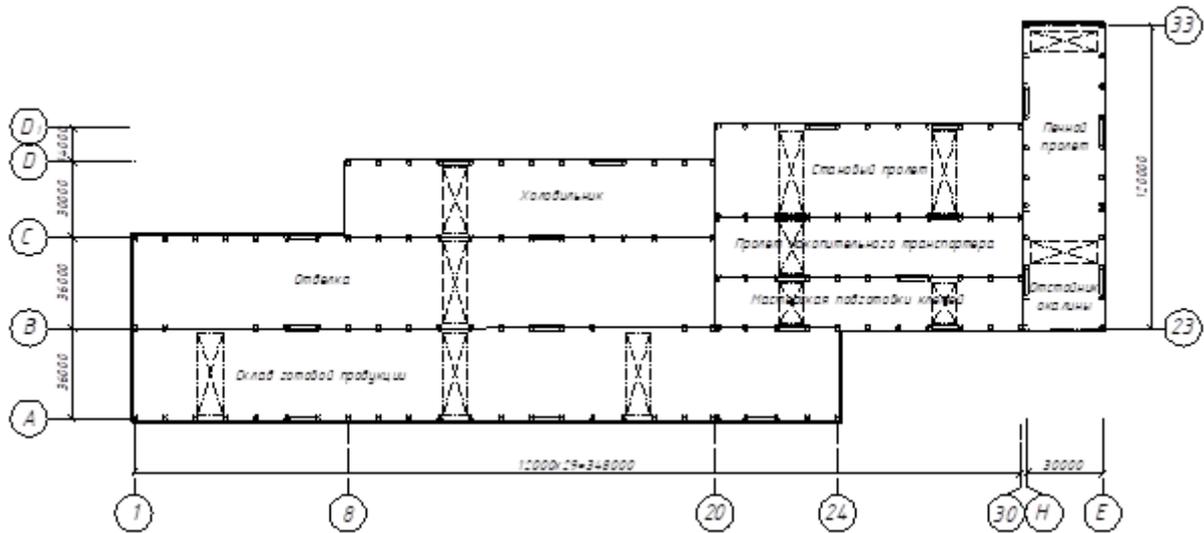


Рис.1.3 Схема розташування технологічних ділянок в будівлі

Ліхтарі в будівлі переважно виконують функцію аерації та розміщуються відповідно до вимог технологічного процесу, що здійснюється у відповідних зонах споруди: холодильному відділенні, прольоті обробки, становому прольоті, прольоті накопичувального транспортера та пічному прольоті.

Кожен проліт будівлі обладнаний кранами нормального та важкого режимів експлуатації у кількості від одного до трьох одиниць. У складі готової продукції встановлено три крани вантажопідйомністю по 20 тонн.

Таблиця 1.3 Характеристика вантажного обладнання

№ з/п	Назва функційної ділянки	Вантажопідйомність Q, т
1.	Проліт обробки	1 кран вантажопідйомністю 20/5 т;
2.	Холодильне відділення	1 кран вантажопідйомністю 32/5 т;
3.	Становий проліт	2 крана вантажопідйомністю 50/10 т;
4.	Проліт підготовки клітей	2 крана вантажопідйомністю 50/10 т;

5.	Проліт печі	1 кран вантажопідйомністю 16 / 3,2 т;
6.	Проліт накопичувального транспортера	1 кран вантажопідйомністю 10 т;
7.	Температурний шов розташовується по цифровій осі	20

Просторова жорсткість конструкції досягається за рахунок зв'язків, розташованих уздовж поясів ферм і між колонами. Для рамного каркасу застосовано шарнірну схему.

Основним джерелом пожежної небезпеки в прокатних і трубних цехах є термічні печі. Вимоги щодо пожежної безпеки визначаються нормативами [2], а також регламентуються нормами [3] і [4].

1.2.3 Техніко-економічні показники будівлі

1. Площа забудови $F_z = 8376,6 \text{ м}^2$

2. Корисна площа $F_{\text{корисн.}} = 7311 \text{ м}^2$

3. Робоча площа $F_{\text{роб}} = 5040 \text{ м}^2$

4. Площа зовнішніх стін $F_{\text{ст}} = 130,12 \text{ м}^2$

5. Будівельний об'єм $V_{\text{буд}} = 152409,6 \text{ м}^3$

6 Ефективність планувального рішення

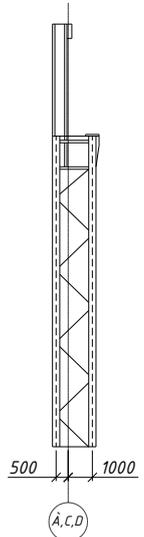
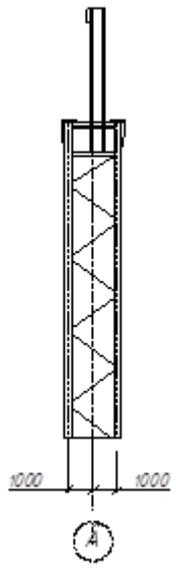
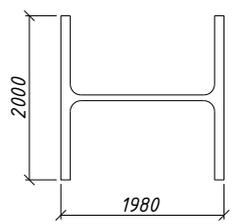
$K_1 = F_{\text{роб}}/F_{\text{корисн.}} * 100\% = 68,9\%$.

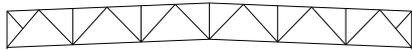
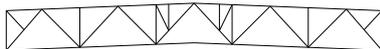
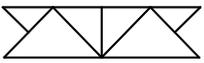
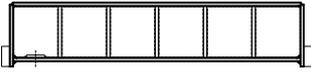
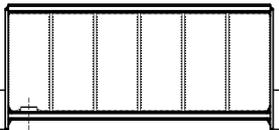
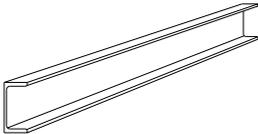
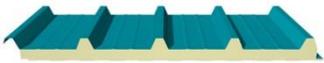
7 Ефективність прийнятої форми будівлі $K_2 = F_{\text{ст}}/F_{\text{користь}} * 100\% = 1,8\%$.

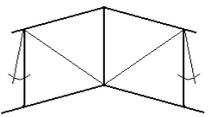
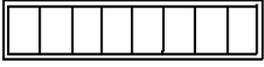
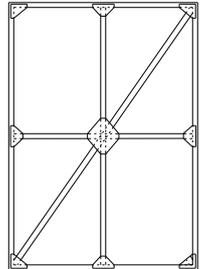
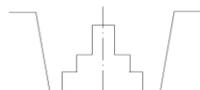
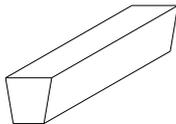
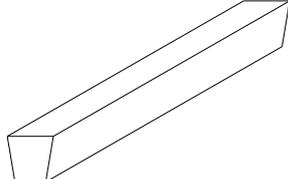
1.2.4. Конструктивне рішення

В таблиці наведено специкацію конструкцій та елементів каркасу будівлі.

Таблиця 2.1 Технічна специфікація елементів

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³) / маса (т)
Колони ряду А, К1		-	3,38	20	- / 67,6
Колони ряду С крайні, К4		-	4,07	7	- / 28,49
Колони ряду D, К6		-	2,8	13	- / 36,4
Колони ряду В, К2		-	3,95	13	- / 51,35
Колони ряду В (особливі), К3		-	5,36	4	- / 21,44
Колони ряду С середні, К4		-	3,27	10	- / 32,7
Колони ряду С (особливі), К5		-	4,67	2	- / 9,34
Фахверкові колони, ФК1		<p>Сплошная одноветвевая колонна высотой 17,7 м следующим сечением (20К1 по ГОСТ 26020-83):</p> 	-	0,735	14

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³) / маса (т)	
Ферми кроквяні 36 м, Ф1		-	5,76	39	- / 224,64	
Ферми кроквяні 36 м з кріпленнями для ліхтаря, Ф2		-	5,8	39	- / 226,2	
Ферми кроквяні 30 м з кріпленнями для ліхтаря, Ф3		-	4,3	25	- / 107,5	
Підкроквяні ферми 12 м, крайні, ФП1		-	3,14	38	- / 119,32	
Підкроквяні ферми 12 м, середні, ФП2		-	3,43	24	- / 82,32	
Підкроквяні ферми 24 м, особливі, ФП3		-	8,4	1	- / 8,4	
Підкроквяні ферми 36 м, особливі, ФП4		-	15,1	2	- / 30,2	
Підкранові балки 12 м (проліт А-В), ПБ1		-	2,58	32	- / 82,59	
Підкранові балки 12 м (пролет В-С), ПБ2		-	2,312	30	- / 69,36	
Підкранові балки 12 м (пролет С-Д), ПБ3			-	1,893	22	- / 41,65
Підкранові балки 24 м (осі 18-20, ряд С), ПБ4		-	7,651	1	- / 7,651	
Підкранові балки 36 м (осі 2-5, 16-19, ряд В), ПБ5		-	18,089	2	- / 36,18	
Прогони		-	0,103		- / 90,3	
Плити покриття типу «сандвіч» (1 х 6)		-	0,126	3456	- / 435,46	

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³) / маса (т)
Світлоаераційний ліхтар (3 x 3)		-	0,3	48	- / 14,4
Віконні перепльоти світлоаераційних ліхтарів		-	0,037	88	- / 3,26
Стінові сендвіч –панелі 1 x 1,2		-	0,02	363	- / 7,26
Стінові сендвіч –панелі 1 x 2,4		-	0,04	363	- / 14,52
Стінові сендвіч –панелі 1 x 3,6		-	0,06	459	- / 27,54
Стінові сендвіч –панелі 1 x 4,8		-	0,08	375	- / 30
Стінові сендвіч –панелі 1 x 6		-	0,1	462	- / 46,2
Перепльоти віконні подвійні (1,2 x 12)			-	0,4	264
Ворота		-	0,9	3	2,7
Зв'язки вертикальні по колонах		-	3,9	8	- / 31,2
Фундаменти збірні під фахверкові колони		6,6	-	14	92,4 / -
Фундаментні балки 6 м		0,94	2,44	17	15,98 / 41,48
Фундаментные балки 12 м		2,05	5,1	38	77,9 / 193,8

1.3 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

На рис. 1.4 наведено конструкцію стінової сендвіч-панелі із плитним мінераловатним утеплювачем.

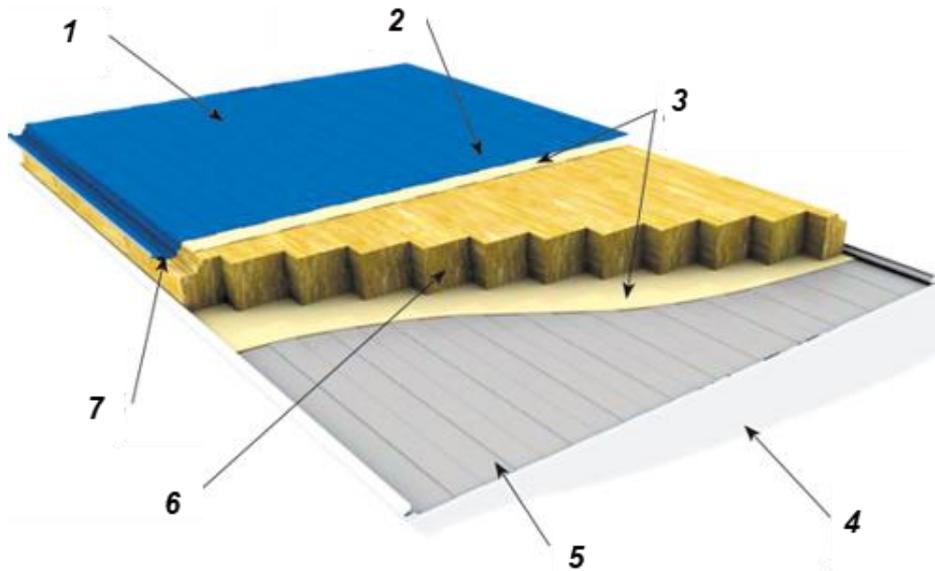


Рис.1.4 Конструкція стінової сендвіч-панелі із плитним мінераловатним утеплювачем: захисна плівка-1; зовнішнє облицювання-2; двохкомпонентний клей-3; захисна плівка-4; внутрішнє облицювання-5; конструкційні ламелі мінвати-6; замок SEKRET FIX-7

Визначення необхідного опору теплопередачі стінових огорожувальних конструкцій (сендвіч-панелей), що забезпечує дотримання санітарно-гігієнічних норм і комфортних умов, здійснюється за наступною формулою:

$$R_0^{тп} = \frac{n \cdot (t_{в} - t_{н})}{\Delta t^{\#} \cdot \alpha_{в}} = \frac{1 \cdot (20 + 27)}{6,72 \cdot 8,7} = 0,804$$

де $n = 1$ – коефіцієнт, що приймають в залежності від розташування зовнішньої поверхні [5].

$t_{в} = 20^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, яку приймають за [5];

$t_{\text{н}} = -27^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура зовнішнього повітря взимку, що дорівнює середній температурі найбільш холодних п'яти днів із забезпеченістю 0,92 за [6].

$\Delta t^{\text{н}} = 6,72$ – температурний перепад згідно норм між температурою повітря в середині приміщення й температурою внутрішньої поверхні конструкції, яка огороджує, що приймається за [6] й залежить від значення температури точки роси $t_{\text{р}} = 13,28^{\circ}\text{C}$ і $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$;

$\alpha_{\text{в}} = 8,7$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджувальних конструкцій приймається відповідно до [6]. Опір теплопередачі огороджувальних конструкцій визначається за такою формулою:

$$R_{\text{о}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_{\text{к}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}, [\text{м}^2 \times ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}]$$

де $R_{\text{к}}$ $[\text{м}^2 \times ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}]$ – термічний опір конструкції, що огороджує, обчислюють за формулою:

$$R_{\text{к}} = R_1 + R_2 + \dots + R_n,$$

R_1, R_2, \dots, R_n $[\text{м}^2 \times ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}]$ – термічні опори окремих шарів огороджувальних конструкції, що визначаються за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}$$

де δ – товщина шару, м;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару;

$\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^{\circ}\text{C})$ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огороджувальної конструкції взимку.

$$R_{\text{о}}^{\text{сп}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{\text{ут}}}{\lambda_{\text{ут}}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}$$

Склад сендвіч-панелі наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 Склад покрівлі

№ з/п	Назва шару, товщина	Коеф. теплопровідності, λ_1 , Вт/(м °С)
1.	Сталевий лист С18-1000-0.7 по ГОСТ 24045-94 товщиною $\delta_1 = 0,7$ мм	$\lambda_1 = 58$
2.	Утеплюючий шар пінополіуретан	$\lambda_2 = 0,041$
3.	Сталевий лист С18-1000-0.7 по ГОСТ 24045-94 товщиною $\delta_3 = 0,7$ мм	$\lambda_3 = 58$

$$\delta_{\text{ут}} = \left(R_{\text{о}}^{\text{тп}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right) \cdot \lambda_{\text{ут}}$$

$$\delta_{\text{ут}} = \left(0,803 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,0007}{58} - \frac{0,0007}{58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,026 \text{ м} = 26 \text{ мм}$$

В якості утеплювача обирається пінополіуретан товщиною 100 мм, що відповідає конструкції віконних рам і забезпечує необхідну жорсткість сендвіч-панелей.

1.4 Характеристика інженерно-технічного обладнання

Для забезпечення заданого мікроклімату всередині будівель прокатні цехи оснащуються комплексними інженерними системами, зокрема опаленням, вентиляцією, освітленням тощо. Природне освітлення та аерація забезпечуються через світлоаераційні ліхтарі й віконні отвори. У зонах із підвищеним виділенням тепла та пилу передбачено встановлення спеціальних аераційних ліхтарів.

Опалення

У цехах переважно застосовується система загального повітряного опалення, що поєднується з примусовою вентиляцією. Центральне повітряне опалення забезпечує постійне оновлення та очищення повітря із додаванням свіжого зовнішнього припливу, а також підтримує рівномірний температурний режим завдяки наявності вентиляції. Водночас така система

є енергозатратною. Додатково передбачено локальне (місцеве) опалення у вигляді радіаторів.

У прокатному виробництві для нагріву злитків перед прокаткою використовують нагрівальні колодязі: регенеративні та рекуперативні. Регенеративні — громіздкі, складні в обслуговуванні й дають нерівномірний нагрів. Рекуперативні — сучасніші, компактні, забезпечують рівномірний нагрів, підтримують автоматизоване керування та безпечніші в експлуатації.

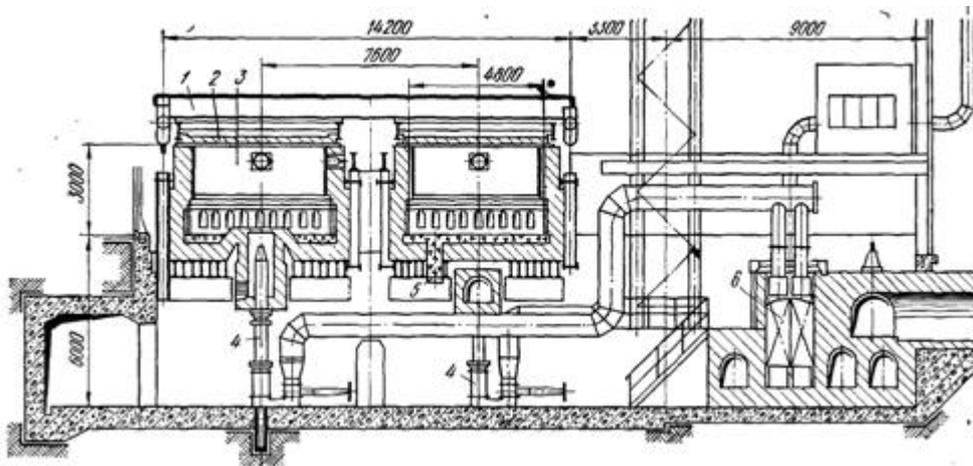


Рис 1.5 Рекуперативні нагрівальні колодязі з опаленням з центру подіни: 1 – наземно-кришкових кран; 2 – кришка колодязя; 3 – робоча камера; 4 – пальник; 5 – шлаковий стакан; 6 – газований металевий рекуператор

Вентиляція

Промислова вентиляція гарячих цехів видаляє надлишкове тепло й пил. Кожна піч має витяжну систему з укріттям, фільтрами та вентиляторами. Загальноцехова вентиляція прибирає залишкові шкідливості, а припливна – компенсує витяжку. На 1 тону сталі потрібно 5–11 тис. м³/год повітря. Для прокатного цеху об'ємом 49 000 м³ тепловиділення становить близько 11 000 кВт.

В таблиці 5.1 наведено технічні характеристики вентиляції термічного цеху.

Таблиця 5.1 Характеристики вентиляції термічного цеху

Основні шкідливості	Тепловиділення, променисте тепло, пари масла і води, окис вуглецю, сірчистий газ, аміак і т.п.
Опалення	Сумісно з вентиляцією.
Загальнообмінна вентиляція	Припливне повітря подається в робочу зону. Передбачається аерація.
Місцеве душирование	Повітряний душирование робочих місць, схильних до тепловому опроміненню.
Місцеві відсмоктувачі	Місцеві відсмоктувачі над завантажувальними отворами, ваннами промивання, оксидування, нейтралізації, травлення, очищення, над електромасляними ваннами. Парасолі над піччю: Швидкість повітря через парасольку -1.5 (жолоб випуску чавуну, шлаку, завантажувальний вікно) -5 (ділянка заливки металу в форми) м / сек. Електродугові печі: 1 тонна - 4 000 м ³ / год, 3 тонни - 5000, 6 тон

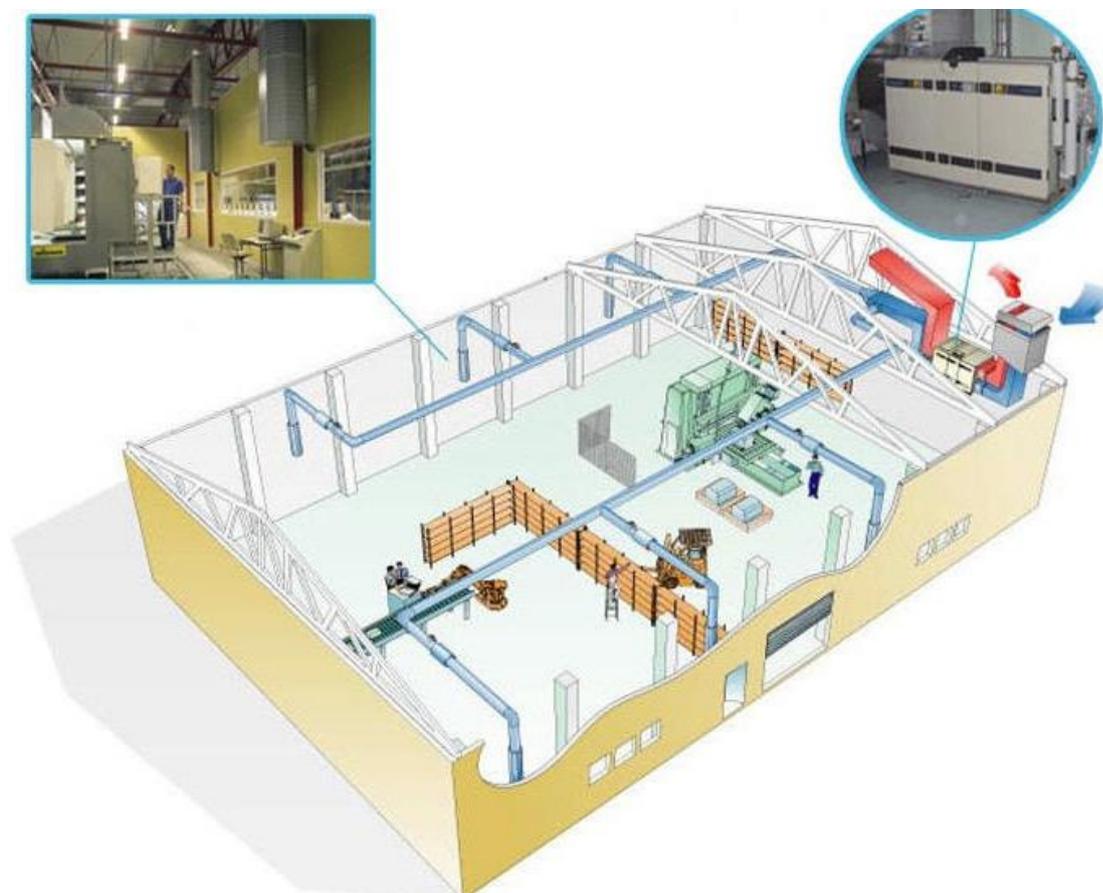


Рис.1.6 Монтаж вентиляційної системи промислового цеху

Водопостачання

У прокатному цеху діють дві зворотні системи водопостачання: "чиста" – для охолодження обладнання, та "брудна" – для печей і гідрозбиву. Чиста система має градирню, насосну станцію і трубопроводи, аварійне живлення – від вежі та дизеля. Брудна система очищає воду від окалини й нафтопродуктів через відстійники, флокулятори, шламоуцільнювачі та градирню. Вся система замкнута й забезпечує безперебійну подачу охолодженої води.

У прокатних цехах сталі зливки нагрівають і прокочують у вироби різного профілю. Вода використовується для охолодження печей, валків, підшипників, а також для змиву і транспортування окалини. Витрата води залежить від типу обладнання і продукції, найбільше – на дрібносортовий і дротяний прокат. Вода не повинна містити домішок, адже вона також служить мастилом. Стічну воду очищають і використовують повторно. Особливо важливо забезпечити безперервне водопостачання до нагрівальних печей, оскільки їх зупинка веде до серйозних пошкоджень. Для надійності створюється аварійний запас води. Водопостачання – оборотне, із роздільними потоками чистої та забрудненої води.

Енергозабезпечення. Електрообладнання прокатного стану

Централізоване електропостачання — це постачання підприємства електроенергією від одного джерела, зазвичай від електромереж високої напруги або електростанції. Для зменшення втрат енергії передача здійснюється на високій напрузі, а поблизу споживачів напруга знижується трансформаторними підстанціями (ТП). ТП перетворюють напругу і складаються з трансформаторів, розподільчих пристроїв та іншого обладнання. Розрізняють ТП за фазністю, типом обмоток, конструкцією і способом охолодження. Прокатні стани мають потужне електрообладнання

з двигунами до 6–7 МВт, що вимагає складних систем автоматичного управління.

Технологічне оснащення прокатного стану

Сортові стани відрізняються за характеристиками й розташуванням обладнання. Основні типи включають універсальні, рейко-балкові, великосортні, середньосортні, дрібносортні, вузькополосові та дотові стани. Найбільш ефективними є багатокліткові безперервні стани, де метал одночасно прокочується в кількох клітках. Вони використовуються для гарячої та холодної прокатки різних металевих виробів.

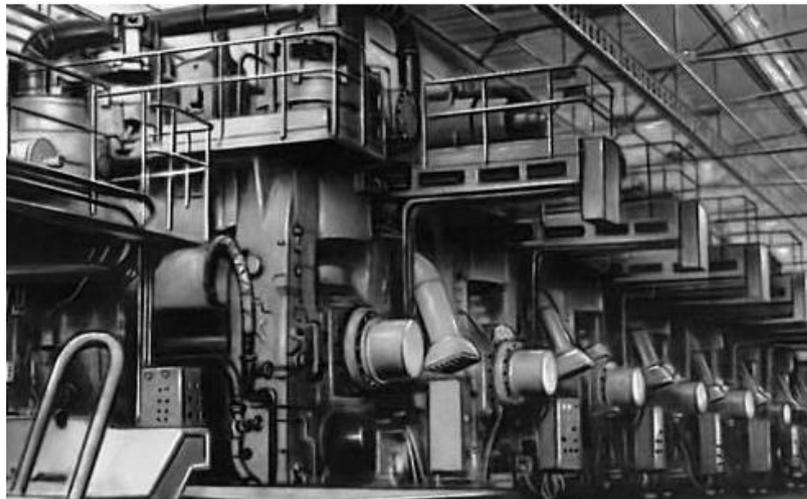


Рис.1.8. Безперервний широкосмуговий стан гарячої прокатки.

Техніка безпеки та екологія

Правила безпеки в прокатному виробництві визначаються за [7] та іншими нормативами. Основні вимоги:

- Перехід через головний вал повинен здійснюватися через спеціальні містки.
- Заборонено проводити ремонт під час прокатки, усі механізми мають бути надійно захищені.
- Огляд і ремонт виконуються тільки після зупинки обладнання.
- Прибирання окалини має бути механізованим.
- Проходи під обладнанням повинні бути захищені від падіння металу.
- Доступ у небезпечні зони заборонено без блокування.

- Пуск після налаштування – лише за інструкцією з попередженням сигналами.
 - Робота ножиць і пилок має бути механізована, керування — з пульта.
 - Прокатні цехи повинні мати санітарно-захисні зони, озеленення і безпечне планування.
 - Необхідно дотримуватися правил експлуатації, використовувати автоматизовані системи контролю.
 - Регулювання валків повинно бути механізоване, а пуск — узгоджений з відповідальними працівниками.
 - Огородження всіх рухомих частин є обов’язковим.
 - Заборонено прокатку нерівномірно прогрітих заготовок.
 - Вимірювання профілю — лише дистанційно.
 - Прокатне поле повинно бути огорожене, встановлені захисні щити та бар’єри.
 - Усі конструкції мають виключати ризики для персоналу.
- Ці вимоги спрямовані на мінімізацію травм і аварій у прокатному виробництві.

РОЗДІЛ 2.
РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Компонування каркаса

Основними елементами сталевого каркаса виробничої будівлі, що сприймає майже всі діючі навантаження, є плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями – крокв'яними фермами. На плоскі поперечні рами спираються поздовжні елементи: підкранові балки, ригелі, а також зв'язки.

Через складність будівлі в плані в даній роботі розглядається розрахунок тільки однієї тріхпрольотної рами, що повторюється в осях 8 - 20 (далі розрахункова рама):

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 36 + 36 + 30 = 102 \text{ м}$$

Розрахункова рама обладнана опорними мостовими електричними і магнітними кранами, котрі спираються на розрізні підкранові балки. Компонування каркаса визначається технологічними та архітектурними вимогами, умовами експлуатації будівлі, кліматичними умовами, типами та матеріалами огорожуючих та несучих конструкцій та ін.

2.2.1. Характеристика кранів розрахункової рами.

1) В осях А - В (склад готової продукції) використовується 3 магнітних крана:

- Вантажопідйомність - 20 т;
- Вага крана - 59 т;
- Вага візка - 22 т;
- Проліт моста крана - $L_k = 34$ м;
- Режим роботи - 7К;
- Підвіс - гнучкий

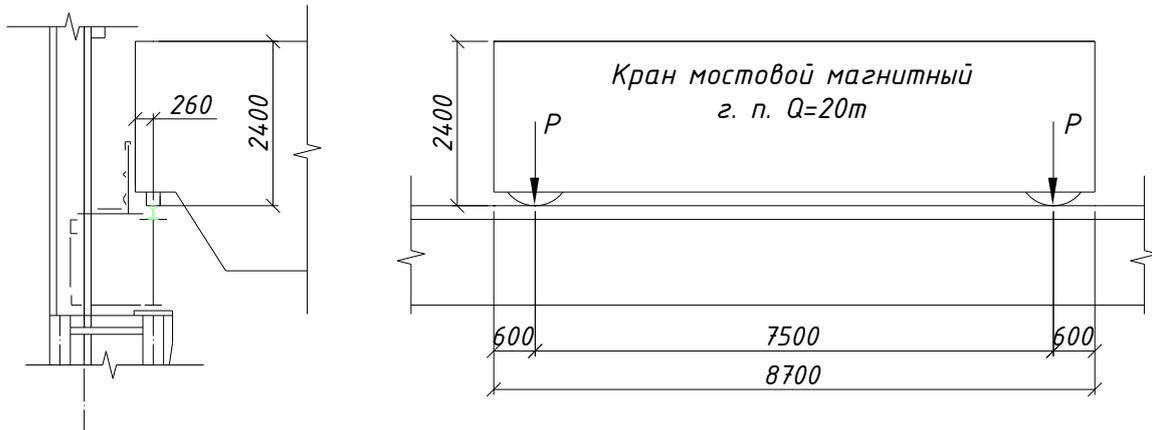


Рис.2.1 Схема обпирання крана складу готової продукції на рейковий шлях

2) В осях В - С (проліт обробки) використовується 1 магнітний кран:

- Вантажопідйомність - 20/5 т;
- Вага крана - 41,1 т;
- Вага візка - 8 т;
- Проліт моста крана - $L_k = 34$ м;
- Режим роботи - 5К;
- Підвіс - гнучкий

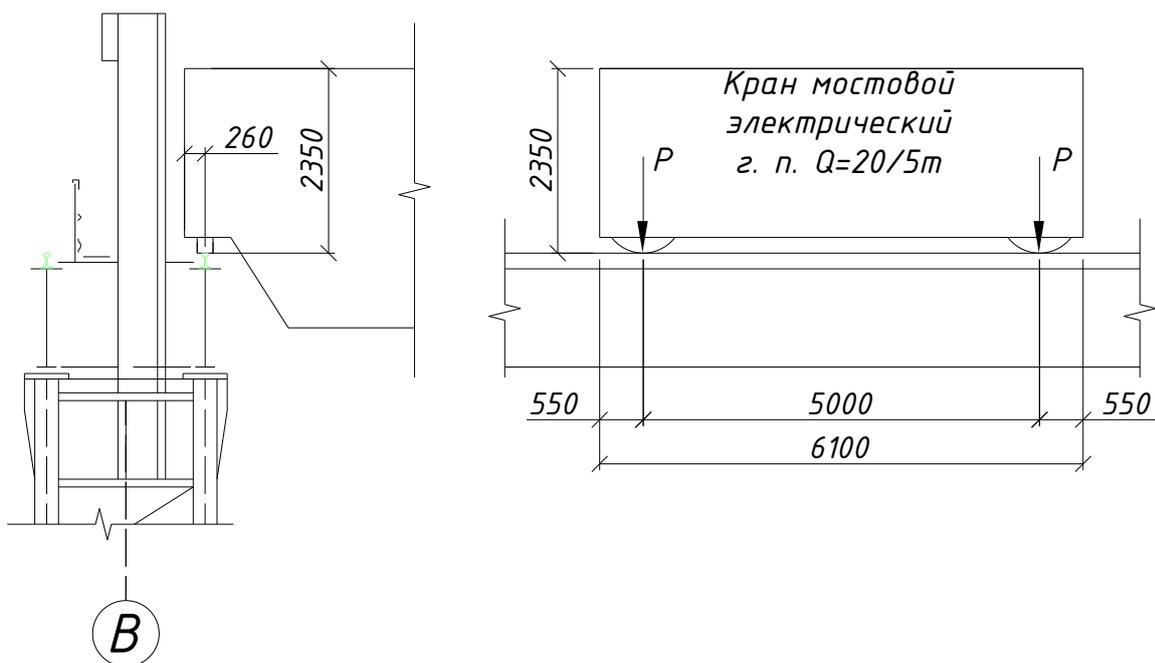


Рис.2.2 Схема обпирання крана прольоту обробки на рейковий шлях

3) В осях С - D (холодильник) використовується 1 магнітний кран:

- Вантажопідйомність - 32/5 т;
- Вага крана - 38,5 т;
- Вага візка - 8 т;
- Проліт моста крана - $L_k = 28$ м;
- Режим роботи - 5К;
- Підвіс – гнучкий

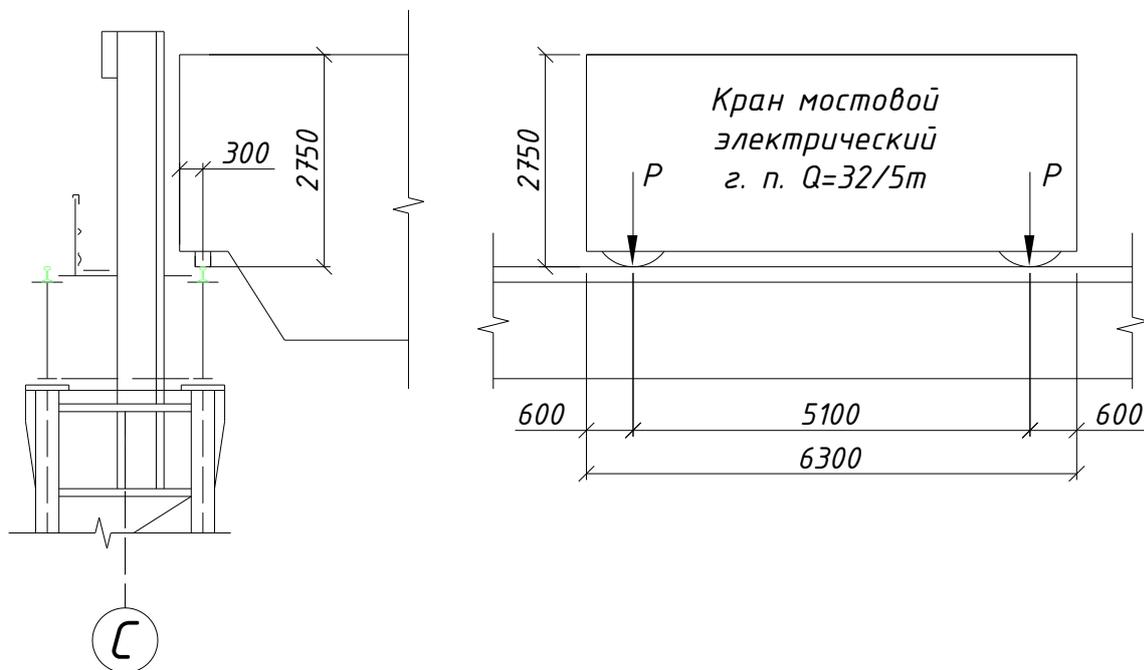


Рис.2.3 Схема обпирання крана прольоту холодильника на рейковий шлях

Таблиця 2.1 Характеристики кранів

№ з/п	Параметри (навантаження нормативні)	Позначення	Од. вим	Номери кранів		
				№1	№2	№ 3
1.	Вантажопідйомність	Q	т	20	20/5	32/5
2.	Висота крана	H_k	м м	2400	2350	2750
3.	Підвіс головної балки	V_1	мм	260	260	300

4.	Тип підвісу	-	-	гнучкий		
5.	База крана	A_K	мм	7500	5000	5100
6.	Довжина кінцевої балки	U_K	мм	8700	6100	6300
7.	Маса крана	G	т	59	41,8	38,5
8.	Маса візка	$G_{\text{ТЕЛ}}$	т	22	8	8
9.	Максимальний тиск катків	F_{max}	кН	293	213	265
10.	Мінімальний тиск катків	F_{min}	кН	95	90	81
11.	Горизонтальне тиск катків при гальмуванні	$F_{\text{гор, до}}$	кН	10,3	7	10
12.	Кількість катків на одній кінцевій балці	n	шт.	2	2	2
13.	Тип кранової рейки	КР	-	100	100	70

Мінімальні тиску катків F_{min} знаходимо з рівняння проекцій сил на вертикальну вісь. Горизонтальна навантаження $F_{\text{гор}}$, що виникає при гальмуванні теліжки крана, передається на одну сторону кранового шляху і розподіляється одномірно між усіма колесами крана. Для кранів з гнучким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T=0,05$ суми підйомної сили крана і сили тяжіння візка (на візку половина гальмівних ковзанок), для кранів з жорстким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T = 0,1$ суми цих же сил (на візку все катки гальмівні).

Мінімальні тиски катків і горизонтальні тиск ковзанок (кількістю ковзанок на кінцевій балці $n = 2$):

Кран №1:

$$F_{\text{min}} = \frac{Q + G}{n} \cdot g - F_{\text{max}} = \frac{20 + 59}{2} \cdot 9,81 - 293 = 95 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q + G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{20 + 22}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 10,3 \text{ кН};$$

Кран №2:

$$F_{\text{min}} = \frac{Q + G}{n} \cdot g - F_{\text{max}} = \frac{20 + 41,8}{2} \cdot 9,81 - 213 = 90 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q + G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{20 + 8}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 7 \text{ кН};$$

Кран №3:

$$F_{\text{min}} = \frac{Q + G}{n} \cdot g - F_{\text{max}} = \frac{32 + 38,5}{2} \cdot 9,81 - 265 = 81 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q + G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{32 + 8}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 10 \text{ кН};$$

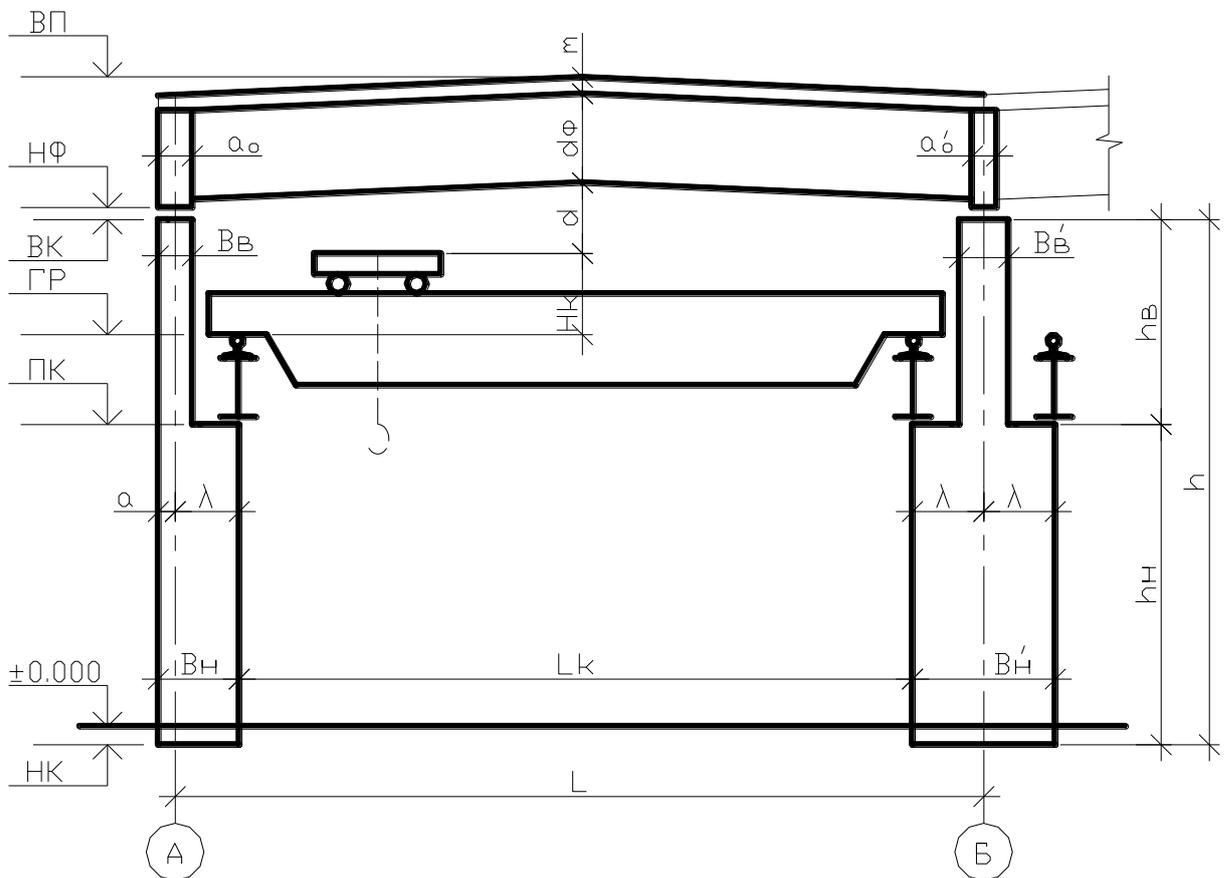


Рис.2.4 Умовні позначення відміток і величин рами каркасу

2.2.2. Вертикальні розміри каркаса

Їх визначають по заданій відмітці головки підкранової рейки ГР.

Відмітка низу ферми НФ ГР + НК + d, де:

НК - висота крана більшої вантажопідйомності (тобто №3);

d = 0,45 м - зазор між краном і фермою (але не менше 0,35 м).

Верх колони приймають на 0,15 м нижче нижнього пояса ферми в вузлі спираючій на колону.

При призначенні горизонтальних розмірів колон враховують: габаритні розміри кранів, прив'язку зовнішньої межі колони до розбивочної осі а, розмір λ , вимоги до жорсткості колон в площині рами, наявність проходів уздовж підфарбуй-нових шляхів, розміри двутавров верхніх частин колон.

Значення λ приймаємо рівним 1 м

Прив'язку крайніх колон до розбивочної осі приймають рівній $a = 500$ мм, для середніх колон вибираємо центральну прив'язку.

З урахуванням прийнятих розмірів a і λ :

- Ширина нижньої частини крайньої колони $b_n = \lambda + a$. З умови необхідної жорсткості нижньої частини b_n має бути не менше $h / 20$.

- Ширина нижньої частини середньої колони при кранах однаковою вантажопідйомністю в прольотах $b'_n = 2 \cdot \lambda$.

- Ширина оголовка ВВ для колони крайнього ряду повинна бути не менше $1/8 \dots 1/12$ висоти верхньої частини колони h_v .

- Ширина оголовка b'_v для колон середніх рядів повинна бути не менше $1/6 \dots 1/8$ висоти h_v .

Верхні частини колон проектуємо з широкополочних або зварних двутаврів висотою перетину 400..1200 мм.

Відповідно до даних замовника відмітка головки рейки $ГР = 14,5$ м, крок колон $В = 12$ м.

Мінімальна відмітка низу ферми:

$$НФ = ГР + НК + d = 14,50 + 2,750 + 0,45 = 17,7 \text{ м,}$$

де d - зазор між краном і фермою.

Відмітка верху колони: $ВК = НФ - 0,15 = 17,7 - 0,15 = 17,55$ м

Позначку верху колони можна наводити до уніфікованої, так як в якості стінового огородження будуть використані сендвіч-панелі, вимоги до кріплення яких не є критичним. Попередньо приймаємо висоту підкранової балки: $h_{пб} = В / 6 = 2,0$ м

Підкранова консоль має попередню позначку позначку:

$$ПК = ГР - h_{пб} = 14,5 - 2,0 = 12,5 \text{ м}$$

Заглиблення колони нижче рівня чистої підлоги: $НК = -0,15 \dots - 0,6$ м

Повна висота колони: $h = ВК - НК = 17,55 - (-0,15) = 17,7$ м

Висота нижньої і верхньої частин колони:

$$h_n = ПК - НК = 12,5 - (-0,15) = 12,65 \text{ м}$$

$$h_v = ВК - ПК = 17,55 - 12,5 = 5,05 \text{ м}$$

Відстань від верху колони до рівня головки підкранової рейки:

$$h_c = ВК - ГР = 17,55 - 14,5 = 3,05 \text{ м.}$$

2.2.3. Горизонтальні розміри каркаса

Крайні колони:

Ширина нижньої частини колони:

$$b_n = \lambda + a = 1,000 + 0,500 = 1,500 \text{ м}$$

Прийнята ширина задовольняє умові:

$$b_n h / 20 = 17,7 / 20 = 0,89 \text{ м}$$

Ширина верхньої частини колони повинна бути:

$$BV \text{ hв} / 8..hв / 12 = 5,05 / 8..5,05 / 12 = (0,63..0,42) \text{ м}$$

Приймаємо $BV = 0,58 \text{ м}$

Зазор між краном і внутрішньої гранню верхньої частини колони:

$a_k = b_n - BV - B1 = 1,50 - 0,58 - 0,300 = 0,62 \text{ м} > 0,5 \text{ м}$ (на обох крайніх колоннах буде організований прохід людей для технічного обслуговування крана)

Середні колони:

Ширина нижньої частини колони:

$$b'_n = 2 \cdot \lambda = 2 \cdot 1,00 = 2,00 \text{ м}$$

Ширина верхньої частини колони:

$$b'_в = hв / 6 \dots hв / 8 = 5,05 / 6..5,05 / 8 = (0,84 \dots 0,63) \text{ м}$$

Приймаємо $b'_в = 0,69 \text{ м}$

Зазор між краном і огорожею ходового містка:

$$a_k = (b'_n - b'_в - 0,5) / 2 = 2,0 - 0,71 - 0,5) / 2 = 0,395 \text{ м} > 0,075 \text{ м}$$

2.2.4. Конструкції покриття, огорожувальні конструкції

Покриття складається з покрівлі (тришарові панелі), прогонів, кроквяних і підкроквяних ферм, ліхтарів і зв'язків.

Тип покрівлі залежить від температурного режиму будівлі: для опалювальних будівель - тепла покрівля, а для будівель з зайвими тепловиділеннями - холодна покрівля. Конструкція покрівлі впливає на вибір обрису покриття.

Приймаємо для покрівлі даного будинку 4% ухил. Покриттям служитимуть профільовані сендвіч-панелі.

Схема кроквяної ферм дана на рис. 2.7. Ця ферма з паралельними-ми поясами з ухилом в 4%. Довжини панелей, за винятком опорних, прийняті $d = 3000 \text{ мм}$. Розміри опорних панелей до ув'язані з шириною надколонніков,

до коменту, котрим приєднуються ферми, тому їх довжина на 200 мм менше за інших панелей і дорівнює $d_0 = 2800$ мм. Ширина надколонніков на колонах середніх рядів дорівнює $2 \cdot 200$ мм = 400 мм, на колонах крайніх рядів мм.

Позначку верху покриття обчислюють з урахуванням товщини покрівлі - $t = 0,65$ м для теплої покрівлі.

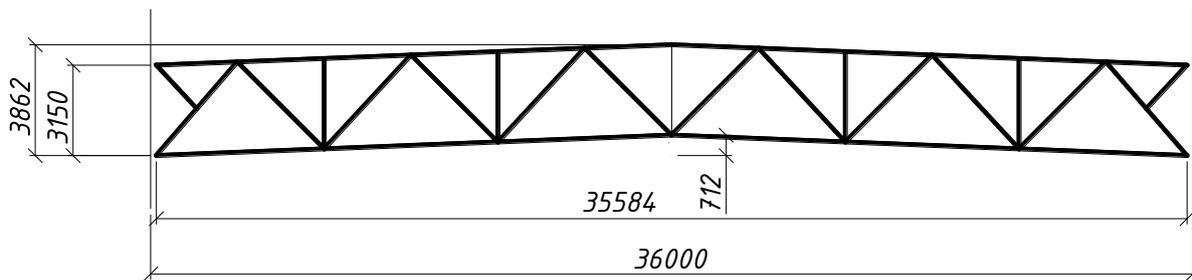


Рис. 2.5 Схема кроквяної ферми (36 м)

Розрахунковий проліт кроквяної ферми L_{ϕ} :

$$L_{\phi} = L - 2 \cdot 200 = 36000 - 2 \cdot 208 = 35584 \text{ мм.}$$

Відмітка верху покриття (без урахування ліхтаря):

$$\text{ВП} = \text{НФ} + h_{\phi} + m + i \cdot L / 2 = 17,7 + 3,150 + 0,65 + 0,04 \cdot 35,6 / 2 = 22,212 \text{ м,}$$

де $i = 0,04$ - кут нахилу в сотих одиниці.

Відмітка верху покриття ліхтаря:

$$\text{ВПФ} = (\text{ВП} - m) + h_{\phi} + m = (22,212 - 0,65) + 2,1 + 0,65 = 24,312 \text{ м.}$$

Виконання стенової огорожі передбачено з сендвіч-панелей і віконних рам. Типи і розміри панелей обумовлені режимом температурної вологості будівлі і наявністю до постачальників.

Цокольну частину приймаємо з панелей висотою 1,2 м. Перший ярус закління не повинен становити 4,8 м по висоті, навантаження від нього

передається на колони через ригелі з гнуто-зварного профілю, встановлені з кроком по висоті не перевищує 2 , 4 м. Висота двох наступних ярусів засклення становить 2,4 м. Навантаження від них передається аналогічно першому ярусу заскління.

2.2.5. Схеми зв'язків

Призначення зв'язків - забезпечити просторову жорсткість каркасу, його незмінність при монтажі та експлуатації, стійкість стиснутих елементів, вос-прийняти вітрові й кранові навантаження і передати їх на фундаменти.

Схеми зв'язків з покриття і їх перетину застосовані за типовою серією 1.460.2 10/88 (випуск 1, частини 1 і 2).

Вертикальні зв'язки між фермами утворюють разом з поперечними зв'язками по нижніх поясах ферм жорсткі зв'язеві блоки. Такі блоки проектують по кінцях температурного відсіку [14] каркаса і в місці розташування додаткової поперечної в'язевої ферми по нижніх поясах крокв'яних ферм. Решта крокв'яні ферми прикріплюють до зв'язевим блокам розпірками по осях колон, прогонами по верхніх поясах ферм і розтяжками по нижніх поясах ферм. Вертикальні в'язеві ферми, що входять в зв'язеві блоки, обов'язково ставлять між надколонніками і по осях розпірок верхніх поясів ферм.

Зв'язки по нижніх поясах ферм складаються з розтяжок, подовжніх і поперечних-них ферм (зв'язку I типу) або тільки з поперечних ферм (зв'язку другого типу).

Зв'язки I типу обов'язкові:

- В будівлях з мостовими кранами групи режиму роботи 7К-8К.
- В будівлях відміткою низу ферми більше 24 м,

- В будівлях з покрівлею по залізобетонних плитах при кранах $Q > 50$ т ($B = 6$ м) і $Q > 20$ т ($H = 12$ м),

- В будівлях з покрівлею по профільованому настилу при $Q < 10$ т (одно- і двох прогонові будівлі) і при $Q > 10$ т (при кількості прольотів більше двох).

При дії кранового навантаження (гальмування візка крана) зв'язку I типу забезпечують спільну роботу плоских поперечних рам.

В інших випадках застосовують зв'язки другого типу.

Додаткову поперечну в'язевий ферму призначають при довжині температурного відсіку більше 144 м. (120 м при розрахунковій температурі нижче -40°C) і ус-новлюють і середині температурного блоку. Поздовжні в'язеві ферми в од-но, дво- і трьох прогонових будівлях розміщують уздовж крайніх рядів колон, а при більшій кількості прольотів не рідше ніж через два прольоти (через один проліт при кранах важкого і вельми важкого режимів роботи).

Зв'язки по колонах встановлюють вище і нижче підкранових балок для спийняття навантаження від поздовжнього гальмування кранів і вітрового навантаження з торців будівлі.

2.3 Визначення навантажень на раму каркасу

Раму каркаса розраховуємо окремо на кожен з навантажень, а потім розглядаємо їх можливі поєднання і комбінації.

Постійні навантаження

До постійних навантажень відносять навантаження від покрівлі і стін, власна вага конструкцій.

Навантаження від конструкцій покриття

Склад покрівлі визначається режимом температурної вологості будівлі і прийнятої конструкцією покрівлі. У курсовому проекті температурний режим будівлі і складу покрівлі визначені завданням.

Таблиця 2.2 Навантаження від конструкцій покриття

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
2 шари наплавленого руберойду	0,15	1,3	0,195
Азбоцементний плоский лист	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр-дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач Rockwool $\rho = 200$ кг/м ³ , $t = 100$ мм	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція-поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист Р-75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
Ферми, ліхтарі, зв'язки	0,5	1,05	0,525
ВСЬОГО:	$g_n = 1,52$		$g = 1,725$

2.3.1 Снігове навантаження

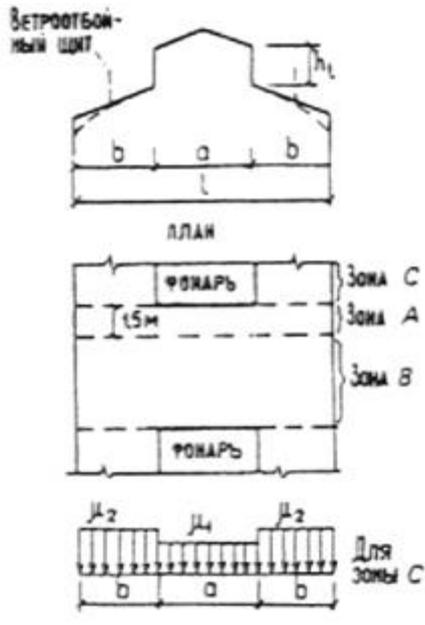
Нормативне значення снігового навантаження на 1 м² горизонтальної проекції покриття [1] обчислюють за формулою

$$S_n = S_o \cdot \mu$$

де S_o – характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної проекції будівлі для м. Кривий Ріг ($S_o = 111$ кг/м²);

Для прольоту В - С:

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покрівлю, що залежить від конфігурації. При наявності ліхтаря розрахунок ведемо відповідно [9]. Ведемо розрахунок для зони С, так як в подальшому з метою спрощення проекту до рівня «навчального» буде розрахована тільки одна ферма, яка передбачає розміщення ліхтаря:



Таким чином:

$$s_H^1 = s_o \cdot \mu_1; \quad s_H^2 = s_o \cdot \mu_2$$

$$s_H^1 = 1,11 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; \quad s_H^2 = 1,11 \cdot 1,025 = 1,025 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове значення снігового навантаження дорівнює:

$$s = s_H \cdot \gamma_f$$

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f залежить від відношення нормативного навантаження g_H до навантаження S_o . Якщо величина відношення g_H / S_o менше 0,8, то $\gamma_f = 1,6$. В інших випадках $\gamma_f = 1,4$.

$$\mu_1 = 0,8$$

Рис.2.6.Схема покриття з ліхтарем (зверху) і еюра розподілення снігового навантаження (знизу)

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{15,2} = 1,025$$

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^2 = 1,04 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \text{ значить } \gamma_f = 1,4$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,025 = 1,49 > 0,8, \text{ значить } \gamma_f = 1,4$$

Розрахункове значення снігового навантаження:

$$s_{BC}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_{BC}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,025 \cdot 1,4 = 1,435 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту В - С на колону від снігового навантаження:

$$P_{\text{снєг}}^{BC} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{BC}^2 \cdot b + s_{BC}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,435 \cdot 16 + 1,12 \cdot 4) = 302 \text{ кН}$$

Для ферми прольоту А - В (без ліхтаря) коефіцієнт $\mu = 1$, тому $s_H = s_o = 1,0$
кН/м²

$$g_H / s_H^{AB} = 1,52 / 1,0 = 1,52 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

$$s^{AB} = s_H^{AB} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту А - В на колону від снігового навантаження:

$$P_{\text{снер}}^{AB} = \frac{B}{2} \cdot s^{AB} \cdot L = \frac{12}{2} \cdot 1,4 \cdot 36 = 302 \text{ кН}$$

Для ферми прольоту С - D

$$\mu_1 = 0,8; \quad \mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{13} = 1,03,$$

Таким чином :

$$s_H^1 = s_o \cdot \mu_1; \quad s_H^2 = s_o \cdot \mu_2$$

$$s_H^1 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; \quad s_H^2 = 1,0 \cdot 1,03 = 1,03 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^2 = 1,04 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,03 = 1,47 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

Розрахункове значення снігового навантаження

$$s_{BC}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_{BC}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,03 \cdot 1,4 = 1,44 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту С - D на колону від снігового навантаження:

$$P_{\text{снер}}^{BC} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{CD}^2 \cdot b + s_{CD}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,44 \cdot 13 + 1,12 \cdot 4) = 252 \text{ кН}$$

2.3.2. Вітрове навантаження на раму

Обчислення вітрових навантажень виконуємо відповідно до [9].

З метою спрощення розрахунків вітрового навантаження на покриття не проводиться. Нормативні значення вітрового навантаження на стенове огороження з надвітреного (w_e^z) і підвітреного (w_{en}^z) боку на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулами:

$$w_e^z = w_0 \cdot k_z \cdot c_e,$$

$$w_{en}^z = w_0 \cdot k_z \cdot c_{en}$$

де w_0 - нормативне значення вітрового тиску, яке визначається в залежності від вітрового району за додатком Е ($w_0 = 440$ Па для м. Кривий Ріг).

k_z - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті і приймається за табл. 4 додатки для типів місцевості А, В, С; Для типу місцевості «А» коефіцієнти k_z рівні:

$$z \leq 5 \text{ м} \quad k_5 = 0,75$$

$$z = 10 \text{ м} \quad k_{10} = 1,0$$

$$z = 20 \text{ м} \quad k_{20} = 1,25$$

$$z = 40 \text{ м} \quad k_{40} = 1,5$$

c_e та c_{en} - аеродинамічні коефіцієнти, відповідно з навітряного і підвітряного боку, прийняті за додатком 4. $c_e = +0,8$; $c_{en} = -0,44$

c_e и c_{en} - аеродинамічні коефіцієнти, відповідно з навітряного и підвітряного боку. Визначаємо нормативні значення вітрового навантаження з навітряного і підвітряного боку на різній висоті над поверхнею землі:

$z \leq 5 \text{ м}$	$w_e^5 = 230 \cdot 0,75 \cdot 0,8 = 138 \text{ Н/м}^2$
	$w_{en}^5 = -230 \cdot 0,75 \cdot 0,44 = -75,9 \text{ Н/м}^2$
$z = 10 \text{ м}$	$w_e^{10} = 230 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 184 \text{ Н/м}^2$
	$w_{en}^{10} = -230 \cdot 1,0 \cdot 0,44 = -101,2 \text{ Н/м}^2$
$z = 20 \text{ м}$	$w_e^{20} = 230 \cdot 1,25 \cdot 0,8 = 230 \text{ Н/м}^2$
	$w_{en}^{20} = -230 \cdot 1,25 \cdot 0,44 = -126,5 \text{ Н/м}^2$
$z = 40 \text{ м}$	$w_e^{40} = 230 \cdot 1,5 \cdot 0,8 = 276 \text{ Н/м}^2$
	$w_{en}^{40} = -230 \cdot 1,5 \cdot 0,44 = -151,8 \text{ Н/м}^2$

Обчислимо значення розрахункової вітрового навантаження з навітряного і підвітряного боку на розрахункову вертикальну смугу стіни шириною дорівнює половині кроку колон $B / 2 = 6 \text{ м}$:

$$p_{we}^z = \gamma_f \cdot w_e^z \cdot B;$$

$$p_{wen}^z = \gamma_f \cdot w_{en}^z \cdot B,$$

де $\gamma_f = 1,4$ - коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$p_{we}^5 = 1,4 \cdot 138 \cdot 6 = 1159,2 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^5 = -1,4 \cdot 75,9 \cdot 6 = -637,56 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{10} = 1,4 \cdot 184 \cdot 6 = 1545,6 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^{10} = -1,4 \cdot 101,2 \cdot 6 = -850,08 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{20} = 1,4 \cdot 230 \cdot 6 = 1932 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^{20} = -1,4 \cdot 126,5 \cdot 6 = -1062,6 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{40} = 1,4 \cdot 276 \cdot 6 = 2318,4 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^{40} = -1,4 \cdot 151,8 \cdot 6 = -1275,12 \text{ Н/м};$$

Вітрове навантаження, яке діє на бічний фасад, сприймається колонами каркаса. При розрахунку рами навантаження з огорожувальних

конструкцій, розташованих вище позначки верху колони $ВК = 17,55$ м, замінюють на зосереджене вітрове навантаження W , навантаження з огорожувальних конструкцій, розташованих нижче за відмітку $ВК$, передають на колони у вигляді рівномірно розподілених навантажень по висотних ділянках від 0 да 5 м, від 5 до 10 м і т.д. (див. рисунок 2.7.). На рис. 2.7 середні значення вітрового тиску пораховані графічним методом і виділені підкресленням.

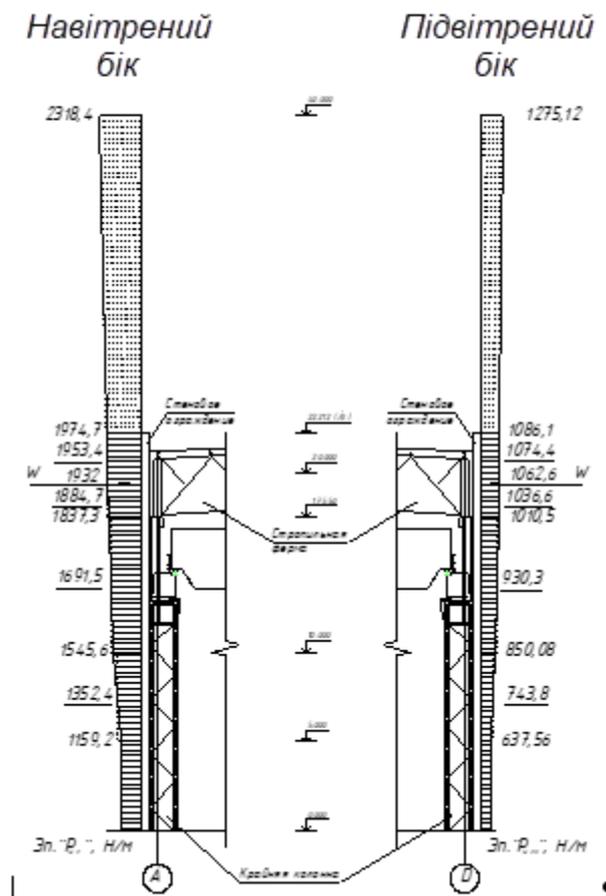


Рис.2.7.Схема розбиття будівлі по висоті на розрахункові ділянки для визначення вітрового навантаження

Таблиця 2.3. Середні значення вітрового тиску по висотних ділянках стін

Ділянка по висоті будівлі, z	Передній вітроий тиск на розрахункову смугу, Н/м	
	Навітряний бік, Н/м ²	Завітряний бік, Н/м ²
0 – 5 м	1159,2	637,6
5 – 10 м	1352,4	743,8
10 – 17,55 м	1619,5	930,3

Для розрахунку рами наведені в цій таблиці значення слід вводити в програму «Ліра-САПР», як розподілене навантаження.

Зосереджене навантаження W збираємо з навітряного і підвітряного сторін (моментів, створюваним їй нехтуємо, використовуючи тільки її горизонтальну складову). Як видно з рис. 2.7, на вантажне поле W (площа стіни вище позначки верху колони ВК) припадають 2 висотних ділянки, тому:

- для навітряного боку (див. рис. 2.7):

$$W_1 = (20 - ВК) \cdot 1884,7 = (20 - 17,55) \cdot 1884,7 = 4617,5 \text{ Н} = 4,62 \text{ кН}$$

$$W_2 = (ВП - 20) \cdot 1943,7 = (22,212 - 20) \cdot 1953,4 = 4320,9 \text{ Н} = 4,32 \text{ кН}$$

$$W = W_1 + W_2 = 4,62 + 4,32 = 8,94 \text{ кН.}$$

- для підвітряного боку:

$$W_1 = (20 - ВК) \cdot 1036,6 = (20 - 17,55) \cdot 1036,6 = 2539,7 \text{ Н} = 2,54 \text{ кН}$$

$$W_2 = (ВП - 20) \cdot 1074,4 = (22,212 - 20) \cdot 1074,4 = 2293 \text{ Н} = 2,29 \text{ кН}$$

$$W = W_1 + W_2 = 2,54 + 2,29 = 4,83 \text{ кН.}$$

2.3.3. Кранові навантаження

На раму каркасу впливають вертикальні і горизонтальні кранові навантаження (рис.8). При врахуванні одного крана навантаження від нього приймають в повному розмірі. При врахуванні двох кранів навантаження від них знижують множенням на коефіцієнти сполучень кранових навантажень

$\psi_k = 0,85$ ($\psi_k = 0,95$ для кранів важкого і дуже важкого режимів роботи), при врахуванні чотирьох кранів коефіцієнти приймають відповідно $\psi_k = 0,7$ ($\psi_k = 0,8$). Горизонтальні навантаження визначають від одного або від двох кранів в одному прольоті в одному створі.

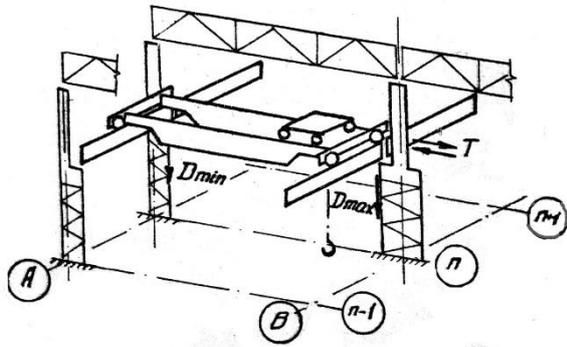


Рис.2.8. Схема навантаження рами крановим навантаженням

Найбільше D_{max} найменше D_{min} і горизонтальне $F_{гор}$ тиску кранового навантаження на колону визначають по лініях впливу опорних реакцій колон при одній і тій же установці котків.

Тиск на колону середнього ряду В осі **n** (рис.2.8) визначають по лінії впливу реакції опори **n**, навантаженої одним краном більшої вантажопідйомності або двома кранами. Критичний вантаж (зачемнений на рис.) знаходимо за допомогою відомого в будівельній механіці графічного побудови. Обчислюємо значення максимального D_{max} , мінімального D_{min} і горизонтального $F_{гор}$ тисків на колони з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$. При розрахунку колон заздалегідь важко встановити, що більш невигідно - навантажування одним краном з $\psi_k = 1,0$, або двома кранами з $\psi_k = 0,85$ (0,95), або чотирма кранами з $\psi_k = 0,7$ (0,8). Це вимагає або розрахунку рами на всі можливі навантаження кранами або попереднього аналізу навантажень.

Розглянемо навантаження на колони прольоту А - В від кранів Зазначеного прольоту (створу), вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі **n** діють:

1 кран:

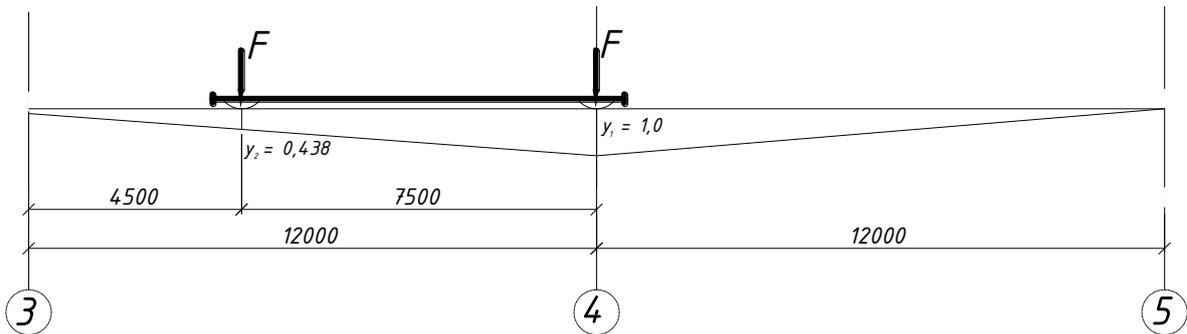


Рис.2.9. Навантаження колони типовий (для розрахункової рами) осі одним краном

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень ψ_k тут не врахований, так як розглядається навантаження від одного крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 293 = 464 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 95 = 150 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 10,3 = 16 \text{ кН}$$

2 крани:

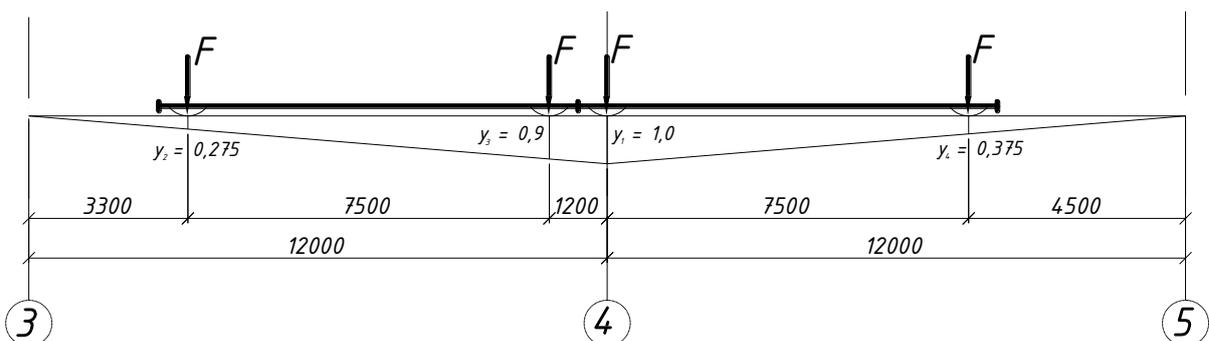


Рис.2.10. Навантаження колони типовий (для розрахункової рами) осі двома кранами

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень для даного випадку - врахування навантаження від двох кранів тяжко режиму роботи - дорівнює $\psi_k = 0,95$.

Розглянемо навантаження на колони прольоту В- С від крана зазначеного прольоту, вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі n діє один кран:

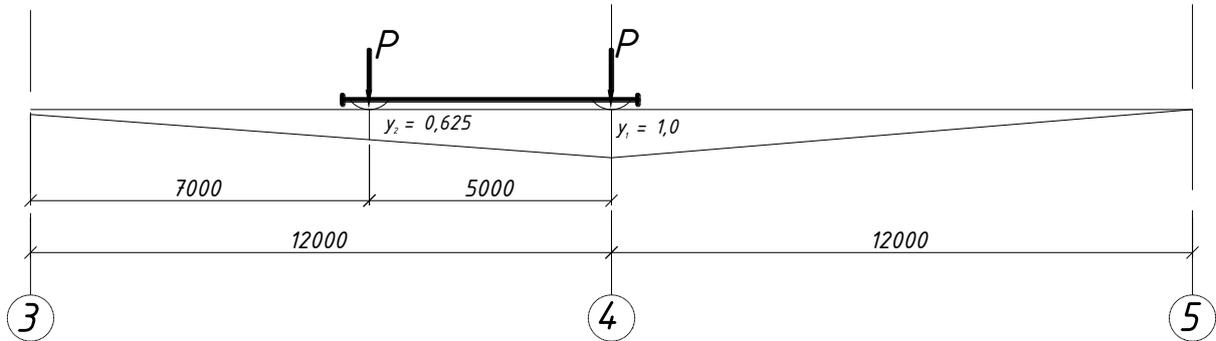


Рис.2.11. Навантаження колони типовий (для розрахункової рами) осі одним краном

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень ψ_k тут не врахований, так як розглядається навантаження від одного крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 213 = 381 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 90 = 161 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 7 = 13 \text{ кН}$$

Розглянемо навантаження на колони прольоту С-Д від крана зазначеного прольоту, вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі n діє один кран:

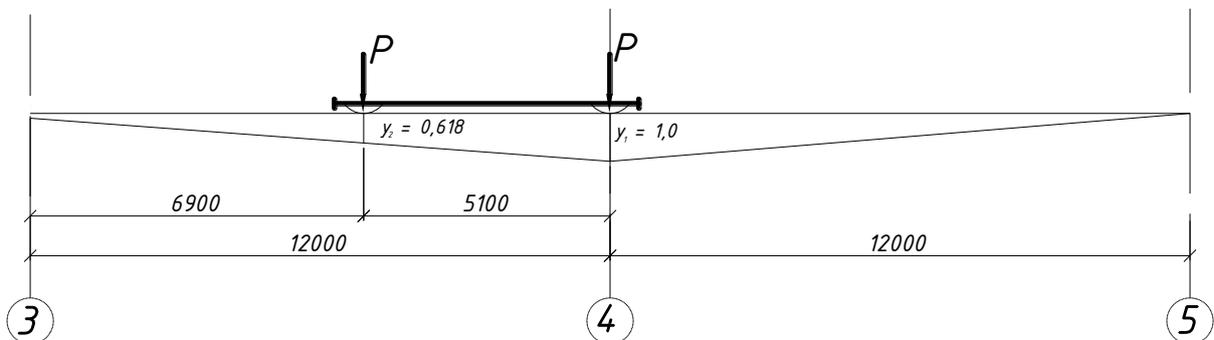


Рис.2.12 Завантаження колони типової (для розрахункової рами) осі одним краном

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень не тут не врахований, так як розглядається навантаження від одного крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D'_{\max} = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 265 = 472 \text{ кН};$$

$$D'_{\min} = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 81 = 144 \text{ кН};$$

$$F'_{\text{гор}} = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 10 = 18 \text{ кН}$$

2.4. Статичний розрахунок рами каркаса

2.4.1. Розрахункова схема рами

Розрахунок рами виконується за допомогою програми Ліра 9.6, тому розрахункову схему рами komponуємо з оптимізацією щодо нюансів відмінності комп'ютерного розрахунку від ручного.

При komponуванні каркаса розроблена конструктивна схема рами, тобто визначені габаритні розміри елементів рами, типи окремих стрижнів рами (суцільні або гратчасті) і обраний спосіб вузлових сполучень.

Розрахункову схему рами встановлюють за конструктивною схемою. У розрахунковій схемі викреслюють схематичний креслення по геометричним осям стержнів. За геометричну вісь елемента зазвичай приймають лінію, що проходить через центри тяжкості його перетинів. При шарнірних сполученнях, ригелів (стропильних ферм) з колонами за геометричну вісь ригеля припадають лінію, що сполучає верхні кінці колон. Защемлення колон у фундаменті вважають жорстким.

Вертикальні навантаження прикладені з ексцентриситетами по відношенню до геометричних осей колон, тому ці навантаження задаємо в програмному пакеті з допомогою жорстких вставок.

2.4 Статичний розрахунок рами.

Розрахунок рами проведений в програмі Ліра-САПР 2024 Наведені схеми рами з епюрами M і N значення на цих епюрах не наводяться з метою зменшення масштабу схем.

2.4.1 . Схеми завантажень рами

Завантаження, введені для розрахунку в програмному пакеті наступні:

Завантаження 1. Постійне навантаження:

- 1) від власної ваги покриття (наводимо до розрахункової зосередженого навантаження на колони):

$$P_{\text{покp}}^A = \frac{g \cdot B \cdot L_1}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} = 373 \text{ кН},$$

$$P_{\text{покp}}^B = \frac{g \cdot B \cdot L_1}{2} + \frac{g \cdot B \cdot L_2}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} + \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} = 745 \text{ кН},$$

$$P_{\text{покp}}^C = \frac{g \cdot B \cdot L_2}{2} + \frac{g \cdot B \cdot L_3}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} + \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 30}{2} = 683 \text{ кН},$$

$$P_{\text{покp}}^D = \frac{g \cdot B \cdot L_3}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 30}{2} = 311 \text{ кН},$$

- 2) від власної ваги підкранової балки і рейок.

Попередньо задамося двутаврами 60Б1 по ГОСТ 26020-83 масою $m_{\text{пб}} = 81$ кг / м.

$$P_{\text{пб}} = B \cdot m_{\text{пб}} \cdot g = 12 \cdot 81 \cdot 9,81 = 9,54 \text{ кН};$$

Але оскільки дане навантаження прикладене не по центру перетину колони, то задаємо ще й додатковий момент:

$$M = P_{\text{пб}} \cdot e_1,$$

де $e_1 = 1$ м - ексцентриситет прикладання навантажень для всіх колон розрахункової рами.

$$M = 9,54 \cdot 1 = 9,54 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

але моменти на середніх колонах можна не ставити, тому що вони гасять один одного.

- 3) від власної ваги колон;

- 4) від власної ваги стінового огороження (сендвіч-панелі):

$$q_{\text{стен}} = q_{\text{лист}} \cdot 2 + q_{\text{утепл}} = 0,205 \cdot 2 + 0,179 = 0,6 \text{ кН/м}^2$$

Приводимо дане навантаження до зосередженого і прикладеного в наступних точках (момент, що утворює дане навантаження не враховує через його невелике значення):

- Точка на колоні симетрична точці обпирання підкранової балки відносно осі колони:

$$P_{\text{стен}}^1 = \text{ПК} \cdot \text{В} \cdot q_{\text{стен}} = 12,5 \cdot 12 \cdot 0,6 = 90 \text{ кН}$$

- До верху верхньої частині колони:

$$P_{\text{стен}}^2 = h_{\text{в}} \cdot \text{В} \cdot q_{\text{стен}} = 5,05 \cdot 12 \cdot 0,6 = 36,4 \text{ кН}$$

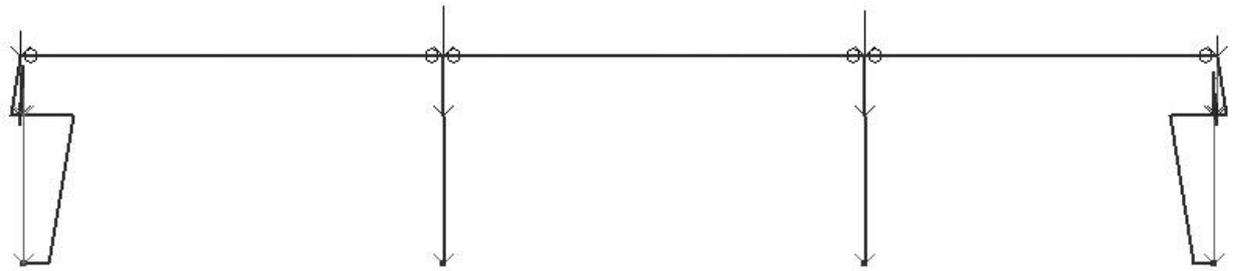


Рис.2.13. Епюри моментів для завантаження 1

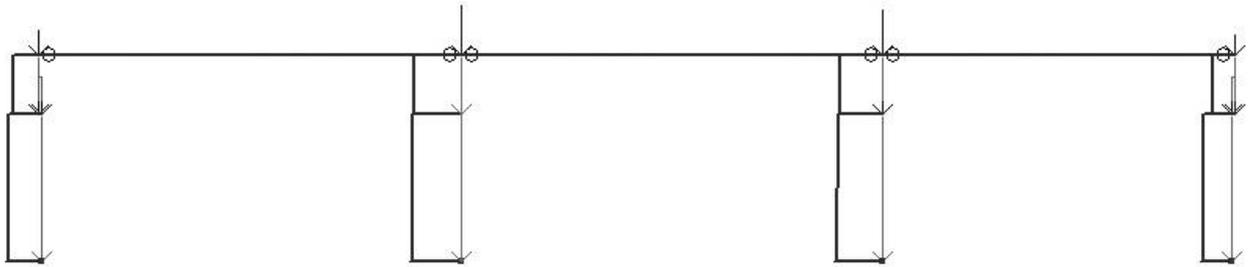


Рис.2.14. Епюри поздовжніх зусиль Q для завантаження 1

Завантаження 2. Снігове навантаження

Здається розподіленої по ділянках ліхтаря і покриття по фермам

Снігове навантаження прикладену до ліхтаря вважаємо сніговим навантаженням, яка додається до ферми на відповідній ділянці.

Наводимо снігове навантаження до зосередженої на колоні (див. П. 4.2.2.):

$$P_{\text{снєг}}^A = P_{\text{снєг}}^{AB} = 302 \text{ кН},$$

$$P_{\text{снєг}}^B = P_{\text{снєг}}^{AB} + P_{\text{снєг}}^{BC} = 302 + 302 = 604 \text{ кН},$$

$$P_{\text{снєг}}^C = P_{\text{снєг}}^{BC} + P_{\text{снєг}}^{CD} = 302 + 252 = 554 \text{ кН},$$

$$P_{\text{снєг}}^D = P_{\text{снєг}}^{CD} = 252 \text{ кН},$$

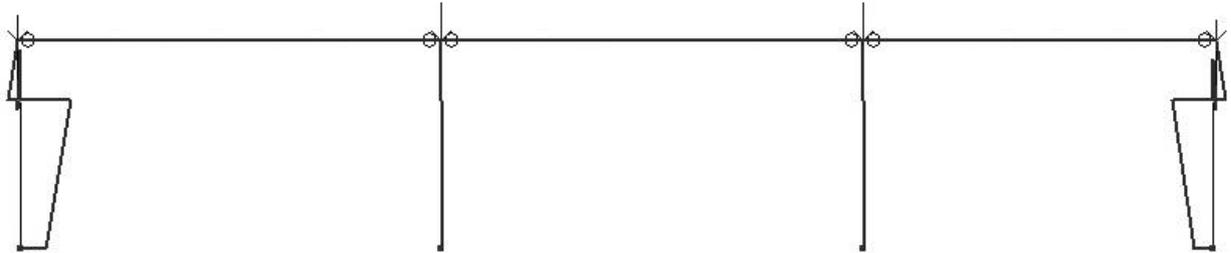


Рис.2.15 Епюри моментів для завантаження 2

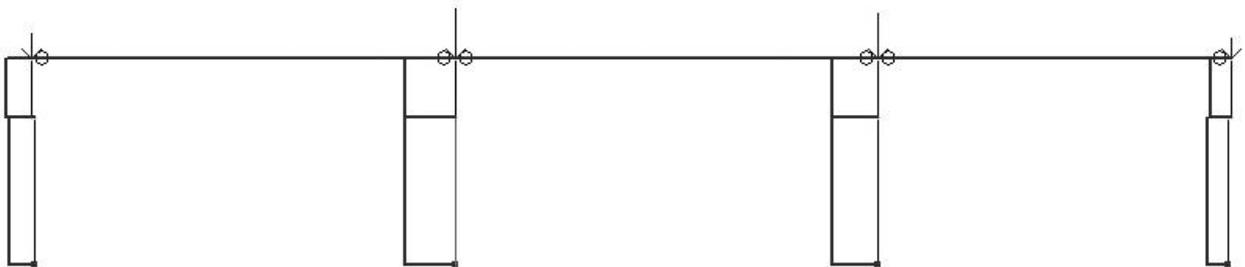


Рис2.16 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 2

Завантаження 3. Вертикальне кранове навантаження в прольоті А-В

(Максимальне навантаження на колону А)

1) вертикальне:

$$D_{\text{max}} = 781 \text{ кН}; D_{\text{min}} = 253 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\text{min}} = - D_{\text{min}} \cdot e_1 = - 253 \cdot 1 = - 253 \text{ кН м};$$

$$M_{\text{max}} = D_{\text{max}} \cdot e_2 = 781 \cdot 0,75 = 586 \text{ кН м}.$$

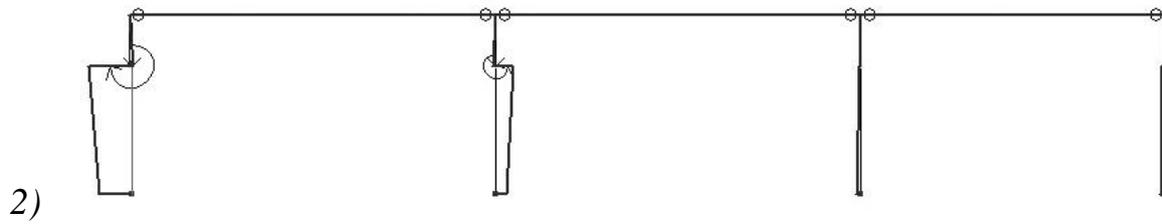


Рис.2.17. Епюри моментів для завантаження 3

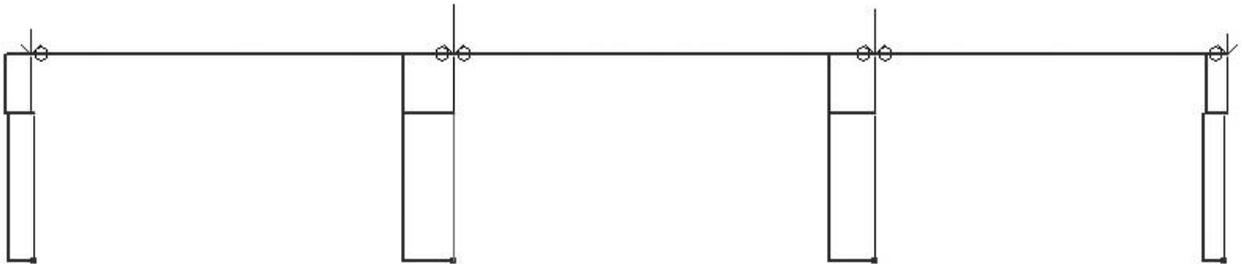


Рис.2.18 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 3

Завантаження 4. Вертикальне кранове навантаження в прольоті А - В
(Максимальне навантаження на колону В)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 781 \text{ кН}; D_{\min} = 253 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 253 \cdot 0,75 = 189 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = - D_{\max} \cdot e_2 = - 781 \cdot 1 = - 781 \text{ кН м}.$$

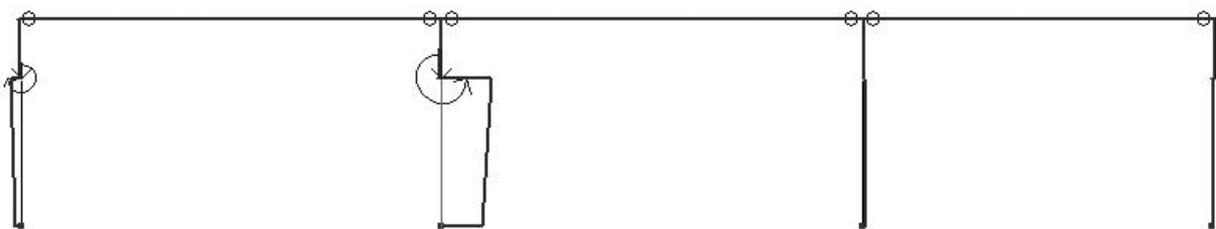


Рис.2.19. Епюри моментів для завантаження 4



Рис.2.20. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 4

Завантаження 5. Вертикальне кранове навантаження в прольоті В – С

(Максимальне навантаження на колону В)

- 1) вертикальні: $D_{max} = 381$ кН; $D_{min} = 161$ кН;
- 2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{min} = - D_{min} \cdot e_1 = - 161 \cdot 1 = - 161 \text{ кН м};$$

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_1 = 381 \cdot 1 = 381 \text{ кН м}.$$



Рис.2.21. Епюри моментів для завантаження 5

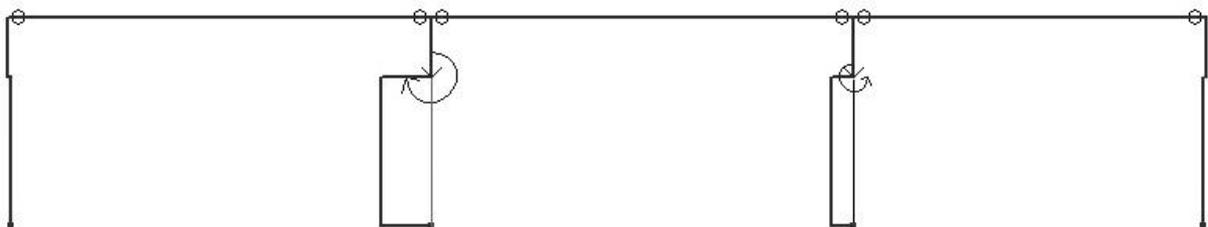


Рис.2.22 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 5

Завантаження 6. Вертикальне кранове навантаження в прольоті В – С
(Максимальне навантаження на колонну С)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 381 \text{ кН}; D_{\min} = 161 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 161 \cdot 1 = 161 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = - D_{\max} \cdot e_1 = - 381 \cdot 1 = - 381 \text{ кН м}$$



Рис.2.23 Епюри моментів для завантаження 6



Рис.2.24 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 6

Завантаження 7. Вертикальне кранове навантаження в прольоті С – D
(Максимальне навантаження на колонну С)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 472 \text{ кН}; \quad D_{\min} = 144 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = - D_{\min} \cdot e_2 = - 144 \cdot 0,75 = - 108 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_1 = 472 \cdot 1 = 472 \text{ кН м}.$$



Рис.2.25. Епюри моментів для завантаження 7

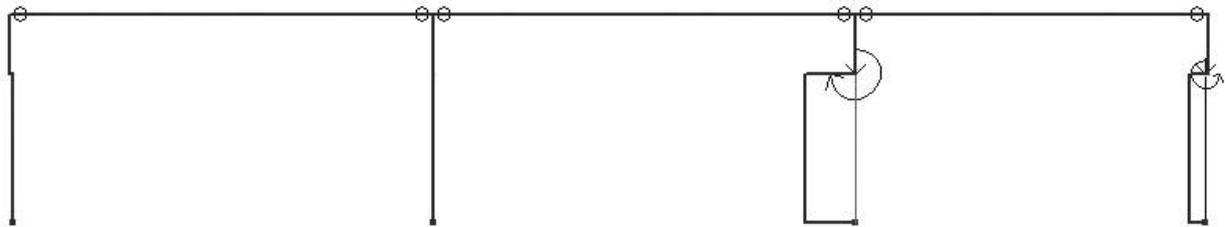


Рис.2.26. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 7

Завантаження 8. Вертикальне кранове навантаження в прольоті С - D
(Максимальне навантаження на колону D)

1) вертикальне:

$$D_{\max} = 472 \text{ кН}; D_{\min} = 144 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 144 \cdot 1 = 144 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = - D_{\max} \cdot e_2 = - 472 \cdot 0,75 = - 354 \text{ кН м}.$$



Рис.2.27. Епюри моментів для завантаження 8



Рис.2.28. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 8

Горизонтальні навантаження спрямовані зліва направо приймаємо додатніми, а справа наліво – від'ємними .

Завантаження 9. Горизонтальна навантаження в прольоті А – В.

(Зусилля на колону А). $T = -27$ кН



Рис.2.29. Епюри моментів для завантаження 9



Рис.2.30 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 9.

Завантаження 10. Горизонтальна навантаження в прольоті А - В

(Зусилля на колону В) $T = 27$ кН



Рис.2.31 Епюри моментів для завантаження 10

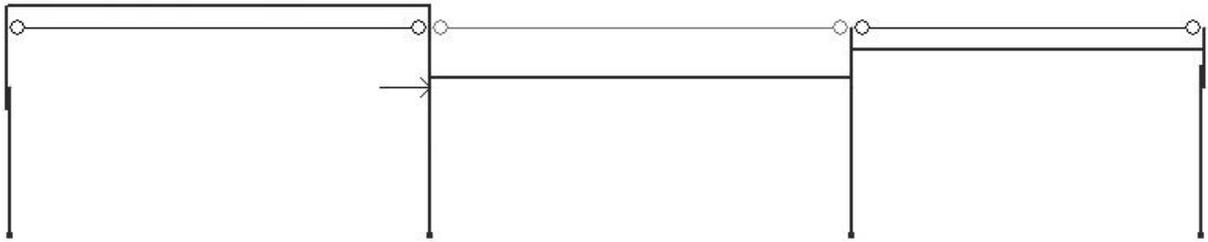


Рис.2.32 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 10

Завантаження 11. Горизонтальна навантаження в прольоті В – С

(Зусилля на колону В) $T = -13 \text{ кН}$



Рис.2.33. Епюри моментів для завантаження 11

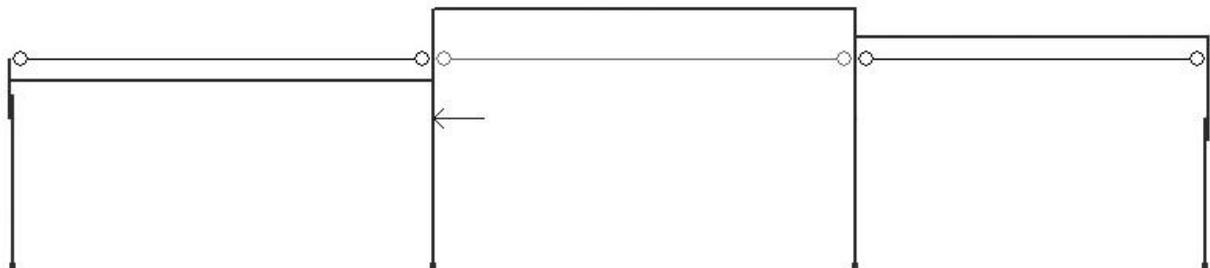


Рис.2.34. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 11

Завантаження 12. Горизонтальна навантаження в прольоті В – С

(Зусилля на колону С) $T = 13 \text{ кН}$



Рис.2.35. Епюри моментів для завантаження 12



Рис.2.36. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 12

Завантаження 13. Горизонтальна навантаження в прольоті С – D

(Зусилля на колону С) $T = -18 \text{ кН}$



Рис.2.37 Епюри моментів для завантаження 13

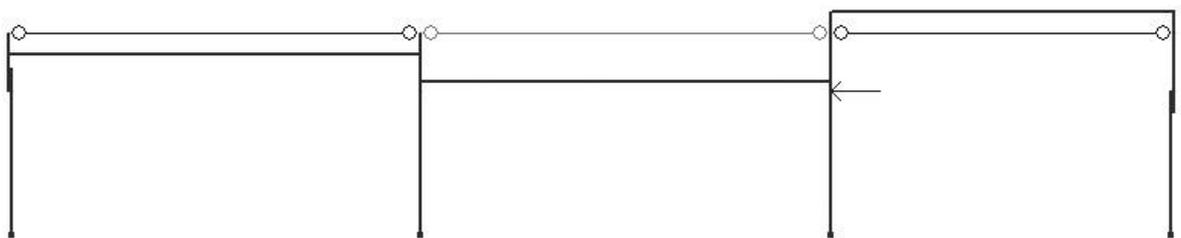


Рис.2.38 . Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 13

Завантаження 14. Горизонтальне навантаження в прольоті С – D

(Зусилля на колону D) $T = 18 \text{ кН}$



Рис.2.39. Епюри моментів для завантаження 14

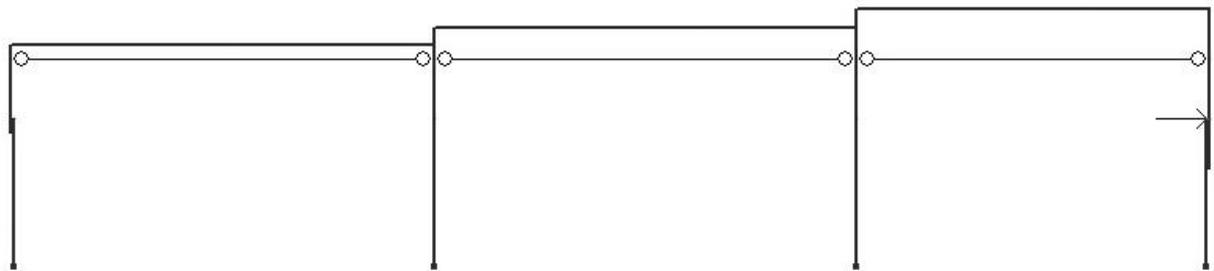


Рис.2.40. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 14

Завантаження 15. Вітрове навантаження (вітер зліва)

- 1) активне (розподілене по висотних ділянках, горизонтальне зосереджене на ферму);
- 2) пасивне (розподілене по висотних ділянках, горизонтальне зосереджене на ферму);



Рис.2.41 Епюри моментів для завантаження 15



Рис.2.42. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 15

Завантаження 16. Вітрове навантаження (вітер праворуч)

- 1) активне (розподілене по висотних ділянках, горизонтальне зосереджене на ферму);
- 2) пасивне (розподілене по висотних ділянках, горизонтальне зосереджене на ферму);



Рис.2.43. Епюри моментів для завантаження 16



Рис.2.44 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження

2.5. Розрахунок середньої колони ряду В.

2.5.1. Розрахункові зусилля і поєднання.

Всі розрахункові дані наведені в таблиці 2.4. Для розрахунку решітки нижній частині колони потрібно знайти найбільшу поперечну силу.

Таблиця 2.4 Значення поперечної сили Q колони середнього ряду В при різних завантаженні

Завантаження															
1	2	3	4	9	10	5	6	11	12	7	8	13	14	15	16
0.16	0.12	-6.00	-9.32	1.15	-22.16	4.70	3.30	10.67	-0.41	-1.37	1.38	0.57	-0.76	-2.16	2.16

Розглядаємо комбінацію при такому поєднанні навантажень.

$$Q^+_{\max} = (1) + ((2) + (5) + (11) + (8) + (16)) \cdot n_c = 19,18 \text{ кН};$$

$$Q^-_{\max} = (1) + ((2) + ((4) + (10)/0,95) + (7) + (15)) = -36,4 \text{ кН}.$$

2.5.2. Компонування колони.

Вибір висоти траверси:

$$h_{\text{тр}} = (0,5 \dots 0,6) \cdot b_n = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ м}.$$

Розрахункова висота нижньої частини колони (поза траверси):

$$h_n' = h_n - h_{\text{тр}} = 12,65 - 1 = 11,65 \text{ м}.$$

Висота панелі:

$$d = \frac{h_n}{n} = \frac{11,65}{12} = 0,97 \text{ м}$$

Довжина розкосу в панелі:

$$l_p = \sqrt{(b_n)^2 + (d)^2} = \sqrt{2^2 + 0,97^2} = 2,22 \text{ м}$$

2.5.3. Визначення розрахункових довжин колон.

Колони входять до складу каркаса будівлі, що має просторову структуру. Розглядаємо колону середнього ряду В. Вгорі колона закріплена фермами і зв'язками між фермами, внизу - в фундаменті, в рівні підкранової консолі - уздовж прольоту підкрановими балками. Елементи колони можуть втрачати стійкість в площині колони (рами) і з площини. Гілки нижньої

частини колони в площині колони закріплені шарнірно в вузлах решітки, з площини гілки, в рівні підкранової консолі і в фундаменті - також шарнірно; розкоси решітки закріплені шарнірно по кінцях. При перевірці стійкості верхньої частини колони в площині її вважають нерухомо шарнірно закріпленою вгорі і пружно закріпленою в нижній частині колони, з площини - шарнірно закріпленою вгорі і в підкранової консолі. При перевірці загальної стійкості колони в її площині вважають, що верх колони закріплений шарнірно-нерухомо, а низ - жорстко. Розміри колони : $l_1 = h_n = 12,65$ м; $l_2 = h_b = 5,05$ м; $b_n = 2$ м; $b_b = 0,71$ м.

Максимальні зусилля: $F_1 = 1918,51$ кН; $F_2 = 1292,8$ кН.

Можливість обчислення коефіцієнтів розрахункових довжин:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5,05}{12,65} = 0,4; \quad \frac{F_2}{F_1} = \frac{1918,51}{1292,8} = 1,48;$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{1}{6,2} = 0,16 \Rightarrow \mu_{11} = 1,656; \quad \mu_{12} = 0,82 \text{ (за таблицею [15]).}$$

Таблиця 2.5.

№ з/п	Елементи колони	Розрахункова довжина, м
Нижня частина колони		
1	Гілка в площині колони	$l_{ef,x} = l_1 \cdot \mu_{11} = 12,65 \cdot 1,656 = 20,95$
2	Гілка з площини колони	$l_{ef,y} = l_1 = 12,65$
Верхня частина колони		
3	У площині колони	$l_{ef,x} = l_2 \cdot \mu_{12} = 5,05 \cdot 0,82 = 4,14$
4	З площині колони	$l_{ef,y} = h_b - h_{п6} = 5,05 - 1,0 = 4,05$

Розрахункова довжина гілки в площині рами:

$$L_b = 2 \cdot d = 2 \cdot 0,97 = 1,94 \text{ м. 4.6.4.}$$

Підбір перерізу і перевірка елементів колони. Колони відносять до третьої групи конструкцій, прийнята сталь С235 за ГОСТ 27772-88, розрахунковий опір прокату товщиною $t = 2..20$ мм $R_y = 230$ МПа. 4.6.4.1.

2.5.4 Підбір перерізу підкранової частини колони.

Колона по осі В не симетрична, тому підбираємо її на максимальне зусилля в залежності від знака: 1. а)

$$N_{\text{прав}} = \frac{N_{\text{max}}}{2} + \frac{M_c^+}{b'_H} = \frac{1594,51}{2} + \frac{229,01}{2} = 911,76 \text{ кН},$$

$$\text{б) } N_{\text{лев}} = \frac{N_{\text{max}}}{2} + \frac{M_c^-}{b'_H} = \frac{1918,51}{2} + \frac{488,98}{2} = 1203,75 \text{ кН};$$

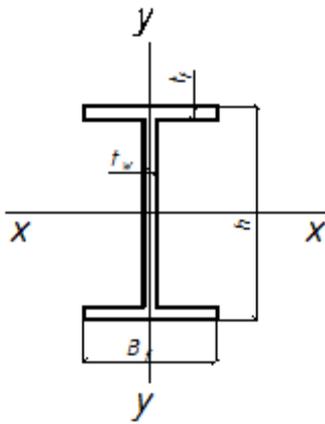


Рис.2.45 Поперечний переріз колони

$$2. \text{ а) } N_{\text{прав}}^{M^+} = \frac{M_{\text{max}}^+}{b'_H} + \frac{N_c}{2} = \frac{540,76}{2} + \frac{1594,51}{2} = 1067,635 \text{ кН},$$

$$\text{б) } N_{\text{лев}}^{M^-} = \frac{M_{\text{max}}^-}{b'_H} + \frac{N_c}{2} = \frac{564,54}{2} + \frac{1918,51}{2} = 1241,53 \text{ кН},$$

$$N_{\text{ветви}} = \max(N_{\text{лев}}; N_{\text{прав}}; N_{\text{лев}}^{M^-}; N_{\text{прав}}^{M^+}) = N_{\text{лев}}^{M^-} = 1241,53 \text{ кН};$$

Знаходимо необхідну площу перерізу гілки, задавшись $\varphi = 0,8$:

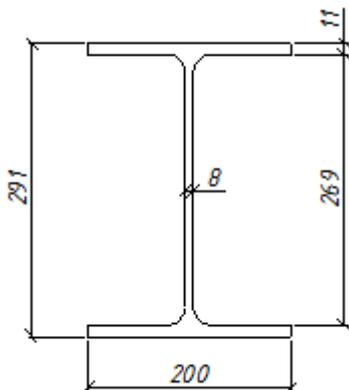


Рис. 2.46 Схема перетину двотавру 30Ш1

Приймаємо по сортаменту (ГОСТ

26020-83) двотавр 30Ш1 з наступними

характеристиками:

$$A = 68,31 \text{ см}^2; i_x = 12,32 \text{ см}; i_y = 4,64 \text{ см}; B_f = 20 \text{ см}; t_w = 0,8 \text{ см}; t_f = 1,1 \text{ см}; I_y = 1470 \text{ см}^4, h = 29,1 \text{ см}$$

Перевірити гнучкість гілки:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{efx}}}{i_x} < \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 120; \quad \lambda_y = \frac{L_B}{i_y} < \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 120$$

$$\lambda_x = \frac{12,65}{0,1232} = 102,68 < 120; \quad \lambda_y = \frac{1,94}{0,0464} = 41,81 < 120$$

Визначимо φ_{\min} для центрально стиснутого елемента: $\varphi_{\min} = 0,845$

Тоді зусилля в гілці дорівнюватиме: $\sigma = \frac{N_B}{A \cdot \varphi_{\min}} < R_y \cdot \gamma_c$

$$\sigma = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{68,31 \cdot 10^{-4} \cdot 0,845} = 215,09 \text{ МПа} < 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

2.5.5. Розрахунок сполучної решітки

Грати колони підбираємо на Q_{\max} . Умовна поперечна сила:

$$Q_{\text{fic}} = 7,15 \cdot (10^6) \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{F_1}{\varphi}$$

де $i_x = \sqrt{\frac{I_x^{\text{кол}}}{A_{\text{кол}}}}$, де $I_x^{\text{кол}} = 2 \cdot I_{x1} + I_{x2}$,

$$A_{\text{ветви}} = A_2 + 2 \cdot A_1,$$

$$A_1 = B_f \cdot t_f = 0,20 \cdot 0,011 = 0,0022 \text{ м}^2 = 22 \text{ см}^2$$

$$A_2 = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (0,291 - 2 \cdot 0,011) \cdot 0,008 = 0,00215 \text{ м}^2 = 21,5 \text{ см}^2$$

$$I_{x1} = A_1 \cdot y^2 = A_1 \cdot \left(\frac{t_f + (h - 2 \cdot t_f)}{2} \right)^2 = 0,0022 \cdot \left(\frac{0,011 + (0,291 - 2 \cdot 0,011)}{2} \right)^2 = 4312 \text{ см}^4,$$

$$I_{x2} = \frac{t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} = \frac{0,008 \cdot (0,291 - 2 \cdot 0,011)^3}{12} = 1297,67 \text{ см}^4$$

$$A_{\text{ветви}} = 21,5 + 2 \cdot 22 = 65,5 \text{ см}^2$$

$$I_x^{\text{кол}} = 2 \cdot 4312 + 1297,67 = 9921,67 \text{ см}^4$$

Радіус інерції перерізу гілки колони: $i_x = \sqrt{\frac{9921,67 \cdot (10^{-8})}{65,5 \cdot (10^{-4})}} = 0,123 \text{ м}$

Гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{20,95}{0,123} = 170,33, \text{ звідси } \varphi = 0,227$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^6 \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{F_1}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^6 \cdot \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^{11}}{230 \cdot 10^6} \right) \cdot \frac{1918,51 \cdot (10^3)}{0,227} \cdot (10^{-3}) =$$
$$= 86,68 \text{ кН}$$

Оскільки умовна сила менше діючої сили $Q_{\max} = -36,4 \text{ кН}$, оскільки умовна сила менше діючої сили $Q_{\text{расч}} = 86,68 \text{ кН}$.

Знаходимо кут α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{b_n} = \frac{0,97}{2} = 0,485 \Rightarrow \alpha = 26^\circ$$

$$\text{Зусилля в розкосі: } D = \frac{Q_{\text{расч}}}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{86,68}{2 \cdot 0,899} = 48,21 \text{ кН}$$

Необхідна площа перерізу розкосу при $\varphi = 0,4$:

$$A_{\text{треб}} = \frac{D}{R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c} = \frac{48,21 \cdot (10^3)}{230 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot (10^6)} \cdot (10^4) = 5,24 \text{ см}^2,$$

Приймаємо по сортаменту куточок 50х6:

$$A = 5,69 \text{ см}^2; \quad i_{x0} = 1,91 \text{ см}; \quad i_{y0} = 0,98 \text{ см}.$$

$$\text{Перевірити стійкість: } \lambda_d = \frac{l_p}{i_{y0}} = \frac{1,94}{0,98 \cdot (10^{-2})} = 198 > [\lambda] = 150$$

Умова не виконується, тому збільшуємо площу перетину раскоса.

Приймаємо по сортаменту куточок 70х5:

$$A = 6,86 \text{ см}^2; \quad i_{x0} = 2,72 \text{ см}; \quad i_{y0} = 1,39 \text{ см}$$

$$\text{Перевірити стійкість: } \lambda_d = \frac{l_p}{i_{y0}} = \frac{1,94}{1,39 \cdot (10^{-2})} = 139,57 < [\lambda] = 150$$

Умова виконується.

2.5.6 .Перевірка стійкості підкранової частини колони (як єдиного стрижня)

Загальна площа перетину:

$$A = 2 \cdot A_1 = 2 \cdot 68,31 = 136,62 \text{ см}^2$$

Момент інерції переріз колони:

$$I_x = 2 \cdot I_{y1} + 2 \cdot A_1 \cdot \left(\frac{b_n}{2}\right)^2 = 2 \cdot 1470 + 2 \cdot 68,31 \cdot \left(\frac{200}{2}\right)^2 = 1369140 \text{ см}^4$$

Радіус інерції перерізу колони:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1369140}{136,62}} = 113,75 \text{ см}$$

Гнучкість колони:

$$\lambda_x = \frac{l_1 \cdot \mu}{i_x} = \frac{12,65 \cdot 1,656}{113,75 \cdot (10^{-2})} = 18,42 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 120$$

Визначимо приведену гнучкість, враховуючи вплив решітки:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_p}},$$

де α - коефіцієнт, що враховує кут нахилу вертикальної решітки:

$$\alpha = \frac{10 \cdot l_p^3}{(b_n)^2 \cdot 2 \cdot d} = \frac{10 \cdot 2,22^3}{2^2 \cdot 2 \cdot 0,97} = 14,1$$

Тоді приведена гнучкість: $\lambda_{ef} = \sqrt{18,42^2 + 14,1 \cdot \frac{136,62}{6,86}} = 24,88 < [\lambda] =$

120.

Умовна наведена гнучкість:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24,88 \cdot \sqrt{\frac{220 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,831$$

Перевірку стійкості колони як єдиного стрижня згідно ДБН проводимо по комбінації навантажень.

$$M_{\max} = 564,54 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N_c = 1918,51 \text{ кН}$$

Ексцентриситет:

$$e = M_{\max} / N_c = 564,54 / 1918,51 = 0,29 \text{ м}$$

Знаходимо наведений ексцентриситет за формулою ДБН:

$$m = \frac{e \cdot A \cdot a}{I}, \text{ де}$$

$$a = b_H / 2 = 2 / 2 = 1 \text{ м, тоді}$$

$$m = \frac{0,29 \cdot 136,62 \cdot 10^{-4} \cdot 1}{1369140 \cdot (10^{-8})} = 0,289$$

За значеннями m и $\bar{\lambda}_{ef}$ визначаємо $\varphi_e = 0,865$.

Перевірити стійкість колони як єдиного стрижня:

$$\sigma = \frac{N_c}{A \cdot \varphi_e} < R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{1918,51 \cdot (10^3)}{136,62 \cdot (10^{-4}) \cdot 0,865} \cdot (10^6) = 162,34 \text{ МПа} < 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

2.5.7. Підбір перерізу і перевірка верхній частині колони

При компонуванні прийнята ширина колони $b_B = 0,71 \text{ м}$.

Приймаємо по сортаменту двутавр **70Б1**: $A = 164,7 \text{ см}^2$; $W_x = 3645 \text{ см}^3$; $W_y = 350,5 \text{ см}^3$; $i_y = 5,26 \text{ см}$ $i_x = 27,65 \text{ см}$.

Згідно ДБН «Сталеві конструкції», розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів виконувати не потрібно, якщо наведений ексцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m < 20,$$

где η - коефіцієнт впливу форми перерізу, визначається за ДБН В.2.6-163 Сталеві конструкції.

m - відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{65,17 \cdot 164,7 \cdot (10^{-4})}{1238,44 \cdot 3645 \cdot (10^{-6})} = 0,238$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{26 \cdot 1,55}{(69,1 - 2 \cdot 1,55) \cdot 1,7} = 0,51,$$

Отже коефіцієнт впливу форми перерізу:

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda},$$

де $\bar{\lambda}$ - умовна гнучкість:

$$\lambda = \frac{l_b \cdot \mu}{i_x} = \frac{5,05 \cdot 0,82}{0,2765} = 14,97 < [\lambda] = 150$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 14,97 \cdot \sqrt{\frac{230 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,5$$

Обчислюємо коефіцієнт впливу форми перерізу:

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 0,238) - 0,02 \cdot (5 - 0,238) \cdot 0,5 = 1,68$$

Наведений ексцентриситет: $m_{ef} = \eta \cdot m = 1,68 \cdot 0,238 = 0,4 < 20,$

Отже, розрахунок на міцність виконувати не слід.

Перевірка стійкості оголовка в площині рами: $\sigma = \frac{N}{A \cdot \varphi_e} < R_y \cdot \gamma_c$

де φ_e - коефіцієнт при наведеному відносному ексцентриситеті m_{ef}

(залежить від умовної гнучкості) приймаємо за [15]: $\varphi_e = 0,884$

$$\sigma = \frac{1238,44 \cdot 10^3}{164,7 \cdot 10^{-4} \cdot 0,884} = 85,06 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Перевіряємо стійкість верхньої частини колони із площини рами:

$$m_y = 2/3 \cdot m = 2/3 \cdot 0,238 = 0,159 < 5,$$

Значить коефіцієнт з розраховуємо за формулою: $c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_y}$

де $\alpha = 0,7$; β – вибираємо в залежності від λ_y, λ_c

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4,05}{0,0526} = 77 < [\lambda] = 120,$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{230 \cdot 10^6}} = 93,97$$

$\lambda_c > \lambda_y$, значить $\beta = 1$,

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,159} = 0,99 \quad , \quad \varphi_y = 0,717$$

Стійкість верхній частині колони: $\sigma = \frac{N}{c \cdot A \cdot \varphi_y} < R_y \cdot \gamma_c$

$$\sigma = \frac{1238,44 \cdot (10^3)}{0,99 \cdot 164,7 \cdot (10^{-4}) \cdot 0,717} = 105,93 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

2.5.8 Розрахунок бази колони.

Базу колони виконують, як правило, роздільної у вигляді черевиків під кожну з гілок колони. Розрахунок черевика аналогічний розрахунку черевика центрально стислій колони.

Довжину плити призначаємо на $C = 50$ мм більше висоти нормального перетину гілки колони з кожного боку, а ширину на $C1 = 80$ мм більше ширини полиці перетину гілки колони. Поздовжнє зусилля з гілками колони на фундамент передається через дві траверси.

Розрахункове зусилля $N_v = 1241,53$ кН. Бетон фундаменту марки С20. Приймаємо $\psi = 1,3$ і обчислюємо розрахунковий опір місцевому зминанню бетону фундаменту:

$$R_{b,loc} = \psi \cdot f_{cd} = 1,3 \cdot 8,15 = 10,6 \text{ МПа};$$

Довжину і ширину плити призначаємо:

$$L = h_1 + 2 \cdot C = 291 + 2 \cdot 50 = 391 \text{ мм}$$

Приймаємо $L = 400$ мм за ГОСТ 82 – 70

$$B^{\text{тр}} = \frac{N_B}{L \cdot R_{b,\text{red}}} = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{0,4 \cdot 10,6 \cdot (10^6)} \cdot (10^3) = 292,8 \text{ мм}$$

$$B = b + 2 \cdot t_{\text{тр}} + 2 \cdot C_1 = 200 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 80 = 380 \text{ мм} > 293 \text{ мм}$$

Приймаємо $B = 380$ мм.

Перевірка тиску (напруги) фундаменту на плити:

$$\sigma = \frac{N_B}{L \cdot B} = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{0,4 \cdot 0,38} = 8,17 \text{ МПа} < R_{b,\text{loc}} = 10,6 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Після підбору розмірів плити уточнюємо: $C = 54,5$ мм, $C_1 = 80$ мм.

Визначимо товщину плити.

Ділянка 1 (консольна):

$$M_I = \frac{\sigma \cdot C_1^2}{2} = \frac{8,17 \cdot (10^6) \cdot 0,08^2}{2 \cdot (10^3)} = 26,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Ділянка 2 (закріплені 3 боку плити):

На ділянці 2 при $c / a = 54,5 / 200 = 0,2725$; тоді коефіцієнт $\beta = 0,031$.

$$M_{II} = \beta \cdot \sigma \cdot a^2 = 0,031 \cdot 8,17 \cdot (10^6) \cdot 0,2^2 \cdot (10^{-3}) = 10,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Ділянка 3 (закріплені 4 сторони плити):

На ділянці 3 при $\varepsilon = h_1 / b = 269 / 96 = 3,03$; тоді коефіцієнт $\alpha = 0,125$.

$$M_{III} = \alpha \cdot \sigma \cdot a^2 = 0,125 \cdot 8,17 \cdot (10^6) \cdot 0,096^2 \cdot (10^{-3}) = 9,41 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

По найбільшому моменту обчислити товщину плити:

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 26,14 \cdot (10^3)}{220 \cdot (10^6) \cdot 1}} = 26,7 \text{ мм}$$

Приймаємо товщину плити: $t_p = 28$ мм.

Висоту траверси визначаємо як:

$$h_{\text{тр}} = l_w + 1, \text{ см,}$$

де l_w - довжина зварного шва:

$$h_{\text{тр}} = \frac{N_b}{n \cdot K_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{of}} + 1 = \frac{1241,53 \cdot 10^3}{4 \cdot 8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 1} + 1 = 24,95 \text{ см}$$

М

Конструктивно приймаємо висоту траверси $h_{\text{тр}} = 40$ см.

Анкерні болти розраховують за спеціальними комбінаціям навантажень, що виявляє можливість відриву черевика від фундаменту. Вгорі анкерні болти закріплюють до траверс колони за допомогою плиток.

Зусилля в анкерних болтах:

$$N_A = |N|/2 + M/b'_h;$$

$$N_A = 1241,53 / 2 + (-564,54 / 2) = 338,5 \text{ кН}$$

Необхідна площа 1 анкерного болта:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_A}{n \cdot R_{ba} \cdot \gamma_c} = \frac{338,5 \cdot (10^3)}{4 \cdot 220 \cdot (10^6) \cdot 0,7} = 5,5 \text{ см}^2$$

$$d_{\text{анк}} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{\text{тр}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,5}{3,14}} = 2,65 \text{ см}$$

Приймаємо **4 болта** діаметром різьблення **d = 30 мм** за ГОСТ 24379.1-80

2.6. Розрахунок фундаментів

2.6.1. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика

Таблиця 2.6 Фізико-механічні властивості ґрунтів

Найменування ґрунта	Потужність шару, м	ρ , кН/м ³	ρ_s , кН/м ³	W, %	W _l , %	W _p , %	ϕ	c, кПа	μ	K _ф , см / сек	P, МПа	S, см
Рослинний шар	0,9 - 1,0	16,4	-	12	-	-	-	-	-	-	-	-
Супісок	4,5 - 5,2	16,3	26,7	18	20	14	20°	5	0,3	$4,8 \cdot 10^{-6}$	0,1	0,52
											0,2	1,04
											0,3	1,56
											0,4	2,6
Пісок дрібний	6,2 - 7,4	18,9	26,5	20	-	-	-	-	0,28	$5,1 \cdot 10^{-5}$	-	-
Суглинок важкий	ρ_s , кН/м ³	W, %	W _l , %	W _p , %	ϕ	16	-	-	0,4	$6,7 \cdot 10^{-7}$	-	-

Геологічний розріз

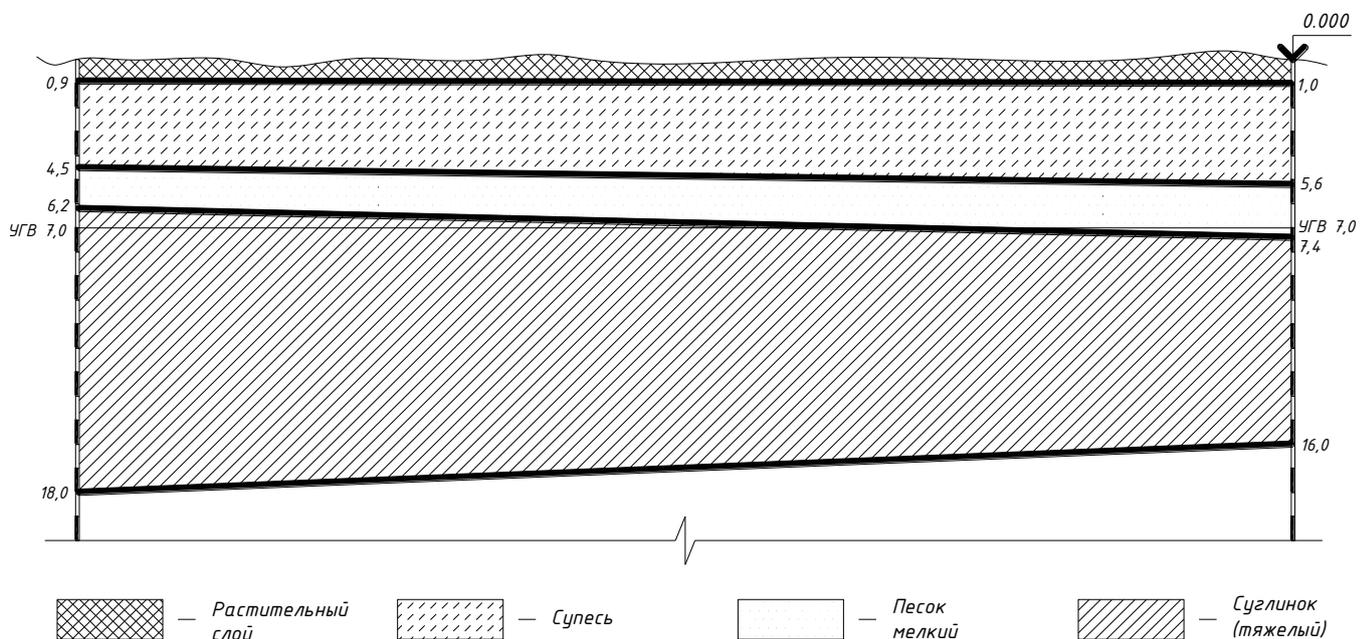


Рис. 2.48 Геологічний розріз будівельного майданчика

За основними фізичними характеристиками і класифікаційними показниками ґрунтів майданчика визначаються фізико-механічні

характеристики ґрунтів майданчики, що забезпечують можливість визначення розрахункового опору і деформації основ.

За обчисленими фізико-механічними характеристиками і класифікаційними показниками ґрунту [10] споруд визначаються міцності і деформаційні характеристики ґрунту C , φ , E і заносимо в таблицю 2.7.

Таблиця 2.7 Характеристики ґрунтів

Характ-ки Назва шару	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	C , кПа	φ , град	E , МПа
Рослинний шар	16,4	-	-	-	-
Супісь	16,3	26,7	5	20	24,34
Пісок дрібний	18,9	26,5	2	30,8	25
Суглинок важкий	19,7	27,0	32,2	24,2	23

2.6.2. Розрахунок пальових фундаментів

Вибір глибини закладення ростверку.

Визначення глибини закладення ростверку залежить від декількох факторів:

– Глибини промерзання ґрунту:

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту визначається за формулою:

$$d_{in} = d_0 \sqrt{|M_t|} = 0,28 \cdot \sqrt{|-27|} = 1,45 \text{ м,}$$

де M_t - коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму в даному районі за [6] (для Кривого Рогу $M_t = -27$).

d_0 - величина в метрах, яка приймається:

- для суглинків і глин - 0,23 м;
- для супісків, пісків дрібних і пілуватих - 0,28 м;

- для пісків середньої крупності, великих і гравелістих - 0,30 м;

- для великоуламкових ґрунтів - 0,34 м.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається (м):

$$d_f = k_h \cdot d_{in} = 0,54 \cdot 1,45 = 0,783 \text{ м}$$

де k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди.

Глибина закладення фундаментів за першим фактором (глибині промерзання) визначається за формулою: $d_1 = d_f = 0,783 \text{ м}$;

Наявність конструктивних особливостей. У нашому випадку підвальних приміщень немає, тому:

$$d_2 = d_b = 0$$

Глибина закладення ростверку. Виходячи з умови, що

$$d_p \geq 315 + h_{ст}$$

де d_p - глибина закладення ростверку, м;

$h_{ст}$ - глибина склянки в фундаменті. Для фундаментів під двухгілкові металеві колони: $h_{ст} = 1,2 \text{ м} + 715 \text{ мм} = 1,915 \text{ м}$.

З огляду на всі перераховані умови, приймаємо глибину закладення ростверку $d_p = 1,95 \text{ м}$, виходячи з кратності ростверку по висоті 15 см.

Приймаємо шарнірне з'єднання ростверку і палі. Голова палі заходить в тіло ростверку на 5 - 10 см. Приймаємо для розрахунку 10 см. Тоді відмітка оголовка палі -1,85 м.

Вважаємо, що несе шаром буде суглинок важкий, тому, прорізаючи шар супіски і дрібного піску, заглиблюють палю в шар суглинка до позначки 8,85 м (для застосування стандартної довжини палі). При цьому довжина палі дорівнює $h_{пал} = 7 \text{ м}$.

Під нижнім кінцем палі знаходиться ґрунт, що стискається ($E < 50 \text{ МПа}$). Подальший розрахунок ведемо як для висячої палі. Приймаємо

залізобетонну забивну палю квадратного перетину. Для обраної нами довжини можна прийняти перетин 30 x 30 см.

Розрахунок пального фундаменту для колони ряду В

Визначення несучої здатності палі.

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i),$$

де n – кількість шарів з однаковими силами тертя по довжині палі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 1$);

γ_{cr} и γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи під подошвою палі і по бічній поверхні, залежать від умов виготовлення або занурення палі.

($\gamma_{cr} = 1$ и $\gamma_{cf} = 1$);

A – площа перерізу палі;

R – розрахунковий опір під подошвою палі, залежить від довжини палі і ґрунту. ($R = 6784$ кПа);

U – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

l – відстань від середини шару до поверхні землі;

f - розрахунковий опір по боковій поверхні палі, залежить від l

Таблиця 2.8 Розрахункові опори по боковій поверхні палі

Шар ґрунта	h_i , м	l_i , м	f_i , кПа	$h_i \cdot f_i$, кН/м
Супісок	0,967	2,433	9,06	8,76
	0,967	3,4	10,32	9,98
	0,967	4,367	11,47	11,09
Пісок (дрібний)	0,975	5,337	40,67	39,65
	0,975	6,312	42,31	41,25
Суглинок (важкий)	1,025	7,312	60,62	62,14
	1,025	8,337	62,51	64,07

	236,95
--	--------

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i) = 1 \cdot (1 \cdot 6784 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2 \cdot 236,95) = 894,9$$

кН

Розрахункове навантаження на палю визначаємо за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{894,9}{1,4} = 639,2 \text{ кН.}$$

де γ_k – коефіцієнт запасу. Для розрахунку він дорівнює 1,4; для польових випробувань 1,25.

Визначимо необхідну кількість палей у фундаменті за формулою:

$$n = \frac{N + 0,1 \cdot N}{P} = \frac{1918,51 + 0,1 \cdot 1918,51}{639,2} = 3,3$$

Приймаємо ціле число палей - $n = 4$ шт.

де N – задане навантаження на фундамент, для даної колони $N = 1918,51$ кН (див. розрахунок рами каркаса).

Розташування палей в плані, вимоги до конструювання ростверку.

Відстань між осями палей повинно бути не менше трьох діаметрів палі.

Тобто в нашому випадку це відстань становить 1,2 м. приймаємо 1,2 м.

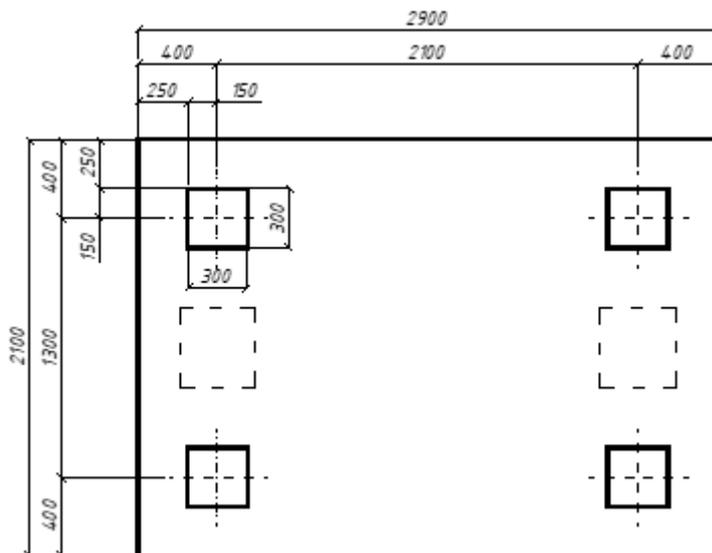


Рис.2. 49 Розміри ростверку в плані (пунктиром схематично показано розташування баз гілок колони)

Далі відповідно до наведених нижче вимог до розмірів розраховуємо розміри ростверку в плані.

До розмірів ростверку ставляться такі вимоги:

- Всі розміри по висоті повинні бути кратні 15 см;
- Всі розміри в плані повинні бути кратні 10 см;
- А також см рис. 53;
- Нижня ступінь не може бути менше 600 мм, всі інші - 300 (450) мм завтовшки.

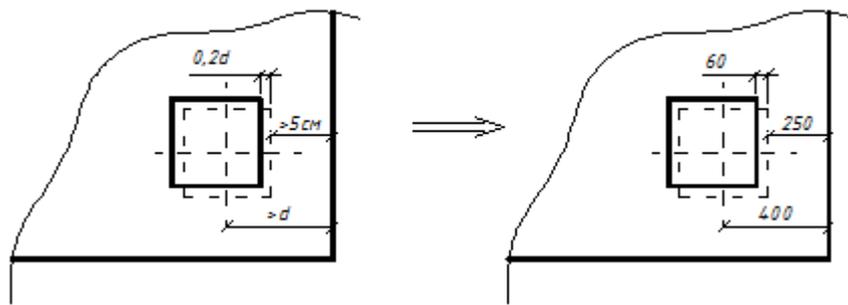


Рис.2.50 Нормативні допуски зміщення палі (зліва) і прийняті значення (справа)

• **Фактичне навантаження на палі, призначення вертикальних і горизонтальних розмірів фундаменту**

Для фактичного навантаження повинно виконуватися така умова:

$$N_{\phi 1} < P,$$

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2},$$

де $N_{\phi 1}$ – зусилля в найбільш навантаженій палі;

y – відстань (координата) від головної осі ростверку до осі, найбільш навантаженої палі;

y_i – відстані (координати) від осі кожної палі до головної осі ростверку.

У нашому випадку формула набуде вигляду:

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{1918,51}{4} + \frac{564,54 \cdot 1}{4 \cdot 1^2} = 620,76 \text{ кН}$$

$$N_{\phi 1} = 620,76 \text{ кН} < P = 639,2 \text{ кН, умова виконується.}$$

Призначасмо наступні розміри для ростверку:

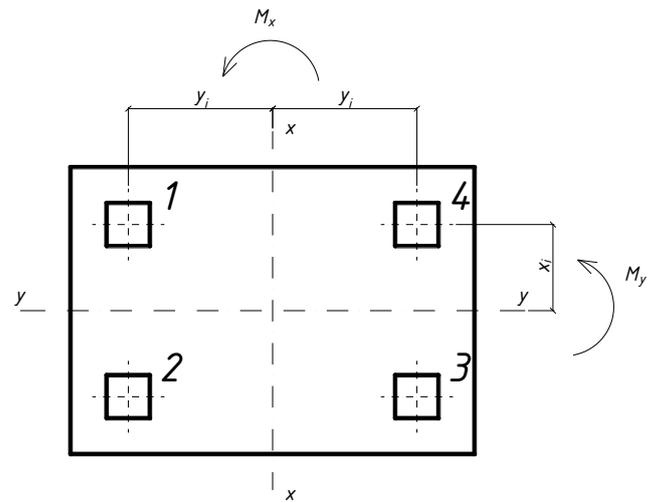


Рис.2.51 Фактическая нагрузка на фундамент (максимальной усилие на сваю 1)

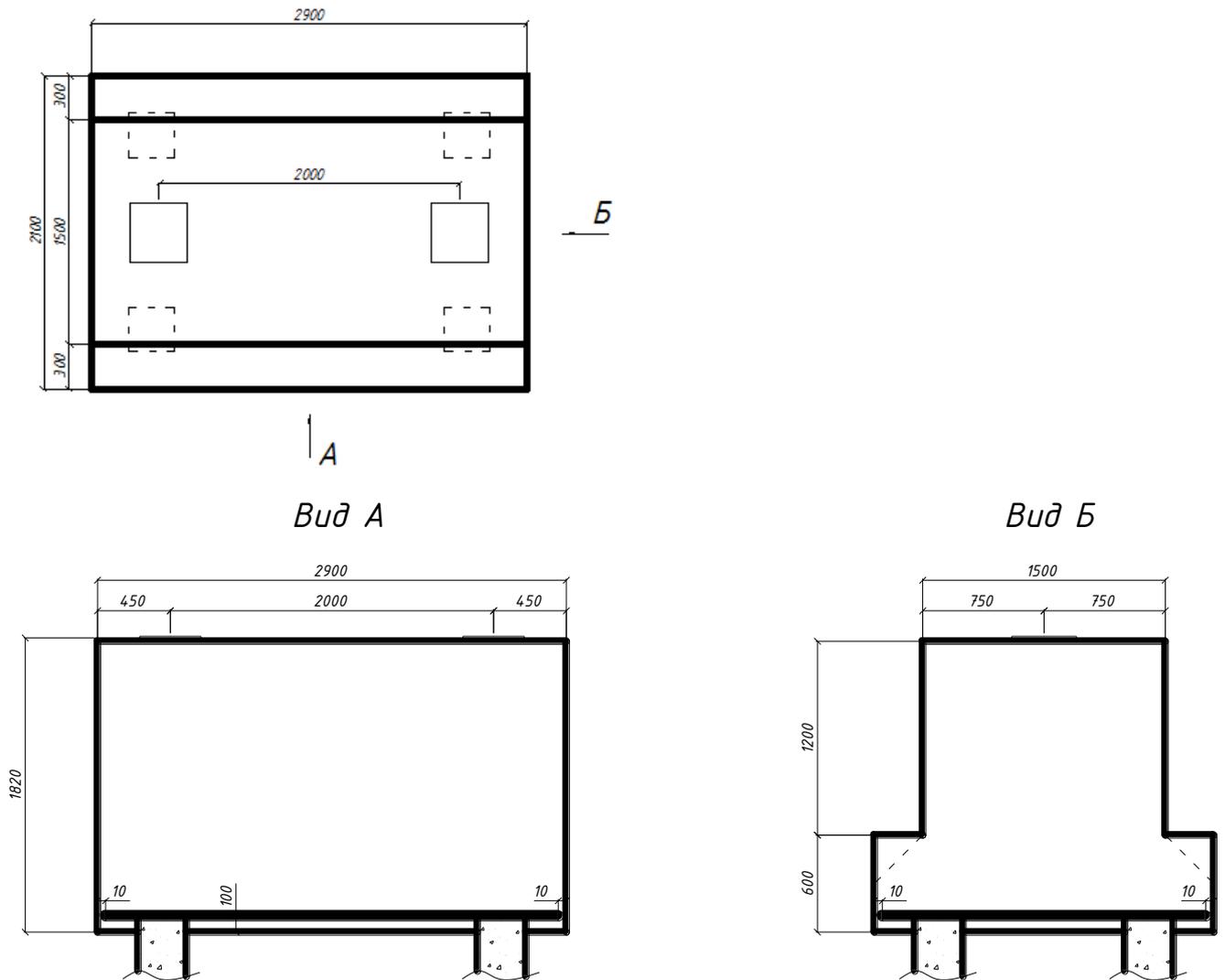


Рис.2.52 Розміри фундаменту, що приймаються до подальших розрахунків

2.6.3. Розрахунок ростверку як залізобетонної конструкції

Розрахунок на продавлювання.

В даному випадку цей розрахунок не потрібно проводити, так як конструкція ростверку жорстка.

Підбір арматури.

У нашому ж випадку, коли ростверк жорсткий, ми приймаємо конструктивно сітку з арматури А-II діаметром 10 мм і кроком 150 мм.

2.7.5 Перевірка тиску під нижнім кінцем палі.

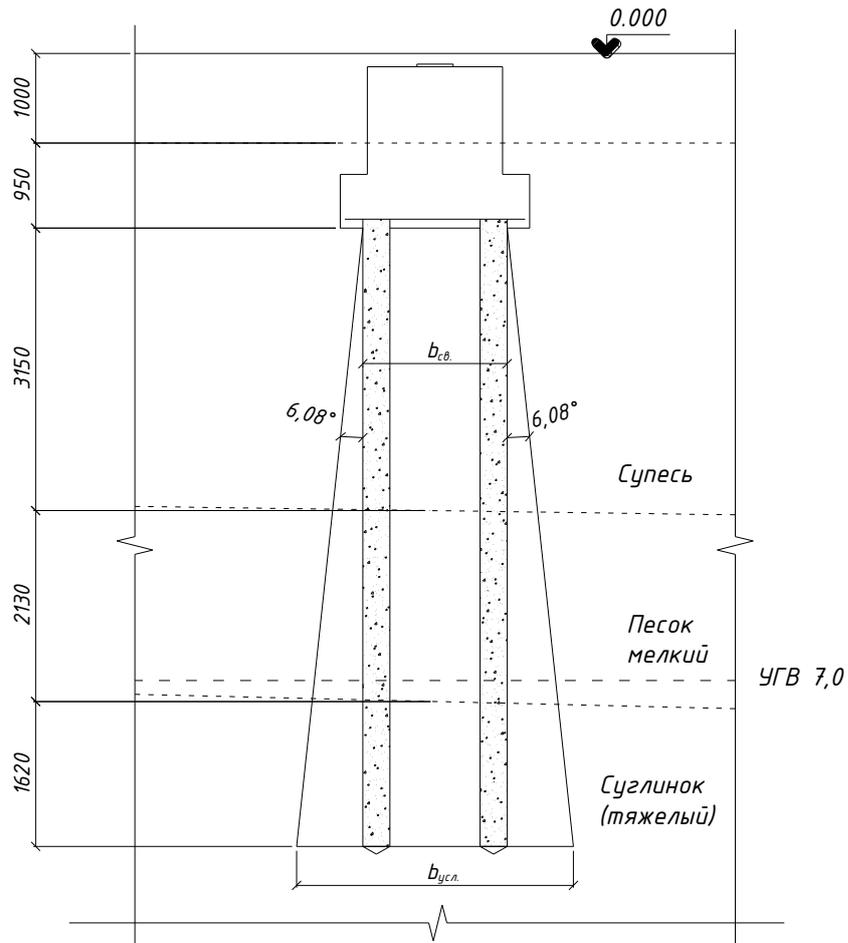


Рис.2.53 Схема розрахункових значень для визначення тиску під нижнім кінцем палі фундаменту

Визначаємо розміри умовного носія масиву ґрунту, його площа, об'єм

і масу:

$$\alpha = \frac{1}{4} \cdot \varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{4 \cdot \sum h_i} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4}{4 \cdot (h_2 + h_3 + h_4)} = \frac{20 \cdot 3,15 + 30,8 \cdot 2,13 + 24,2 \cdot 1,62}{4 \cdot (3,15 + 2,13 + 1,62)} = 6,08^\circ$$

$$b_{\text{усл}} = b_{\text{св}} + 2 \cdot H \cdot \text{tg} \alpha = 1,6 + 2 \cdot 6,9 \cdot \text{tg} 6,08^\circ = 3,07 \text{ м};$$

$$l_{\text{усл}} = l_{\text{св}} + 2 \cdot H \cdot \text{tg} \alpha = 2,4 + 2 \cdot 6,9 \cdot \text{tg} 6,08^\circ = 3,87 \text{ м};$$

$$A_{\text{усл}} = l_{\text{усл}} \cdot b_{\text{усл}} = 3,87 \cdot 3,07 = 11,88 \text{ м}^2;$$

$$d_{\text{усл}} = d_{\text{п}} + H = 1,95 + 6,9 = 8,85 \text{ м};$$

$$V_{\text{усл}} = A_{\text{усл}} \cdot d_{\text{усл}} = 11,88 \cdot 8,85 = 105,15 \text{ м}^3;$$

$$G = V_{\text{усл}} \cdot \gamma_{\text{ср}} = 105,15 \cdot 20 = 2102,92 \text{ кН};$$

Перевірку тиску під нижнім кінцем палі здійснюємо за формулою:

$$p_{\text{ср}} = \frac{N + G}{A_{\text{усл}}} < R_{\text{усл}}, \text{ где}$$

$$R_{\text{усл}} = \frac{\gamma_{\text{с1}} \cdot \gamma_{\text{с2}}}{K} \cdot (M_{\gamma} \cdot b_{\text{усл}} \cdot \gamma_{\text{II}} \cdot k_z + M_q \cdot d_{\text{усл}} \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}})$$

де $\gamma_{\text{с1}}, \gamma_{\text{с2}}$ – коефіцієнти умов роботи основ ($\gamma_{\text{с1}}$) та будівель ($\gamma_{\text{с2}}$);

$$\gamma_{\text{с1}} = 1,25; \gamma_{\text{с2}} = 1,0$$

K – коефіцієнт, що дорівнює 1,1, якщо φ та C прийняті за табл.1-3 дод.1

[10];

M_{γ}, M_g, M_c – коефіцієнти, що приймаються за [10]

$$M_{\gamma} = 0,782; M_q = 3,918; M_c = 6,494;$$

k_z – коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною:

$$b < 10 \text{ м}, \quad k_z = 1;$$

$C_{\text{II}} = 32,2 \text{ кПа}$ - розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту;

γ_{II} - розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту:

$$\gamma_{\text{II}} = \frac{h_4 \cdot \gamma_4}{h_4} = \gamma_4 = 19,7 \text{ кН/м}^3,$$

γ'_{II} - розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту:

$$\gamma'_{\text{II}} = \frac{h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + h_3 \cdot \gamma_3 + h_4 \cdot \gamma_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{1 \cdot 16,4 + 4,1 \cdot 16,3 + 2,13 \cdot 18,9 + 1,62 \cdot 19,7}{1 + 4,1 + 2,13 + 1,62} =$$

$$= 17,56 \text{ кН/м}^3,$$

де $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ - питомі ваги ґрунтів, що залягають вище умовної підшви фундаменту (рис. 2.53)

$$R_{\text{усл}} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,782 \cdot 2,23 \cdot 20 \cdot 1 + 3,918 \cdot 8,85 \cdot 17,56 + 6,494 \cdot 32,2) = 969,16$$

кПа.

$$p_{\text{ср}} = \frac{1918,51 + 2102,92}{11,88} = 338,5 \text{ кПа}$$

$p_{\text{ср}} = 338,5 \text{ кПа} < R_{\text{усл}} = 969,16 \text{ кПа}$, умова виконується.

2.6.4. Розрахунок осадки методом пошарового підсумовування

1. Середній тиск підшви фундаменту $p_{\text{ср}} = 338,5 \text{ кПа}$

2. Обчислюємо і будуємо епюру природного тиску $\sigma_{z_0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$

3. Розраховуємо додаткову вертикальне навантаження $p_0 = p_{\text{ср}} - \sigma_{z_0}$

4. Висота шарів шарів, що розраховуються $h_i = 0,2 \cdot b_{\text{усл}} = 0,2 \cdot 3,07 = 0,614$

м

5. Обчислюємо і будуємо епюру $\sigma_{\text{зр}} = \alpha \cdot p_0$,

де α – коефіцієнт загасання напруг. Залежить від співвідношення сторін фундаменту і відносної глибини.

$$\alpha = f\left(\frac{l_{\text{усл}}}{b_{\text{усл}}}; \xi = \frac{2 \cdot z}{b_{\text{усл}}}\right)$$

Розрахунки за даним алгоритмом наведені в таблиці 13.

Таблиця 2.9.Результати розрахунку осідання методом пошарового підсумування

z, м	ξ	α	σ_{zg0} , кПа	P_0 , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zg0}$, кПа	σ_{zpi} , кПа	σ_{zg0}^{cp} , кПа	E, кПа	S, м
0	0	1	155.40	183.10	31.08	183.10		23000	
0.614	0.4	0.968	167.50	171.00	33.50	165.53	174.32	23000	0.0037
1.228	0.8	0.831	179.59	158.91	35.92	132.05	148.79	23000	0.0064
1.842	1.2	0.655	191.69	146.81	38.34	96.16	114.11	23000	0.0073
2.456	1.6	0.503	203.78	134.72	40.76	67.76	81.96	23000	0.0070
3.07	2	0.387	215.88	122.62	43.18	47.45	57.61	23000	0.0062
3.684	2.4	0.301	227.97	110.53	45.59	33.27	40.36	23000	0.0052
									0.0357

6. Знаходимо нижню межу стиснутої товщі:

$$0,2 \cdot \sigma_{zg0} \geq \sigma_{zp}$$

У нашому випадку $45,59 \text{ кПа} > 33,27 \text{ кПа}$, умова виконується.

7. Вважаємо сумарну осадку по всіх шарах: $S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{0,8 \cdot h_i \cdot \sigma_{zpi}^{cp}}{E_i}$

8. Перевіряємо виконання умови $S < S_u$. У нашому випадку $3,71 \text{ см} < 12 \text{ см}$,

де $S_u = 12 \text{ см}$ – граничне значення осадки для промислових будівель з металевим каркасом.

Умова виконується.

На рис. 2.54 наведені епюри σ_{zg0} и σ_{zpi} .

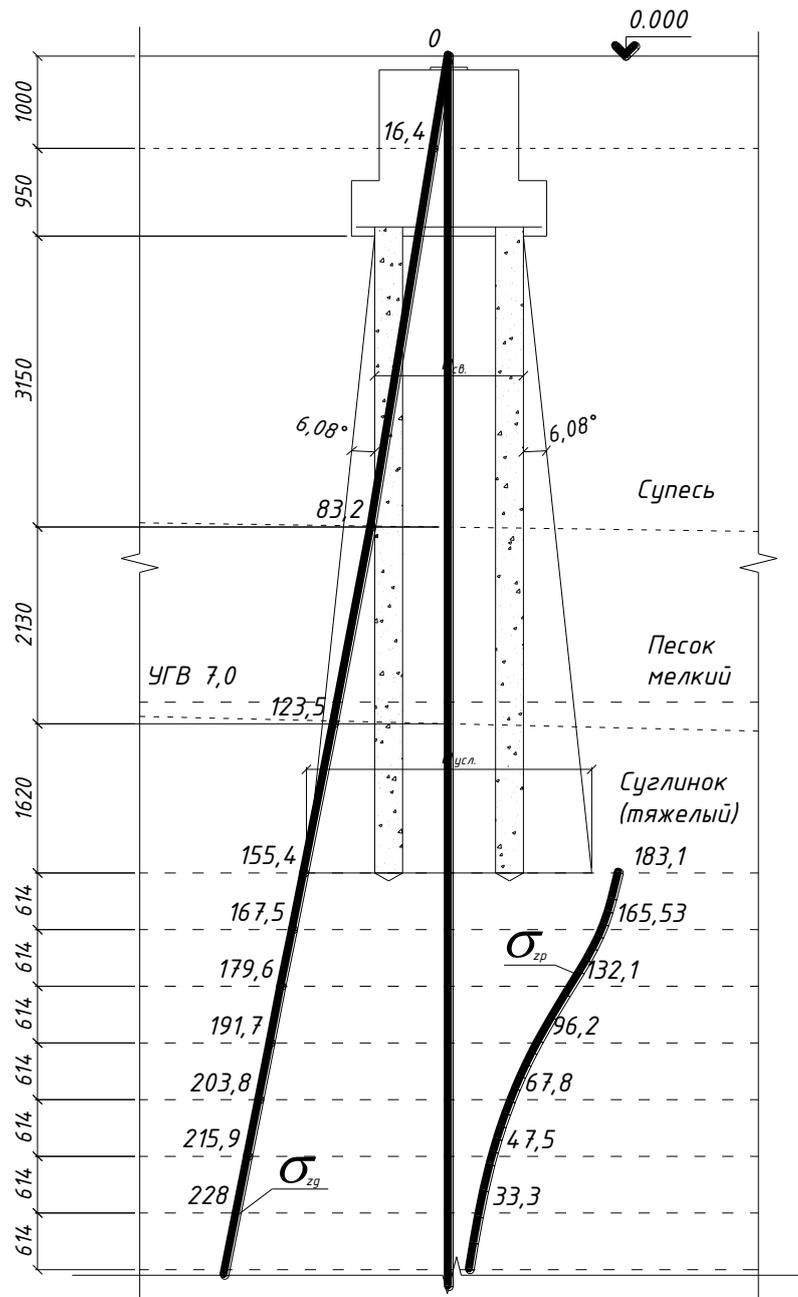


Рис. 2.54 Епюри σ_{zg0} та σ_{zpi} .

2.7. Розрахунок і конструювання крокв'яної ферми (проліт А - В).

2.7.1. Навантаження на ферму.

Збір навантажень виконуємо відповідно вихідних даних, ґрунтуючись на п. 2.2.1 «Постійні навантаження». Вітрове навантаження на покриття, що визначається за [9], нехтуючи через великої кількості розрахунків і

меншовартості даної навантаження в порівнянні з сніговим навантаженням, власною вагою і вагою конструкції покриття.

Таблиця 2.10 Навантаження на ферму прольотом 36 метрів

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
2 шари наплавного руберойду	0,15	1,3	0,195
Азбоцементний плоский лист	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр-дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач Rockwool $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$, $t = 100 \text{ мм}$	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція-поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист Р-75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
ВСЬОГО:	$g_n = 1,02$		$g = 1,2$
Снігове навантаження	Відповідно п. 4.2.2		$g_{\text{сніг}} = 1,4$

Розрахунок ферми на зусилля в стрижнях виконуємо за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024. Задаємо схему ферми, вказуємо умови закріплення - шарнірне, задаємося попередніми жорсткостями стрижнів (керуючись досвідом проектування), а також вузловий навантаженням, з огляду на:

- Навантаженням від покриття:

$$q_{\text{покр}} = g \cdot B = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ кН/м};$$

- Сніговим навантаженням:

$$q_{\text{снєг}} = g_{\text{снєг}} \cdot B = 1,4 \cdot 12 = 16,8 \text{ кН/м};$$

-Зосередженим навантаженням від площадок обслуговування (див. Схему ферми і креслення):

$$P_{\text{пл.обсл.}} = 1,23 \text{ кН}$$

Обчислюємо дане значення приймаючи максимальне навантаження від двох осіб між двома сусідніми колонами кроку). Приводимо навантаження до вузлового:

$$P_1 = P_1' = (q_{\text{покр}} + q_{\text{снєг}}) \cdot \frac{d_1}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 1,4 = 339 \text{ кН}$$

$$P_2 = P_2' = (q_{\text{покр}} + q_{\text{снєг}}) \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 2,9 = 702 \text{ кН}$$

$$P_4 = P_4' = (q_{\text{покр}} + q_{\text{снєг}}) \cdot d_2 + P_{\text{пл.обсл.}} = (14,4 + 16,8) \cdot 3 + 1,23 = 727 \text{ кН}$$

$$P_3 = P_3' = P_5 = P_5' = P_6 = P_6' = P_7 = (q_{\text{покр}} + q_{\text{снєг}}) \cdot d_2 = (14,4 + 16,8) \cdot 3 = 726 \text{ кН}$$

Де: q - розрахункове значення постійного навантаження від покриття, кН/м;

d_1 - довжина першої і останньої панелі ферми, м;

d_2 - довжина панелі ферми, м;

B - крок установки ферм, м.

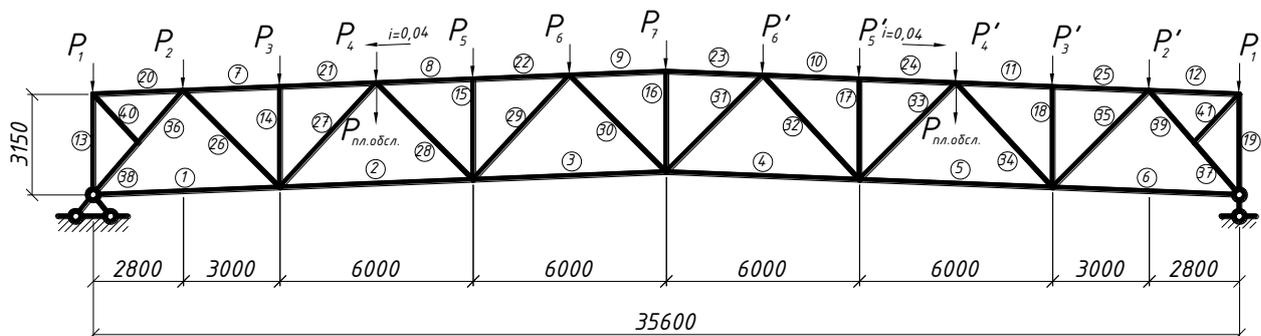


Рис. 2.55. Розрахункова схема ферми.

2.7.2 Розрахунок ферми. Результати

Виконуємо розрахунок в програмі «Ліра САПР 2024». Попередньо обчислені значення N представлені в таблиці 2.11. Додатні значення відповідають розтягнутим стержнів, від'ємні - стиснутим.

Таблиця 2.11. Значення поздовжніх сил N а стержнях ферми

№ елем.	N (кН)	№ елем.	N (кН)
1	460.437	22	-1408.951
2	1185.164	23	-1593.095
3	1546.032	24	-1412.695
4	1546.032	25	-870.187
5	1185.164	26	579.044
6	460.437	27	-468.006
7	-866.443	28	320.226
8	-1408.951	29	-199.535
9	-1589.351	30	63.932
10	-1412.695	31	64.427
11	-870.187	32	-200.153
12	-1.872	33	320.721
13	-43.720	34	-468.625
14	-93.675	35	579.539
15	-93.675	36	-707.314
16	33.521	37	-707.314
17	-93.675	38	-707.314
18	-93.675	39	-707.314
19	-43.720	40	0.000
20	1.872	41	0.000
21	-866.443		

Залежно від зусилля в опорному розкосі ($N = 707,314 \text{ кН}$) приймаємо товщини фасонки (по таблиці 8.7, [6]): $t_{\phi} = 1,4 \text{ см}$.

Матеріал елементів ферми - сталь по ГОСТ 27772-88 •:

- Стрижні - сталь С245,
- Фасонки і опорний фланець - сталь С255.

l_x - розрахункова довжина елемента в площині, перпендикулярній осі x ;

l_y - розрахункова довжина елемента в площині, перпендикулярній осі y ;

l_1 - відстань між точками закріплення;

$[\lambda]$ - гранична гнучкість елементів ферм

Таблиця 2.12 Розрахункові довжини стрижнів ферми та їх гнучкості»

Назва елемента	l_x	l_y	$[\lambda]$
Опорний розкіс	$0,5 \cdot l$	1	(-) 120
Розкоси ферм:			
стиснуті	$0,8 \cdot l$	1	(-) 150
розтягнуті	$0,8 \cdot l$	1	(+) 400
стійки	$0,8 \cdot l$	1	(-) 150
верхній пояс	3м	3м	(-) 120
Нижній пояс	6м	l_1	(+) 400
Шпренгель	$l \cdot$	$l \cdot$	(-) 200

$l \cdot$ - підбирається по $\lambda = 200$

2.7.3. Підбір перерізів стержнів

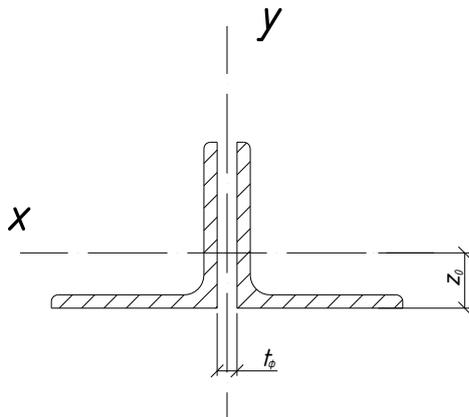


Рис. 2.56 Схема перетину поясів (дана або дзеркальна щодо осі "X")

Верхній пояс

Розрахунок елементів верхнього поясу ведемо, як центрально стиснутих по максимальному зусиллю в стрижнях за формулою:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

де N - поздовжнє зусилля в стрижні;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням;

φ - коефіцієнт поздовжнього вигину;

R_y - розрахунковий опір сталі;

γ_c - коефіцієнт умов роботи

Перевірку міцності виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c}$$

де A_1 - площа перерізу одного куточка .

Приймаємо до розрахунку тільки стрижень з максимальним поздовжнім зусиллям, так перетин нижнього пояса є незмінним по всій довжині:

Стержень №9:

$$N_9 = -1589 \text{ кН}, \quad [\lambda] = 120, \quad l_x = 3 \text{ м}, \quad l_y = 3 \text{ м}$$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,95} = 132,4 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{132,4}{2} = 66,2 \text{ см}^2$$

За сортаментом **приймаємо** \square **220x16** с $A = 68,6 \text{ см}^2$, $i_x = 6,02 \text{ см}$,
 $i_y = 9,56 \text{ см}$, $z_0 = 6,81 \text{ см}$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{6,02} = 49,83 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{9,56} = 31,38 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 49,83 \Rightarrow \varphi = 0,853$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_9 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,853 \cdot 2 \cdot 68,6 \cdot 0,95} = 136 < 240 \text{ МПа}$$

Занадто великий запас міцності – задаємося $\varphi = 0,7$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 94,6 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{94,6}{2} = 47,3 \text{ см}^2$$

За сортаментом **приймаємо** \square **160x16** с $A = 49,1 \text{ см}^2$, $i_x = 4,89 \text{ см}$,
 $i_y = 7,18 \text{ см}$,

$z_0 = 4,55 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{4,89} = 61,35 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7,18} = 41,78 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 61,35 \Rightarrow \varphi = 0,798$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,798 \cdot 2 \cdot 49,1 \cdot 0,95} = 202,77 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{4,89} = 61,35 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7,18} = 41,78 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 61,35 \Rightarrow \varphi = 0,798$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,798 \cdot 2 \cdot 49,1 \cdot 0,95} = 202,77 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Нижній пояс

Розрахунок елементів нижнього пояса ведемо, як центрально розтягнутих по формулі: $A_{\text{треб}} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}$

Перевірку міцності виконуємо за формулою: $\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c}$

Приймаємо до розрахунку тільки стрижень з максимальним поздовжнім зусиллям, так перетин верхнього пояса є незмінним по всій довжині:

Стержень №3

$$N_3 = 1546 \text{ кН}, \quad [\lambda] = 400, \quad l_x = 6 \text{ м}, \quad l_y = l_1 = 18 \text{ м}$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 64,4 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{64,4}{2} = 32,2 \text{ см}^2$$

За сортаментом **приймаємо** $\text{—|—} \mathbf{140 \times 12}$ с $A = 32,5 \text{ см}^2$, $i_x = 4,31 \text{ см}$,
 $i_y = 6,3 \text{ см}$,

$$z_0 = 3,9 \text{ см}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{4,31} = 139,21 < [\lambda] \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1800}{6,3} = 285,7 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 285,7 < [\lambda] = 400$$

Перевірка

міцності:

$$\sigma = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 32,5 \cdot 0,95} = 237,8 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Опорний розкіс

Розрахунок опорного розкосу ведемо, як центрально стиснутого (див. Розрахунок верхнього пояса ферми).

Стрижень №38 (36)

$$N_{38(36)} = -704,3 \text{ кН}, \quad [\lambda] = 150, \quad l_x = 0,5 \cdot l = 0,5 \cdot 423 = 212 \text{ см}, \quad l_y = l = 423 \text{ см}$$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,95} = 58,69 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{58,69}{2} = 29,35 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\overline{\text{II}}$ 160x10 с $A = 31,43 \text{ см}^2$, $i_x = 4,96 \text{ см}$,
 $i_y = 7,05 \text{ см}$,

$$z_0 = 4,3 \text{ см.}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{212}{4,96} = 42,74 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{423}{7,05} = 60 \end{aligned} \right\} \lambda_{\text{max}} = 60 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_{\text{max}} = 60 \Rightarrow \varphi = 0,805$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,805 \cdot 2 \cdot 31,43 \cdot 0,95} = 139,2 < 240 \text{ МПа}$$

Занадто великий запас міцності - задаємося $\varphi = 0,7$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 41,92 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{41,92}{2} = 20,96 \text{ см}^2$$

За сортаментом **приймаємо** $\overline{\text{II}}$ 125x9 с $A = 22 \text{ см}^2$, $i_x = 3,86 \text{ см}$, i_y
 $= 5,63 \text{ см}$

$$z_0 = 3,4 \text{ см}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{212}{3,86} = 54,92 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{423}{5,63} = 75,13 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 75,13 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_{\max} = 75,13 \Rightarrow \varphi = 0,719$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{36(38)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{704,13 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,719 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 0,95} = 222,57 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Роскоси

$$[\lambda]_p = 400, \quad [\lambda]_{\text{сж}} = 150, \quad l_x = 0,8 \cdot 444 = 355 \text{ см}, \quad l_y = 444 \text{ см}$$

Стрижень №26 (є розтягнутим)

$$N_{26} = 579 \text{ кН}$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{26} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{579 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 24,13 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{24,13}{2} = 12,1 \text{ см}^2$$

По сортаменту **приймаємо** $\square \square$ **90x7** с $A = 12,3 \text{ см}^2$, $i_x = 2,77 \text{ см}$,
 $i_y = 4,21 \text{ см}$,

$$z_0 = 2,47 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{2,77} = 128,16 < [\lambda]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{4,21} = 105,5 < [\lambda]$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{13-14} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{579 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 12,3 \cdot 0,95} = 235,37 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №27 (є центрально стиснутим)

$$N_{27} = -468 \text{ кН}$$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{468 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,8} = 46,3 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{46,3}{2} = 23,16 \text{ см}^2$$

По сортаменту **приймаємо** $\square 125 \times 10$ с $A = 24,3 \text{ см}^2$, $i_x = 3,85 \text{ см}$,
 $i_y = 5,66 \text{ см}$,

$$z_0 = 3,45 \text{ см.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{3,85} = 92,21 < [\lambda] \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{5,6} = 79,29 < [\lambda] \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 92,21 \Rightarrow \varphi = 0,596$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{468 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,596 \cdot 2 \cdot 19,7 \cdot 0,8} = 236,67 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №28 (є розтягнутим)

$$N_{28} = 320,2 \text{ кН}$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{16-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{320,2 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 13,34 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{13,34}{2} = 6,67 \text{ см}^2$$

По сортаменту **приймаємо** $\square \square$ **70x5** с $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$.

$$z_0 = 1,9 \text{ см}$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{28} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{320,2 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 6,86 \cdot 0,95} = 233,38 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №29 (є центрально стиснутим)

$$N_{27} = -199,5 \text{ кН}$$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{29} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,8} = 19,74 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{19,74}{2} = 9,87 \text{ см}^2$$

За сортаментом **приймаємо** $\square \square$ **80x7** с $A = 10,8 \text{ см}^2$, $i_x = 2,45 \text{ см}$, $i_y = 3,82 \text{ см}$,

$$z_0 = 2,23 \text{ см}.$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{2,45} = 144,9 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{3,82} = 116,23 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\max} = 144,9 \Rightarrow \varphi = 0,296$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,296 \cdot 2 \cdot 10,8 \cdot 0,8} = 370,54 > 240 \text{ МПа}$$

Умова не виконується.

Задаємося повторно $\varphi = 0,4$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{29} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,4 \cdot 240 \cdot 0,8} = 24,68 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{24,68}{2} = 12,34 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\square \square$ **100x7** с $A = 13,8 \text{ см}^2$, $i_x = 3,08 \text{ см}$, $i_y = 4,59 \text{ см}$,

$$z_0 = 2,71 \text{ см.}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{3,08} = 115,26 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{4,21} = 96,73 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\max} = 115,26 \Rightarrow \varphi = 0,447$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,447 \cdot 2 \cdot 13,8 \cdot 0,8} = 192,06 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №30 (є розтягнутим)

$$N_{28} = 63,9 \text{ кН}$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{16-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{63,9 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 2,66 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{2,66}{2} = 1,33 \text{ см}^2$$

Розглянемо мінімально допустимі радіуси інерції (керуючись вимогами до граничної гнучкості елементів ДБН «Сталеві конструкції»):

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{355}{180} = 1,97; i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{444}{180} = 2,47$$

За сортаментом **приймаємо** $\square \square$ **70x5** с $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$; $z_0 = 1,9 \text{ см}$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{28} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{63,9 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 6,86 \cdot 0,95} = 46,57 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стійки

Розрахунок всіх стійок ведемо як центрально стиснутих елементів

$$[\lambda] = 150, \quad l_x = 0,8 \cdot l_1 = 0,8 \cdot 315 = 252 \text{ см}, \quad l_y = 315 \text{ см} \quad \gamma_c = 0,8$$

Стержень №14 (№15)

$$N_{14} = -93,7 \text{ кН.}$$

Задаємося $\varphi = 0,35$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{14(15)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{93,7 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,4 \cdot 240 \cdot 0,8} = 13,25 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{13,25}{2} = 6,62 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\overline{\text{П}} \text{ 70x5}$ з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$,
 $i_y = 3,38 \text{ см}$,

$z_0 = 1,9 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{252}{2,16} = 116,67 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{315}{3,38} = 93,19 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \lambda_{\text{max}} = 116,67 \Rightarrow \varphi = 0,439$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{14(15)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{93,7 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,439 \cdot 2 \cdot 6,86 \cdot 0,8} = 184,74 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Срижень №16

Даний стрижень встановлюємо конструктивно таким же як і всі стійки - $\overline{\text{П}} \text{ 70x5}$ з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$, $z_0 = 1,9 \text{ см}$.

Розрахунок вузлів

В даному дипломному проєкті вузли відправних марок ферм розраховані за вимогами і вказівками типовий серії 1.460.2 10/88 (випуск 1, частини 1 і 2) - відстані між кряями елементів по поверхні фасонки більше 80 мм, а також відповідно довжини зварних швів.

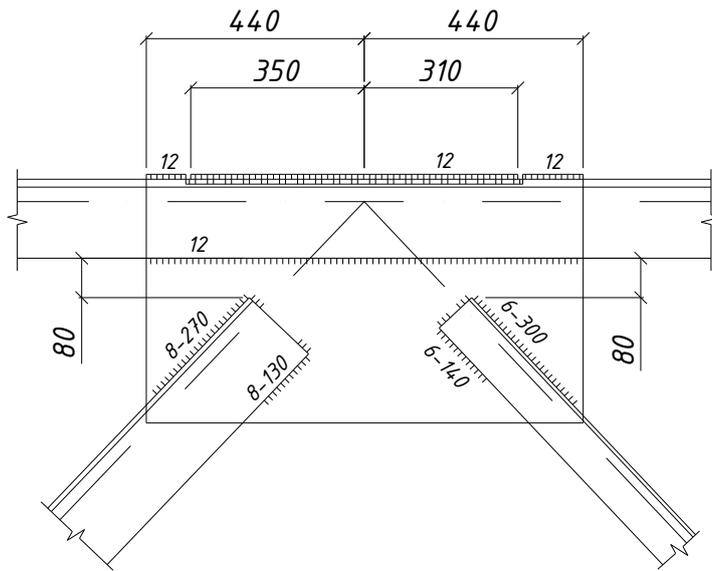


Рис 2.57. Вузол
фасоночного з'єднання
верхнього пояса і опорного
розкошу

Розділ 3

Технологія та організація будівництва

3.1 Умови здійснення будівництва

Зведення цеху середньосортового стану електрометалургійного заводу заплановано в місті Кривий Ріг. Запроектована споруда є прибудовою до вже існуючого цеху (на рисунку 3.1 будівля, що будується, позначена кольором).

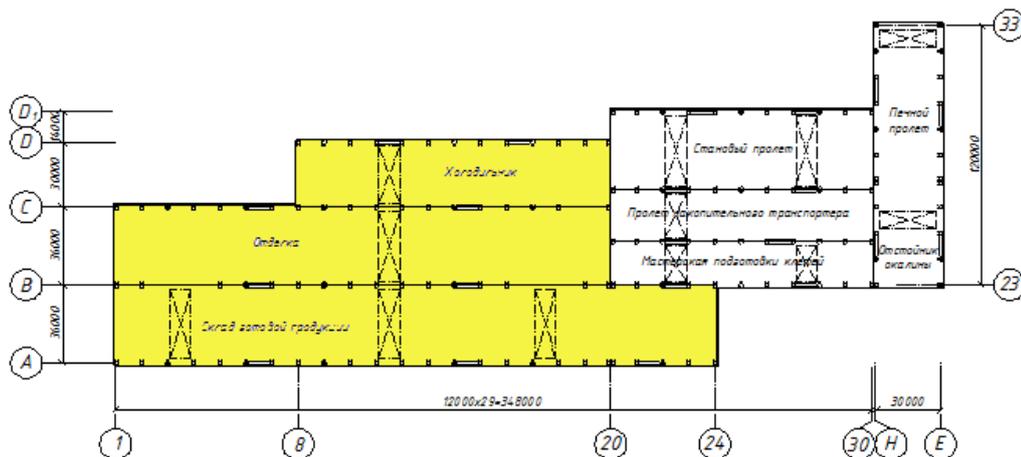


Рис. 3.1 Будівля, що проектується

Будівельний майданчик має рівнинний рельєф, що сприяє ефективній організації будівельного процесу та виконанню як внутрішніх, так і зовнішніх підготовчих робіт.

Постачання води на об'єкт здійснюється через підключення до існуючої водопровідної магістралі. Джерелом тепlopостачання обрано квартальну котельню, від якої будівництво під'єднується до теплової мережі. Електроенергію майданчик отримує з центральної лінії електропередач. Усі зазначені інженерні мережі використовуються виключно на період будівництва.

Цех, що будується, входить до складу металургійного комплексу, який включає коксово-хімічне виробництво, доменний, ремонтний та сталеплавильний цехи, залізничну станцію та інші споруди.

3.2 Вибір та обґрунтування терміну будівництва

Для визначення тривалості будівництва складається картка-визначник робіт, яка є основою для створення мережевого графіка. Тривалість, трудомісткість і машиномісткість розраховуються за нормативами. Механізовані роботи зазвичай виконуються у дві зміни, інші — залежно від процесу. Загальна тривалість будівництва визначається згідно з чинними нормами і включає всі етапи — від підготовки до пусконаладження. Загальний строк будівництва визначаємо за [12].

Нормативи визначають строки виконання будівництва об'єктів, підготовчих робіт, монтажу обладнання з урахуванням індивідуальних та комплексних випробувань, пусконаладжувальних процесів, а також встановлюють показники випередження окремих етапів у будівництві [12].

Таблиця 3.1 Норми тривалості будівництва

Характеристика і назва об'єкта	Вид нормативного документа	Норма тривалості будівництва, міс			Норма заробку в будівництві за кварталами, % кошторисної вартості			
		загальна	У тому числі		1	2	3	4
			підготовчий період	монтаж устаткування				
Середньосортний прокатний стан	ДСТУ Б.А.3.1-22: 2003	13	3	9 11-20	<u>14</u> 18	<u>52</u> 52	<u>75</u> 72	<u>100</u> 100
	Прийнята	10, 1	1	8 9-17	<u>32</u> 36	<u>58</u> 60	<u>100</u> 100	

Розрахунок тривалості будівництва виконується під час складання календарного плану. Нормативна тривалість визначається за формулою, що застосовується для об'єктів, на які в [12] не передбачено прямих норм.

Згідно з вказівками [12], термін будівництва цеху становить 12 місяців, з яких 1 місяць відведено на підготовчий період.

3.3. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт та ресурсів

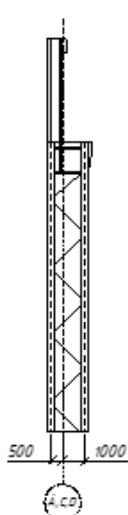
Перелік будівельно-монтажних робіт має включати всі основні етапи зведення будівлі. Усі роботи поділяються на окремі цикли:

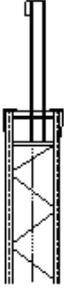
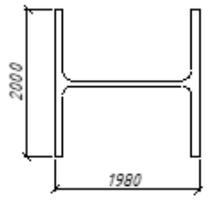
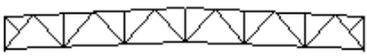
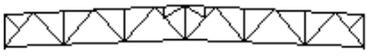
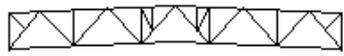
- підготовчий (нульовий);
- монтажний;
- завершальний.

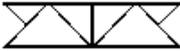
Обсяги робіт визначено відповідно до прийнятих проектних рішень для середньосортного прокатного цеху з урахуванням організації будівництва.

В таблиці 3.2 наведено специфікацію збірних конструкцій каркасу будівлі.

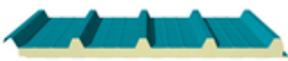
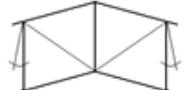
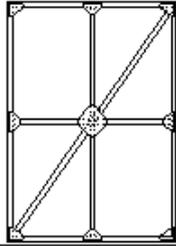
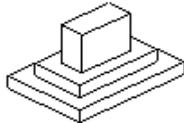
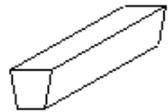
Таблиця 3.2 Специфікація збірних залізобетонних та металевих конструкцій

Назва конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Вага елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³) / маса (т)
Колони ряду А, К1		-	3,38	20	- / 67,6
Колони ряду 3 крайні, К4		-	4,07	7	- / 28,49
Колони ряду D, К6		-	2,8	13	- / 36,4

Колони ряду В, К2		-	3,95	13	- / 51,35
Колони ряду В (особые), К3		-	5,36	4	- / 21,44
Колони ряду С средние, К4		-	3,27	10	- / 32,7
Колони ряду С (особые), К5		-	4,67	2	- / 9,34
Фахверкові колони, ФК1	Суцільна одногілкова колона висотою 17,7 м наступним перерізом (20К1 по ГОСТ 26020-83): 	-	0,735	14	- / 10,28
Ферми крокв'яні 36 м, Ф1		-	5,76	39	- / 224,64
Ферми крокв'яні 36 м з кріпленнями для ліхтаря, Ф2		-	5,8	39	- / 226,2
Ферми крокв'яні 30 м з кріпленнями для ліхтаря, Ф3		-	4,3	25	- / 107,5

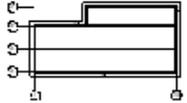
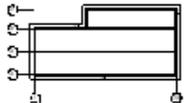
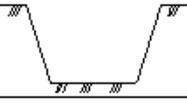
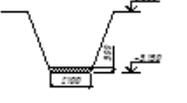
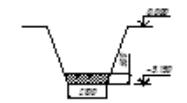
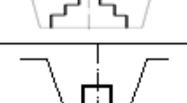
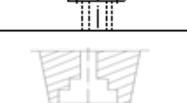
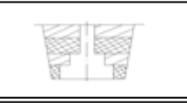
Підкрокв'яні ферми 12 м, крайні, ФП1		-	3,14	38	- / 119,32
Підкрокв'яні ферми 12 м, середні, ФП2		-	3,43	24	- / 82,32
Підкрокв'яні ферми 24 м, особливі, ФП3		-	8,4	1	- / 8,4
Підкрокв'яні ферми 36 м, особливі, ФП4		-	15,1	2	- / 30,2
Підкранові балки 12 м (прольот А-В), ПБ-1		-	2,58	32	- / 82,59

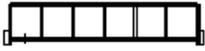
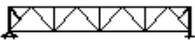
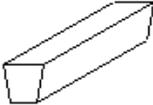
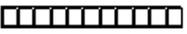
Підкранові балки 12 м (прольот В-С), ПБ-2		-	2,312	30	- / 69,36
Підкранові балки 12 м (пролет С-Д), ПБ3		-	1,893	22	- / 41,65
Підкранові балки 24 м (осі 18-20, ряд С), ПБ4		-	7,651	1	- / 7,651
Підкранові балки 36 м (осі 2-5, 16-19, ряд В), ПБ5		-	18,089	2	- / 36,18
Прогони		-	0,103		- / 90,3

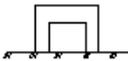
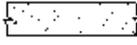
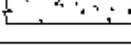
Плити покриття типу «сендвіч» (1 x 6)		-	0,126	3456	- / 435,46
Світло-аераційний ліхтар (3 x 3)		-	0,3	48	- / 14,4
Віконні плетіння світлоаераційних ліхтарів		-	0,037	88	- / 3,26
Стінові сендвіч панелі 1 x 1,2		-	0,02	363	- / 7,26
Стінові сендвіч панелі 1 x 2,4		-	0,04	363	- / 14,52
Стінові сендвіч панелі 1 x 3,6		-	0,06	459	- / 27,54
Стінові сендвіч панелі 1 x 4,8		-	0,08	375	- / 30
Стінові сендвіч панелі 1 x 6		-	0,1	462	- / 46,2
Перепльоти віконні подвійні (1,2 x 12)		-	0,4	264	- / 105,6
Ворота		-	0,9	3	2,7
Зв'язки вертикальні по колонах		-	3,9	8	- / 31,2
Фундаменти збірні під фахверкові колони		6,6	-	14	92,4 / -
Фундаментні балки 6 м		0,94	2,44	17	15,98 / 41,48
Фундаментні балки 12 м		2,05	5,1	38	77,9 / 193,8

В таблиці 3.3 наведено об'єм будівельно-монтажних робіт.

Таблиця 3.3 Об'єм будівельно-монтажних робіт об'єкту

№ з/п	Найменування робіт	Схематичний план, розріз	Один. вимір.	Формула підрахунку	Об'єм робіт
Роботи нульового циклу					
1	Зрізування рослинного шару		1000м ³	$V = (36 \cdot 2 \cdot 228 + 144 \cdot 30 + (102 + 228) \cdot 2 \cdot 20) \cdot 0,2$	6,79
2	Планування майданчика		1000 м ²	$S = (36 \cdot 2 \cdot 228 + 30 \cdot 144 + (102 + 228) \cdot 2 \cdot 20)$	33,94
3	Розробка ґрунту:			$V_{\text{обш}} = V_{\text{зр}} \cdot n_{\text{зр}} + V_{\text{ср}} \cdot n_{\text{ср}} + V_{\text{ср}} \cdot n_{\text{факт}} = 21 \cdot 40 + 24,1 \cdot 29 + 37,44 \cdot 14 = 2,063 \text{ тыс. м}^3$	
	- на транспорт		1000 м ³	$V_{\text{т}} = V_{\text{зр}} \cdot n_{\text{зр}} + V_{\text{ср}} \cdot n_{\text{ср}} + (V_{\text{ф}} + V_{\text{н}}) \cdot n_{\text{факт}} = 7,34 \cdot 40 + 8,874 \cdot 29 + (6,6 + 0,6) \cdot 14$	0,652
	- у відвал			$V_{\text{от}} = V_{\text{обш}} - V_{\text{т}} = 2,063 - 0,652$	1,411
4	Підчистка дна окремих котлованів		100 м ³	$V_{\text{подч}} = V_{\text{подч}} \cdot n_{\text{факт}} + n_{\text{ф1}} \cdot V_{\text{н1}} + n_{\text{ф2}} \cdot V_{\text{н2}} + n_{\text{ф3}} \cdot V_{\text{н3}} + n_{\text{ф4}} \cdot V_{\text{н4}} = 3,39 \cdot 14 + 40 \cdot 4,43 + 22 \cdot 5 + 2 \cdot 5,6 + 4 \cdot 6,55$	3,72
5	Улаштування підготовки під окремі збірні фундаменти		100 м ³	$V_{\text{подг}} = V_{\text{подч}} \cdot N_{\text{факт}} = 0,6 \cdot 14$	0,084
6	Монтаж фундаментів		100 шт.		0,14
7	Гідроізоляція фундаментів		100 м ²	$S_{\text{гиз}} = S_{\text{гизр}} \cdot N_{\text{факт}} = 11,3 \cdot 14$	1,582
	Гідроізоляція монолітних ростверків		100 м ³		10,8
8	Зворотне засипання ґрунту		1000 м ³	$V_{\text{зас}} = V_{\text{от}}$	1,411
9	Ущільнення ґрунту		100 м ³	$V_{\text{упл}} = V_{\text{зас}}$	14,11
	Забивання паль		м ³	$V_{\text{св}} = l \cdot a \cdot b \cdot n_{\text{св}} = 7 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 248$	156,24
	Улаштування монолітних ростверків до 10 м ³		100 м ³	$V = n_{\text{ф1}} \cdot V_{\text{ф1}} + n_{\text{ф2}} \cdot V_{\text{ф2}} = 40 \cdot 7,344 + 22 \cdot 8,874$	4,89
	Улаштування монолітних ростверків до 25 м ³		100 м ³	$V = 2 \cdot V_{\text{ф3}} + 4 \cdot V_{\text{ф4}} = 2 \cdot 10,65 + 4 \cdot 13,31$	0,75

Монтажний цикл					
10	Монтаж колон		100 шт		
	- крайнього ряду				0,40
	- середнього ряду				0,29
	- фахверкових				0,14
11	Монтаж вертикальних зв'язків		100 шт		0,08
12	Підкранові балки		т.		237,43
13	Монтаж підкровок'яних ферм		т.		120,92
14	Монтаж кров'яних ферм		т.		558,34
15	Монтаж рам ліхтарів		т		14,4
17	Монтаж ліхтарних перепльотів з склінням		100 м ²		13,84
	Монтаж фундаментних балок		100 шт.		0,55
	Монтаж прогонів		т		90,3
18	Монтаж сендвіч-панелей покриття		100 шт		34,56
20	Монтаж стінових сендвіч-панелей		100 шт		20,22
21	Монтаж віконних рам		т		105,6

22	Навішування воріт		т	$m = M_{\text{в}} \cdot n_{\text{в}} = 1,5 \cdot 3$	4,5
Оздоблювальні роботи					
28	Скління ліхтарних переплетень		100 м ²		13,84
29	Скління віконних переплетень		100 м ²		2,142
30	Влаштування основ під підлоги		100 м ³	$V = S_{\text{пол}} \cdot 0,3 = 20736 \cdot 0,3$	62,21
31	Влаштування підлог		100 м ²		207,36
32	Зовнішнє фарбування		100 м ²	$S_{\text{зов}} = S_{\text{вор}} \cdot n_{\text{вор}} = 4 \cdot 4,8 \cdot 3$	0,58
33	Внутрішнє масляне фарбування		100 м ²	$S_{\text{масл}} = S_{\text{кол}} \cdot n_{\text{кол}} + S_{\text{ПБ}} \cdot n_{\text{ПБ}} + S_{\text{Ф}} \cdot n_{\text{Ф}} + S_{\text{ПФ}} \cdot n_{\text{ПФ}} + S_{\text{вор}} \cdot n_{\text{вор}} =$ $= 81,42 \cdot 69 + 3510,72 + 11207,7 + 1221,2 + 57,6$	216,15
34	Влаштування підготовки під вимощення		100 м ³	$V_{\text{под}} = (P - l_{\text{вор}} \cdot 12) \cdot b_{\text{отк}} \cdot t_{\text{под}} = (2 \cdot 228 + 102 - 4 \cdot 3) \cdot 0,1 \cdot 1$	0,546
35	Влаштування вимощення		м ³	$V_{\text{отк}} = (P - l_{\text{вор}} \cdot 12) \cdot b_{\text{отк}} \cdot t_{\text{отк}} = (2 \cdot (228 + 102) - 4 \cdot 3) \cdot 0,15 \cdot 1$	81,9

Таблиця 3.4 Відомість підрахунку об'ємів робіт та необхідних ресурсів на
будівництво середнесортного прокатного стану

№ з/п	Назва розділів, видів робіт; ескізи частин будинків	Вимірник	Об'єм робіт
1	3	4	5
<i>Роботи нульового циклу</i>			
1	Зрізання рослинного шару	1000м ³	6,79
2	Планування майданчика	1000 м ²	33,94
3	Розробка ґрунту:		
	- на транспорт	1000 м ³	0,652
	- у відвал	1000 м ³	1,411
4	Підчистка дна окремих котлованів	100 м ³	3,72
5	Улаштування підготовки під окремі збірні фундаменти	100 м ³	0,084
6	Монтаж фундаментів	100 шт.	0,14
7	Гідроізоляція фундаментів	100 м ²	1,582
8	Гідроізоляція монолітних ростверків	100 м ³	10,8
9	Зворотне засипання ґрунту	1000 м ³	1,411
10	Ущільнення ґрунту	100 м ³	14,11
11	Забивання паль	м ³	156,24
12	Улаштування монолітних ростверків до 10 м ³	100 м ³	4,89
13	Улаштування монолітних ростверків до 25 м ³	100 м ³	0,75
<i>Монтажний цикл</i>			
14	Монтаж колон		
	- крайнього ряду	100 шт	0,40
	- середнього ряду	100 шт	0,29
	- фахверкових	100 шт	0,14
15	Монтаж вертикальних зв'язків	100 шт	0,08
16	Підкранові балки	т.	237,43
17	Монтаж підкровок'яних ферм	т.	120,92
18	Монтаж крокв'яних ферм	т.	558,34
19	Монтаж рам ліхтарів	т	14,4
20	Монтаж ліхтарних перепльотів з склінням	100 м ²	13,84
21	Монтаж фундаментних балок	100 шт.	0,55

22	Монтаж прогонів	т	90,3
23	Монтаж сендвіч-панелей покриття	100 шт	34,56
24	Монтаж стінових сендвіч-панелей	100 шт	20,22
25	Монтаж віконних рам	т	105,6
26	Навішування воріт	т	4,5
Опоряджувальні роботи			
27	Скління ліхтарних переплетень	100 м ²	13,84
28	Скління віконних переплетень	100 м ²	2,142
29	Влаштування основ під підлоги	100 м ³	62,21
30	Влаштування підлог	100 м ²	207,36
31	Зовнішнє фарбування	100 м ²	0,58
32	Внутрішнє масляне фарбування	100 м ²	216,15
33	Влаштування підготовки під вимощення	100 м ³	0,546
34	Влаштування вимощення	м ³	81,9

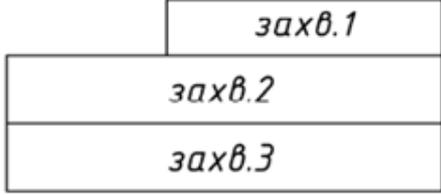
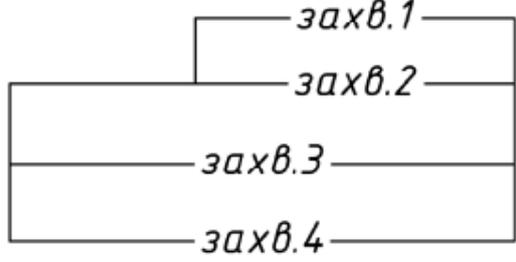
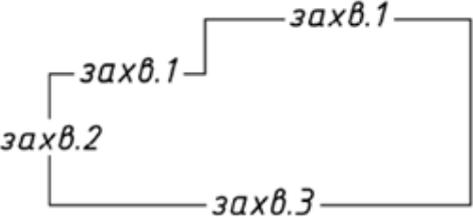
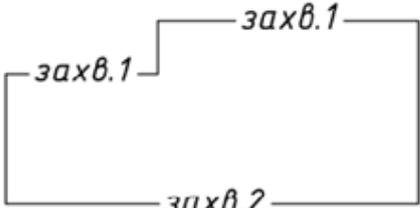
3.4 Вибір методів виконання робіт

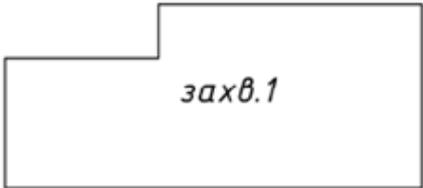
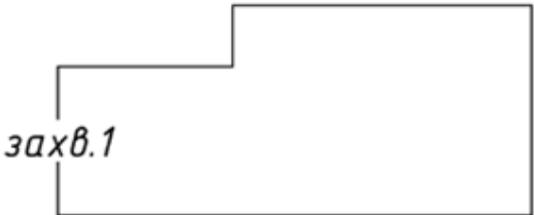
Метод виконання робіт обирають з урахуванням обсягів, строків введення об'єкта в експлуатацію, можливості застосування будівельної техніки, трудомісткості, вартості робіт і доцільності впровадження потокової організації. Потоковий метод передбачає, що постійні бригади, оснащені відповідним обладнанням, виконують однакові операції на різних ділянках (захватках) послідовно, а виконання робіт різними бригадами максимально узгоджується за часом.

Організація потокового методу на будівельному майданчику включає:

1. Поділ загального фронту робіт на окремі ділянки або захватки з подібним характером будівництва.
2. Розподіл складного виробничого процесу на прості операції з передачею їх у виконання конкретним бригадам або ланкам.
3. Послідовне просування бригад по фронту робіт — із захватки на захватку.
4. Перша бригада постійно запускає процес, а остання його завершує

Таблиця 3.5 Схеми розбиття майданчика на захватки при виконанні робіт

Назва робіт	Схема розбиття на захватки
<p>Зрізання рослинного шару Улаштування підготовки під фундаменти Монтаж збірних фундаментів Монтаж кранового обладнання Монтаж кроквяних ферм, рам ліхтарів з оконними блоками, прогонів, покрівельних панелей Улаштування основ під підлоги Улаштування підлог</p>	
<p>Занурення паль дизель-молотом Влаштування ростверків</p>	
<p>Розробка ґрунту на транспорт та у відвал Підчистка дна котлованів Гідроізоляція обмазочна ростверків та збірних фундаментів Зворотня засипка та ущільнення ґрунту Монтаж колон, підкранових балок, зв'язків та підкроквяних ферм</p>	
<p>Монтаж фундаментних балок та стінових панелей Влаштування підготовки під вимощення Влаштування вимощення</p>	
<p>Монтаж віконних перепльотів Заскління віконних перепльотів</p>	

Планування майданчику	
Монтаж воріт Зовнішнє пофарбування	

3.4.1 Порядок визначення вибору методів виконання робіт

В таблиці 3.6 наведено методикку виконання робіт.

Таблиця 3.6 Вибір виконання методів робіт

№ з/п	Найменування спецпотоків та робіт, що входять до них	Посилання на норми і нормативи	Ескізи (рис) основної машини (тип, марка, потужність)	Спеціальні заходи до виконання робіт
1	2	3	4	5
Роботи нульового циклу				
	Зрізання рослинного шару		Екскаватор ДЗ-17, базова машина Т-100, потужність двигуна 79кВт; Екскаватор ДЗ-104, базова машина Т-4А, потужність двигуна 96 кВт	
	Планування майданчика			
	Розробка ґрунту:		Екскаватор зворотна лопата ТЕ-3М:	
	- на транспорт		1 самоскид КрАЗ	
	- у відвал		- 256	
	Підчистка дна окремих котлованів		-	

Улаштування підготовки під окремі збірні фундаменти		Кран МКГ-25 генератор - потужністю 60 кВт Ширина колії - 4,3 м; Висота крана - 3,9 м; Вантажопідйомність - 5 т; Виліт стріли - 20 м; Висота підйому гака - 30 м. Копрова	
Монтаж фундаментів			
Гідроізоляція фундаментів			
Гідроізоляція монолітних ростверків			
Зворотне засипання ґрунту			
Ущільнення ґрунту			
Забивання паль			
Улаштування монолітних ростверків до 10 м ³			

Улаштування монолітних ростверків до 25 м ³		установка СП-49д на базі гусеничного трактора з трубчастим	
--	--	--	--

Монтажний цикл

Монтаж колон		Кран МКГ-16 Ширина колії - 3,8 м; Висота - 3,9 м; Вантажопідйомність - 11 т; Виліт стріли - 16 м; Висота підйому гака - 18 м.	
- крайнього ряду			
- середнього ряду			
- фахверкових			
Монтаж вертикальних зв'язків			
Підкранові балки		Кран ДЕК-251 Ширина колії - 4,4 м; Висота - 4,3 м; Вантажопідйомність - 11 т; Виліт стріли - 20 м; Висота підйому гака - 24 м.	
Монтаж підкроквяних ферм			
Монтаж кроквяних ферм			
Монтаж рам ліхтарів			
Монтаж ліхтарних перепльотів з склінням			
Монтаж фундаментних балок			
Монтаж прогонів			
Монтаж сендвіч-панелей покриття			
Монтаж стінових сендвіч-панелей			

Монтаж віконних рам			
Навішування воріт			
<i>Оздоблювальні роботи</i>			
Скління ліхтарних переплетень			
Скління віконних переплетень			
Влаштування основ під підлоги			
Влаштування підлог			
Зовнішнє фарбування			
Внутрішнє масляне фарбування			
Влаштування підготовки під вимощення			
Влаштування вимощення			

3. 4. 2 Вибір комплекту машин і механізмів.

Підбір машин і механізмів для виконання земляних робіт здійснюється з урахуванням обсягів і специфіки робіт, строків їх виконання, розмірів земляної споруди, категорії ґрунтів, а також економічної доцільності. На основі цих факторів визначаються типи, моделі та кількість необхідної техніки для виконання земляних процесів, а також марки й кількість автосамоскидів для перевезення ґрунту.

Вибір землерийних машин

Приймаємо бульдозери:

- ДЗ-17, базова машина Т-100, потужність двигуна 79кВт;
- ДЗ-104, базова маш і на Т-4А, потужність двигуна 96 кВт.

Приймаємо екскаватор типу зворотна лопата ТЕ-3М:

- ємність ковша 0,65 м³;
- найбільша глибина копання котловану 9 м;
- потужність двигуна 80 кВт.

Вибір автомобілів - самоскидів

Потрібна кількість автосамоскидів за зміну:

$$n = \frac{V_{об} \cdot t_{ц}}{V_k \cdot 8,2};$$

$$\text{де } t_{\text{ц}} = t_{\text{н}} + t_{\text{р}} + t_{\text{тр}} = \frac{V_{\text{к}}}{\Pi_{\text{р}}} + t_{\text{р}} + \frac{2 \cdot L}{V_{\text{ср}}},$$

де $V_{\text{об}}$ – об'єм ґрунту, який потрібно вивезти за зміну, м³;

$V_{\text{к}} = 6,5 \text{ м}^3$ – ємність кузовів використовуваних самоскидів;

$t_{\text{н}}$ – час одного повного циклу роботи автосамосвала, час;

$t_{\text{н}}$ – час навантаження одного автосамоскиду в годину;

$t_{\text{р}} = 0,033 \text{ год}$ – час на розвантаження та маневри;

$L = 2000 \text{ м}$ – відстань транспортування ґрунту;

$\Pi_{\text{р}} = 6,2 \text{ м}^3/\text{ч}$ – годинна продуктивність екскаватора;

$V_{\text{ср}} = 60 \text{ км / год}$ – середня швидкість автосамосвала в обидва кінці.

Обчислимо об'єм ґрунту, що треба вивезти за зміну:

$$V_{\text{об}} = \frac{V_{\text{гр}}}{t \cdot n_{\text{см}}} = \frac{652}{3 \cdot 2} = 108,7 \text{ м}^3$$

де $V_{\text{гр}}$ – об'єм ґрунту, який розробляється на транспорт, м³;

t – тривалість розробки ґрунту, днів;

$n_{\text{см}}$ – кількість змін.

$$t_{\text{ц}} = \frac{6,5}{62} + 0,033 + \frac{2 \cdot 2}{60} = 0,2 \text{ години}$$

$$N = \frac{108,7 \cdot 0,2}{6,5 \cdot 8,2} \approx 1 \text{ шт}$$

тоді:

Приймаємо один самоскид **КрАЗ - 256** з наступними характеристиками:

- ☛ ємність кузова – 6,5 м³;
- ☛ вантажопідйомність – 11 т;
- ☛ потужність двигуна – 176,5 кВт;
- ☛ максимальна швидкість з навантаженням – 65 км / год

3. 4. 3 Вибір комплекту машин для монтажних робіт

Техніко-економічне порівняння варіантів механізації монтажу.

Проводиться за собівартістю одиниці продукції.

Для визначення собівартості одиниці продукції необхідно знати вартість маш.-зм. кожного крану за формулою:

$$C_{\text{м.см.}} = B_{\text{э.п.}} + \frac{B_{\text{п.}}}{T_{\text{с.пп}}} + B_{\text{э.пер}},$$

де:

$B_{\text{э.п.}}$ – постійні експлуатаційні витрати, (грн.), що дорівнюють для гусеничних і пневмоколісних кранів 2,38 і 3,64 відповідно;

$B_{\text{п.}}$ – витрати, пов'язані з перебазування механізму, грн., що становлять для гусеничних і пневмоколісних кранів 4,08 і 5,28 відповідно;

$B_{\text{э.пер.}}$ – змінні експлуатаційні витрати, грн., рівні для гусеничних і пневмоколісних кранів 19,31 і 24,69 відповідно;

$T_{\text{с.пп.}}$ – кількість змін роботи крана на будмайданчику.

Для гусеничного крана:

$$C_{\text{м.см.}} = B_{\text{э.п.}} + \frac{B_{\text{п.}}}{T_{\text{с.пп}}} + B_{\text{э.пер}} = 2,38 + \frac{4,08}{2} + 19,31 = 22,29 \text{ грн.}$$

Для пневмоколісного крана:

$$C_{\text{м.см.}} = B_{\text{э.п.}} + \frac{B_{\text{п.}}}{T_{\text{с.пп}}} + B_{\text{э.пер}} = 3,64 + \frac{5,28}{2} + 24,69 = 29,11 \text{ грн.}$$

Собівартість одиниці продукції визначається за формулою:

$$C_{\text{ед.пр.}} = \frac{1,08 \cdot \sum T_{\text{см}} \cdot C_{\text{м-см}} + 1,7 \cdot \sum Z_{\text{п}} + \sum C_{\text{пут.}}}{V_{\text{к}}},$$

де 1,08 – коефіцієнт накладних витрат на експлуатацію машин;

1,7 - коефіцієнт накладних витрат на заробітну плату;

$\sum Z_{\text{п}}$ - сума заробітної плати робітників;

$\sum C_{\text{пут.}}$ - сума витрат на влаштування доріг самохідних кранів (для гусеничних кранів 0,4 грн / м; для пневмоколісних – 4,07 грн / м);

$V_{\text{к}}$ - обсяг монтажних робіт в т.

Для гусеничного монтажного крана:

$$C_{\text{ед.пр.}} = \frac{1,08 \cdot 6,8 \cdot 22,29 + 1,7 \cdot 17238 + 0,4 \cdot 1160}{3023,1} = 9,91 \text{ грн/т}$$

Для пневмоколісного крана:

$$C_{\text{ед.пр.}} = \frac{1,08 \cdot 6,8 \cdot 29,11 + 1,7 \cdot 17238 + 4,07 \cdot 1160}{3023,1} = 11,33 \text{ грн/т}$$

За критерієм мінімальної собівартості одиниці продукції **приймаємо гусеничні крани.**

3.4.4 Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу конструкцій

Вибір вантажопідйомних механізмів для монтажу збірних фундаментів, фундаментних балок і стінових панелей наведено в *Додатку 1*.

3.4 .5 Розрахунок і комплектація складу будівельних бригад

Ключову роль в організації комплексних та спеціалізованих бригад відіграє встановлення їх кількісного та кваліфікаційного складу. Кількість працівників у бригаді *B* визначається за відповідною формулою:

$$B=[D \cdot 100] / C \cdot V \cdot K,$$

де *D* — нормативна кількість людино-днів згідно з калькуляцією, яка визначається як відношення трудовитрат у людино-годинах до середньої тривалості робочого дня (в годинах), прийнятої в даному монтажному управлінні;

C — тривалість виконання завдання у робочих днях, визначена календарним графіком;

V — середній відсоток виконання норм бригадою за попередні 2–3 місяці;

K — коефіцієнт підвищення продуктивності праці, встановлений відносно попереднього досягнутого рівня.

Розрахунок чисельності бригади не варто виконувати на основі вартості обсягів робіт, оскільки це може призвести до похибок через зміну структури робіт та матеріалів. Точніше визначати склад бригади за нормативними трудовитратами з калькуляцій чи акордних нарядів. Чисельність за розрядами встановлюється згідно з державними нормами. Для формування складу бригади трудомісткість розподіляють за розрядами та професіями, враховуючи підвищене виконання норм (наприклад, на 115%) і тривалість роботи.

3.5 Розробка техкарти на монтаж ферм

Розробка техкарти на монтаж ферм наведено в *Додатку 2*.

3.6 Екологічна, пожежна і електробезпека

3.6.1 Забезпечення екологічної безпеки

Щоб уникнути запилення, будівельне сміття та відходи слід регулярно вивозити і зберігати в спеціальних контейнерах. Відходи від килимових покриттів утилізують у відведених місцях. Спалювання сміття заборонено. Контроль за чистотою повітря в робочій зоні здійснюється згідно з нормами. [14].

3.6.2 Забезпечення пожежної безпеки

Для запобігання пожежам місця робіт мають бути забезпечені засобами пожежогасіння, а працівники — навчені діям у разі пожежі. Обладнання має бути справним, а проходи до нього — вільними. Після роботи електроустановки вимикаються. Сушити одяг можна лише в спеціально облаштованих місцях. Горючі відходи зберігаються у закритих контейнерах. До початку робіт має бути забезпечене протипожежне водопостачання. Курити дозволено тільки у спеціально відведених місцях. Необхідно дотримуватись правил пожежної безпеки та проводити інструктаж.

3.6.3 Забезпечення електробезпеки

Під час робіт на виробничій території потрібно дотримуватись вимог нормативів [15, 16]. Електромережі мають обслуговуватись кваліфікованим електроперсоналом. Світильники напругою 127–220 В слід встановлювати на висоті не менше 2,5 м, або використовувати спеціальні конструкції та напругу до 42 В. Живлення повинно здійснюватися через безпечні джерела (трансформатори, батареї), заземлені. Використання автотрансформаторів

заборонене. Ручні світильники мають бути промислового виробництва, а розетки для мереж до 42 В — конструктивно відмінними від вищої напруги.

РОЗДІЛ 4. ЕКОНОМІЧНИЙ

4.1 Кошторисна документація

Комплекст кошторисної документації наведено в Додатку 4.

4.2 ТЕП будівлі

В таблиці 4.1 наведено техніко-економічні показники будівлі.

Таблиця 4.1 Техніко-економічні показники будівлі

№ з/п	Назва показника	Один. виміру	Кількість
1.	Площа ділянки із зоною благоустрою	м ² /га	85200/8,52
2.	Площа забудови	м ²	8376,6
3.	Коефіцієнт площі забудови	%	73,6
4.	Будівельний об'єм будівлі	м ³	152409,6
5.	Робоча площа Фроб	м ²	5040
6.	Тривалість будівництва	днів	228
7.	Загальна працевіткість	тис. люд-год/люд-дн.	369,57232 / 46196,54
8.	Питома працевіткість	люд-дн./м ³	0,303
		люд-дн./м ²	9,17
9.	Загальна вартість будівництва (ЗКР)	тис.грн	928 789,672
10.	- в тому числі БМР (ОКР)	тис.грн	498 202,260
	- в тому числі кошторисна заробітна плата (ОКР)	тис.грн	27 879,613

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування та забудова територій»
2. ДСТУ 2554-94 – Прокатне виробництво. Капітальні і поточні ремонти. Загальні вимоги безпеки
3. «Правилами охорони праці в прокатному виробництві підприємств металургійного комплексу»
4. НПАОП 27.1-1.04-09 – Правила охорони праці у прокатному виробництві
5. ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель»
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
7. ДСТУ 8828:2019 Пожежна безпека. Загальні положення
8. Плити перекриття та покриття за серією серією 1.137.1-9 вип.1
9. ДБН ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи
10. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти
11. ДБН Д.2.2-99 «Кошторисні норми»
12. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів
13. ДБН А.3.1-5-2009 Організація будівельного виробництва
14. ДСТУ-Н Б А 3.2-1:2007 Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів
15. ГОСТ 12.1.004-91 – ССБТ. Пожежна безпека. Загальні вимоги
16. ДСТУ Б А.3.2-13:2011. Система стандартів безпеки праці. Будівництво.
15. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування
16. ДСТУ Б В.1.1-36:2016 – Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою
17. ДБН В.1.2-14:2018. «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»

18. НАПБ А.01.001-2014 – Правила пожежної безпеки в Україні
19. НПАОП 27.1-1.06-08 – Правила охорони праці під час ремонту устаткування на підприємствах чорної металургії
20. ДБН В.2.5-56:2014 – Системи протипожежного захисту
21. Закон України "Про пожежну безпеку"
22. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будівлі підприємств. Параметри (ГОСТ 23838-89, MOD).

ДОДАТКИ