МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Архітектури та інженерних вишукувань

РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ОС « МАГІСТР»

На тему: ***Цех фосфорної кислоти ВАТ «Сумихімпром»***

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"

Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконав: *студент 2м курсу*

Андросов Євген Васильович

Керівник : ***д.арх.проф. Височин Іван Андрійович***

Завідувач кафедри: ***доцент Бородай Дмитро Сергійович***

СУМИ 2021

ЗМІСТ

Вступ 6

Розділ 1. Архітектурно-будівельний 8

1.1. Ситуаційний план 8

1.2. Об’ємно-планувальне рішення 9

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення 10

1.4. Інженерні-розрахунки 14

Розділ 2. Дослідницько-розрахунковий 17

2.1. Дослідницько-розрахунковий 17

Вступ 17

Огляд досліджень 18

Основна частина 25

Висновки 41

2.2. Розрахунок сталевої кроквяної трапецеподібної ферми з елементами із парних кутиків прольотом 30м 42

2.2. Розрахунок фундаментів. 59

Розділ 3. Технологія та організація будівництва 65

3.1. Умови будівельного виробництва 65

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт 66

Список використаних джерел 71

ВСТУП

Промисловість вже давно споживає величезну кількість фосфорної кислоти. Враховуючи різноманітність областей застосування, цю речовину виробляють у масовому масштабі. Незважаючи на все більш жорсткі екологічні та правові обмеження, виробництво фосфорної кислоти не знижується.

Постійний попит на цю хімічну сполуку свідчить про те, наскільки вона потрібна для світової економіки. H_3PO_4 – це «їдка кров» промисловості, яка пульсує у незліченних виробничих установках по всьому світу. Із фосфорною кислотою працюють професіонали, що оперують у різних галузях промисловості. Для багатьох досліджень та експериментів використовують її вчені, а з її допомогою знання отримують у хімічних лабораторіях студенти та учні. Сьогодні важко уявити функціонування сучасної економіки без фосфорної кислоти. Властивості фосфорної кислоти роблять її незамінною сировиною і реактантом, яку важко витіснити навіть інноваційними хімічними сполуками, що випускаються на ринок виробниками хімічних речовин.

З 2010 року у Сполучених Штатах відбулося кілька консолідацій та скорочень потужностей. У Латинській Америці у першій половині 2018 року спостерігалося зниження попиту на фосфорні добрива через зниження цін на продукти харчування.

Натхненний швидким зростанням китайської економіки та зростаючою потребою у фосфорних добривах, Китай став найбільшим у світі виробником та споживачем фосфорної кислоти. З 2008 до 2018 року обсяг виробництва фосфорної кислоти в Китаї зростав у середньому на 3,1% на рік. Виробництво та споживання фосфорної кислоти зростали в середньому за рік на 4,5% та 4,6%, відповідно, за той же період. Прогнозується, що виробництво та споживання фосфорної кислоти в Китаї спостерігатиметься більш повільним, але помірним зростанням у період між 2018 та 2023 роками.

Хоча ринки фосфорної кислоти як у Західній, так і Центральній Європі досить розвинені, у Східній Європі в 2013–18 роках ємність значно розширилася.

Оскільки в Казахстані та Туркменістані експлуатуються запаси фосфатів, у цих двох країнах було збудовано нові заводи з виробництва фосфорної кислоти.

На Близькому Сході та в Африці Група Office Cherifien des Phosphates (OCP) та Ma'aden Phosphate Company (MPC) формують та струшують світову індустрію фосфорної кислоти. Обидві компанії зворотньо інтегровані до місцевих родовищ фосфоритів і обидві активно інвестують у розвиток та розширення переробних потужностей. Через свою дочірню компанію з виробництва фосфатів Waad Al Shamaal, Ma'aden розширила свої потужності з виробництва фосфорної кислоти в Саудівській Аравії в 2017 році, тоді як OCP розширила свої виробничі потужності в Марокко в 2013-18 роках, а подальше розширення планується на 2023 рік. масштабні збільшення потужності протягом прогнозованого періоду було оголошено в Алжирі, Єгипті та Уганді.

Ринок фосфорної кислоти в Індії є найбільшим в іншій Азії. Індія є провідним імпортером фосфорної кислоти у 2018 році, на її частку припадає понад половини світової торгівлі.

Глобальний баланс попиту та пропозиції визначається пропозицією. Загалом і на глобальному рівні очікується, що ринок фосфорної кислоти щороку зростатиме майже на 4% на рік.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план

Дипломний проект на тему: «Цех фосфорної кислоти ВАТ “Сумихімпром» розроблений на підставі завдання на дипломне проектування.

Місце будівництва – м. Суми. Розташування будівлі на території ВАТ «Сумихімпром».

Кліматичні умови

Згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010:

1. Будівельна кліматична зона:
   a) кліматичний район - I;
   b) кліматичний підрайон - I.
2. Розрахункові дані температури повітря:
   a) температура найбільш холодних п’яти днів – -24ºС;
   b) температура найбільш холодної доби – -28ºС.
3. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів – 1,2 м.
4. Геологічні дослідження показали, що на ділянки залягають ґрунти – суглинки.
5. Ґрунтові води на глибині дослідження відсутні.

Генеральний план

Генеральний план має форму прямокутника, з розмірами 357×213 м.

Рельєф місцевості спокійний.

Головний фасад будівлі зорієнтовано на схід.

Для відводу атмосферних вод передбачений невеликий ухил будівельного майданчику $i = 0{,}01$

Крім будівлі, яка проектується на території ділянки, передбачено:

2. Стоянка для автомобілів
3. Склад
4 Контрольно-перепускний пункт

На генеральному плані будівлі і споруди розташовуються з урахуванням їх сприятливого природного освітлення і провітрювання, санітарних та протипожежних вимог.

Під’їзд до будівлі здійснюється кільцевою, дорогою шириною 7,0 м.

Тротуари шириною 1,5 м. Покриття доріг, тротуарів, майданчиків – асфальтобетонне.

Вільна територія від забудови та твердих покрить озеленена влаштуванням газонів з багатолітніх трав, клумб, насадженням дерев листяних, хвойних порід, чагарників які вільно зростають та рядового насадження.

Таблиця 1 - ТЕП генплану

Найменування	Одиниця вимір.	Примітка
Площа ділянки	$м^2$	76041
Площа забудови	$м^2$	76326
Площа твердих покриттів	$м^2$	510,8
Площа майданчиків	$м^2$	6014
Відсоток забудови	%	159,4
Відсоток озеленення	%	79,7

1.2. Об’ємно-планувальне рішення

Будівля що проектується в плані має форму прямокутника металевий каркас якої виконано з використанням повздовжніх та торцевих фахверків, розміри в осях 114,250 ×60,90 м.

Схема планування будівлі секційна двох пролітна з розмірами прольоту 30,0м. Сітка колон 6×6м. Будівля 4-х поверхова: поверхи виглядають в вигляди робочих площадок. Площадки складаються з головних та другорядних балок, і робочого настилу по них. Також будівля оснащуються мостовими та підвісними кранами. Будівля опалювана з природною та штучною вентиляцією.

Робочі креслення розроблені на дві секції.

Загальна висота будівлі – 41,2 м.

Будівля в осях А-К, 1-14 має наявність незадуваючих ліхтарів.

Будівля відноситься до першої групи виробничих процесів.

Ступень вогнестійкості – 2.

Ступень довголіття – 2.

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

Фундаменти, цоколь.

Фундаменти монолітні залізобетонні по серії 1.412

Глибина закладення фундаменту – 2,8 м.

З’єднання залізобетонних колон з фундаментом здійснюється за рахунок замонолічування бетоном дрібної фракції С18/22,5. Металеві колони з’єднуються з фундаментами за рахунок анкерних болтів. Фундаментні балки прийняті маркою ФБС-46, ФБС-45 довжиною 5,954 та 4,75м. Балки укладаються на бетонні стовпчики. Під фундаментні балки влаштовують підсипку із шлаку а поверху фундаментних балок – гідроізоляцію із цементного розчину складу 1:2 товщиною 30 мм.

По периметру будівлі влаштовуються вимощення шириною 1,5м із асфальтобетону з ухилом 3% .

Склад вимощення:

1. Асфальтобетон – 30мм;
2. Підготовка з щебню – 150мм;
3. Ущільнений ґрунт.

Вертикальна гідроізоляція здійснюється обмазкою гарячим бітумом за 2 рази зовнішніх поверхонь фундаментних блоків.

Цоколь будівлі в підріз з площиною.

Каркас.

Каркас будівлі: колони, кров’яні, підкроквяні конструкції, підкранові конструкції. Колони металеві постійного січення та двовіткові індивідуального виготовлення. В другій секції змонтовані збірні з\б колони.

- крайнього ряду по серії КЄ-01-52 січенням 1300×500 висотою 18600мм
- середнього ряду серія КЄ-01-52 січенням 950×600 висотою 18600мм.

Металева ферма довжиною 30 м кріпиться до колони за рахунок зварювання закладних деталей.

Кранова рейка по серії КЄ-01-50 И 51 марки КР-60 довжиною 6м висотою 0,70 м.

Рейка укладається на пружну прокладку $\delta = 10\,мм$ і закріплена на зашплінтованих болтах.

Стіни.

Стінові панелі тришарові по серії 1.432.1-21 марок ПТС 60.18.2,0-ТП-1 і ПТС 60.18.2,0-ТП-1, довжиною 6000 мм, висотою 1185, 1785 мм, товщиною 200 мм. Виготовляються з внутрішнім утепленням із пінополістиролу, $\gamma = 35\ {кг}/{м^3}$.

Кріплення стінових панелей до колон здійснюється за допомогою зварювання закладних деталей колон сцепом із двох кутиків 125×14. Парапетні панелі зв'язуються з плитами покриття сцепом із крюка і петлі ∅16 мм $L = 1600мм$.

Горизонтальні і вертикальні шви заповнюються еластичним матеріалом герніт $\delta = 80$ мм, з зовнішнього боку – додатково мастиками-герметиками типу ЦМ 40 (УМС-50).

Сталеві закріплювальні елементи та поверхні закладних деталей оцинковуються.

Перегородки.

Перегородки цегляні розгороджуючи, стаціонарні з прорізами.

Цегляні перегородки товщиною 120 мм влаштовують із звичайної глиняної цегли М-75 на цементно-піщаному розчині М-25.

Перегородки армують горизонтальними поясами кожні, 3 м по висоті і довжині.

Висота перегородок 3000 мм.

Покриття, покрівля.

Покриття прогонне суміщене, утеплене похиле з величиною ухилу 3%. Несуча конструкція з/б плита. Покриття із попередньо –напружених з/б плит покриття по серії 223-67 В-І марок І ПГ- І АІV довжиною 6000×1500мм, висотою 300 мм. Плити в місцях влаштування вентиляційних каналів по ГОСТ І 8.6.5І-4184 марки ІПВ4-5АІV довжиною 6000 мм шириною 1500мм. Кріплення плит покриття до несучих елементів покриття здійснюється не менше ніж в 3-х точках шляхом зварювання з/б плит покриття з кроквяними конструкціями.

Покрівля утеплена і складається з:

1. З/б плита;
2. Пароізол смазка бітумом за два рази;
3. Утеплювач плитний $\gamma = 500\,{}^{\text{кг}}/_{\text{м}^3}$;
4. Стяжка – 20мм;
5. Вирівнюючий шар;
6. 3-шара руберойду на бітумній мастиці;
7. Шар гравію втопленому в бітумну мастику.

Водовідвід внутрішній, організований зі стоком води через лійки. В місцях влаштування водоприймальних воронок водонепроникність забезпечується приклеюванням 2-х додаткових шарів руберойду. В місцях примикання рулонного килиму до парапету килим піднімають на висоту 300 мм і накривають фартухом із покрівельної сталі.

Вікна, двері.

В будівлі прийняте стрічкове остеклення із дерев’яних віконних панелей шириною 3 м висотою. 1,2 м з відкриваючими стулками всередину приміщення. Елементи панелей з’єднуються на шинах. Укріплення панелей до колон каркасу здійснюється коротишами із кутників, а між собою з’єднуються цвяхами. Зазори між панелями законопачуються з обох боків просмоленим клоччям і закривають наличником. Також в проекті є кладка зі склоблоків.

Зовнішні та внутрішні двері дерев'яні але в необхідних приміщеннях металеві. По серії ПР-05-35, ВП26-30, ГОСТ 6629-88, ДГ 21-20, ГОСТ 6629-88. Дверні прорізи обрамляються коробками дерев'яними обов'язково із кутників $\angle 75 \times 3$, а колона – із сталевих листів товщиною 2мм. Полотна дверей обшивка з фанери.

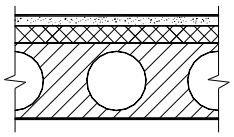
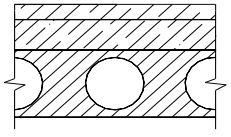
Ворота – запроектовані розпашні по серії І 435.2-20 марки РСВ 3,6×3,6. Проріз під ворота обрамляється збірною з/б рамою; полотна воріт навішуються на петлі. Нижні петлі мають сферні самоустанавлюючі підшипники, які працюють на сприйняття вертикальних навантажень. Для попередження продування по контуру рами варять наличники з листової сталі, а щілини закривають фартухами з резини.

Підлоги.

В санвузлах плінтус улаштовують із керамічної плитки на цементно-піщаному розчині М-100.

Підлоги санвузлів на 20мм нижче від підлоги інших приміщень.

Таблиця 2 - Експлікація підлог

Найменування приміщення	Схема підлоги	Тип під-лог	Елементи підлоги і її товщина	Площа підлоги. м^2
1	2	3	4	5
Санвузли		1	Керамічна плитка – 13 Цементна стяжка М100 – 30 Шар руберойду - 5 З/б плита перекриття-220	56
Робочі площі		2	Бетон кл.В20 – 50 Бетонна підготовка кл.В20 - 100 Щебінь	18391

Опорядження

Зовнішнє.

Зовнішня поверхня будівлі пофарбована водо дисперсним розчином стійким до атмосферних впливів.

Цоколь облицьований фасадною плиткою темних тонів.

Зовнішні поверхні вікон і дверей, а також металеві поверхні пофарбовані олійною фарбою за 2 рази.

Внутрішнє

Виконати поліпшене масляне пофарбування наступних поверхонь: вікон, дверей, підвіконь, радіаторів, труб, сходових огорож, дерев'яних поручнів.

1.4. Інженерні-розрахунки

Теплотехнічний розрахунок конструктивних елементів

Район будівництва м. Суми, у відповідності до ДБН В.2.6-31:2016 відноситься до І температурної зони.

Клімат району міста Суми помірно-континентальний, характеризується теплим літом і помірно холодною зимою з частими відлигами.

Середньорічна температура повітря: 6,8 °С

Абсолютний мінімум: -30 °С

Абсолютний максимум: 28 °С

Середня температура: найбільш холодної п'ятиденки: -25 °С

Середня температура опалювального періоду: -1,4 °С

його середня тривалість 187 діб

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

У відповідності до ДБН В.2.6-31:2016 мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни виробничої будівлі для І температурної зони з конструкціями з $D > 1{,}5$ складає:

$$R_{q,min} = 1{,}8$$

Вихідні дані: матеріал стін – тришарові стінові панелі, які складаються з наступних шарів:

1 – Залізобетон важкий класу С18/22,5 товщиною 50 мм, питомою вагою $2500\ {}^{\text{кг}}/_{\text{м}^3}$

2 – Пінополістирол з питомою вагою 35 $^{кг}/_{м^3}$.

3 - Залізобетон важкий класу С18/22,5 товщиною 100 мм, питомою вагою 2500 $^{кг}/_{м^3}$

Таблиця 3 - Вихідні дані до теплотехнічного розрахунку

№	Найменування	$\gamma_0, ^{кг}/_{м^3}$	δ, м	$\lambda, \frac{Вт}{м \cdot °C}$
1	Залізобетон важкий	2500	0,05	1,86
2	Пінополістирол	35	х	0,031
3	Залізобетон важкий	2500	0,1	1,86

Розрахунок ведемо при відносній вологості усередині приміщення – нормальної, $\varphi = 55\%$, температура внутрішнього повітря $t_в = +20°C$. Умови експлуатації конструкцій – Б.

Коефіцієнт внутрішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2016: $\alpha_в = 8{,}7\ \frac{Вт}{м \cdot °C}$

Коефіцієнт зовнішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2016: $\alpha_н = 23\ \frac{Вт}{м \cdot °C}$

Із формули визначення опору теплопередачі огороджувальної конструкції:

$$R = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_н} \geq R_{q,min}$$

Знаходимо мінімально необхідну товщину утеплювача для утеплення зовнішньої стіни:

$$\delta_2 \geq \lambda_2 \cdot \left(R_{q,min} - \left(\frac{1}{\alpha_в} + \frac{1}{\alpha_н}\right) - \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3}\right)\right)$$

$$= 0{,}031 \cdot \left(1{,}8 - \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{1}{23}\right) - \left(\frac{0{,}05}{1{,}86} + \frac{0{,}1}{1{,}86}\right)\right) = 0{,}048 \text{ м}$$

Із каталогу приймаємо найближчу більшу товщину, яка складає 50 мм.

Повна товщина тришарової панелі складатиме 200 мм.

Розрахунок класу наслідків (відповідальності) об’єкту

Класи наслідків (відповідальності) об’єктів визначаються рівнем можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат, пов’язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об’єкта.

У відповідності до ДСТУ 8855:2019 незалежно від класифікації за ознаками потрібно встановлювати клас наслідків (відповідальності) не менше ніж СС3 — для об’єктів першої категорії, які можуть мати значний вплив на довкілля і підлягають оцінці впливу на довкілля, визначених у Законі України «Про оцінку впливу на довкілля». У відповідності до статті 3 п. 2 пп. 6 хімічне виробництво, в тому числі виробництво основних хімічних речовин відноситься до першої категорії видів планованої діяльності та об’єктів.

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1.Дослідницько-розрахунковий

Вступ

Актуальність дослідження. Основною метою будівництва на сьогодні є зниження матеріаломісткості.

В будівлях перекриття і покриття несуть на собі важливі функції: сприймають вертикальні навантаження; приймають участь у забезпеченні просторової жорсткості, перерозподілять зусилля між вертикальними елементами від горизонтального навантаження; вони є огороджувальними конструкціями; служать для підвішування під'ємно-транспортних механізмів.

Перекриття і покриття є матеріаломісткими елементами, на які витрачається близько 30-40 % бетону і сталі, від всього обсягу, що витрачається на зведення будівель, тому проектування конструкцій перекриттів необхідно виконувати з урахуванням дійсних умов їх роботи і взаємодії з іншими конструкціями,

В зв'язку з цим, дослідження просторової роботи перекриттів, яке спрямоване на уточнення напружено-деформованого стану, є актуальною задачею.

Мета роботи - аналіз напружено-деформованого стану металевої ферми із парних кутиків з врахуванням включення в роботу ребристих плит покриття в порівнянні з класичною методикою визначення зусиль.

Задачі дослідження.

1. Обґрунтування розрахункової схеми металевої ферми.
2. Порівняльний аналіз напружено-деформованого стану ферми з елементами із парних кутиків при включенні в роботу ребристих плит і класичною методикою визначення зусиль.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан металевих ферм з елементами із парних кутиків при включенні в роботу ребристих плит.

Предмет дослідження – металеві ферми.

Методи дослідження – метод скінчених елементів.

Практична значимість: результати досліджень дозволять зменшити матеріалоємність при виготовленні металевої ферми.

Апробація роботи.

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

Огляд досліджень

Металеві конструкції використовувалися в складі будівель вже в V ст. до н. е.

Інженерні конструкції з металу стали застосовувати ще в XII в. при зведенні унікальних споруд того часу – палаців, церков та ін. Саме застосування металу в будівельних конструкціях почалося з 1784 року після отримання маловуглецевої сталі англійцем Г. Картом. Потім за короткий термін розроблені способи промислового виробництва литої сталі (з 1855 по 1878 рр.): бесемерівський, мартенівський, томасівський. Тоді ж почалося виробництво прокатних профілів (кутові, таврові, двотаврові, зетові).

У XVII-XVIII ст. знайшли застосування насланні металеві конструкції крокв і просторові купольні конструкції глав церков. Стрижні конструкцій виконували з кованих брусків і з'єднували на замках і скріпах горновим зварюванням. У XVIII ст. починають використовувати чавунні мости і конструкції перекриттів цивільних і промислових будівель. Чавунні елементи з’єднували болтами або на замках.

В кінці XIX ст. для перекриття великопрольотних будівель стали застосовувати ґратчасті каркаси рамно-арочної конструкції. Прикладом найбільш досконалою рамно-арочної конструкції служить покриття Київського вокзалу в Москві. У XIX ст. в зв’язку зі збільшенням мережі залізниць значного розвитку отримала школа мостобудування. Велика заслуга в розвитку науки про металеві конструкції відомих вчених і інженерів: Дмитра Івановича Журавського (1822-1891), Фелікса Станіславовича Ясинського (1856-1899), Миколи Аполлоновича Белелюбського (1845-1922), Лавра Дмитровича Проскурякова (1858-1926), Євгена

Оскаровича Патона (1870-1953), Івана Петровича Прокоф'єва (1877-1958), Миколи Станіславовича Стрілецького (1885-1967) і ін.

Професор М.С. Стрілецький сформулював три основних принципи проектування металевих конструкцій: максимальна економія стали, найменша трудомісткість виготовлення, швидкісний монтаж. При цьому вся будівля має відповідати експлуатаційним вимогам.

У XX ст. була створена потужна металургійна промисловість. Стали широко застосовувати зварні металеві конструкції.

В даний час є спеціалізовані підприємства для виробництва металоконструкцій з використанням принципів уніфікації та стандартизації їх елементів.

Металеві конструкції діляться на стрижневі (балки, колони, ферми) і листові (суцільні, оболонки).

Стрижневі конструкції з металу застосовуються у виробничих будівлях і спорудах, мостах, висотних будівлях, спорудах спеціального призначення (ангари, елінги, авіазбірні цехи), водонапірних вежах (стовбури), затворах гідротехнічних споруд та ін.

Листові конструкції застосовуються в резервуарах для зберігання рідин, газгольдерах - для зберігання і розподілу газів, бункерах - для зберігання і перевантаження сипучих матеріалів, дюкерах, водонапірних вежах, затворах гідротехнічних споруд та ін.

Метали, що застосовуються для виготовлення металевих конструкцій, мають певними позитивними і негативними властивостями. Відомості про їх достоїнства і недоліки приведені в таблиці нижче.

При проектуванні металевих конструкцій повинні враховуватися такі основні вимоги.

Умови експлуатації. Задоволення заданим при проектуванні умов експлуатації є основною вимогою для проектувальника. Воно в основному визначає систему, конструктивну форму споруди і вибір матеріалу для нього.

Економія металу. Вимога економії металу визначається великій його потребою в усіх галузях промисловості (машинобудування, транспорт і т. д.) і відносно високою вартістю.

У будівельних конструкціях метал слід застосовувати лише в тих випадках, коли заміна його іншими видами матеріалів (в першу чергу залізобетоном) нераціональна.

Транспортабельність. У зв'язку з виготовленням металевих конструкцій, як правило, на заводах з наступним перевезенням на місце будівництва, у проекті повинна бути передбачена можливість перевезення їх цілком або по частинах (відправних елементів) із застосуванням відповідних транспортних засобів.

Таблиця 4. Переваги і недоліки металевих конструкцій.

Сталеві конструкції	
Висока міцність, здатність сприймати великі зусилля	Схильність до корозії
Відносна легкість (відношення щільності стали до її міцності в 1,5-2,0 два рази менше, ніж у дерева; в 8-12 разів менше, ніж у бетону; в 20 разів менше, ніж у цегли) і компактність	Мала вогнестійкість (при t=500°С сталь втрачає несучу здатність
Водогазонепроникність	Порівняно висока вартість
Надійність роботи конструкцій	
Висока збірність, індустріальність виготовлення	
Алюмінієві сплави	
Мала щільність	Підвищена деформативність
Простота пресування профілів	Більш високий коефіцієнт лінійного розширення (в 2 рази більше сталевих)
Висока стійкість проти корозії	Підвищена дефіцитність і висока вартість
Відсутність іскор при ударі	
Підвищена стійкість при низьких температурах, сейсмічна стійкість	

Технологічність. Конструкції повинні проектуватися з урахуванням вимог технології виготовлення і монтажу з орієнтацією на найбільш сучасні і продуктивні технологічні прийоми, що забезпечують максимальне зниження трудомісткості.

Швидкісний монтаж. Конструкція повинна відповідати можливостям збірки її в найменші терміни з урахуванням наявного монтажного обладнання.

Довговічність конструкції визначається термінами її фізичного і морального зносу. Фізичний знос металевих конструкцій пов'язаний головним чином з процесами корозії. Моральний знос пов'язаний зі зміною умов експлуатації.

Естетичність. Конструкції незалежно від їх призначення повинні мати гармонійними формами. Особливо суттєво це вимога для громадських будівель і споруд.

Всі ці вимоги задовольняються конструкторами на основі вироблених наукою і практикою принципів радянської школи проектування та основних напрямку її розвитку.

Основним принципом радянської школи проектування є досягнення трьох головних показників: економії стали, підвищення продуктивності праці при виготовленні, зниження трудомісткості і термінів монтажу, які і визначають вартість конструкції. Незважаючи на те що ці показники часто при реалізації вступають в протиріччя (так, наприклад, найбільш економна по витраті стали конструкція часто буває найбільш трудомісткою у виготовленні і монтажі), радянський досвід розвитку металевих конструкцій підтверджує можливість реалізації цього принципу.

Економія металу в металевих конструкціях досягається на основі реалізації наступних основних напрямків: застосування в будівельних конструкціях низьколегованих і високоміцних сталей, використання найбільш економічних прокатних і гнутих профілів, вишукування і впровадження в будівництво сучасних ефективних конструктивних форм і систем (просторових, попередньо напружених, висячих, трубчастих і т.п.), вдосконалення методів розрахунку і

пошуки оптимальних конструктивних рішень з використанням електронно-обчислювальної техніки.

Ефективно і комплексно виробничі вимоги задовольняються на основі типізації конструктивних елементів і цілих споруд.

Типізація металевих конструкцій отримала дуже значне поширення. Розроблені типові рішення часто повторюваних конструктивних елементів-колон, ферм підкранових балок, віконних і ліхтарних палітурок. У цих типових рішеннях уніфіковані розміри елементів і сполученні. Для деяких елементів розроблено стандарти.

Розроблені типові рішення таких споруд, як радіощогли, башти, опори ліній електропередачі, резервуари, газгольдери, пролітні будови мостів, деякі види промислових будівель, споруд і т. п.

Типові рішення розроблені на основі застосування оптимальних з точки зору витрати матеріалу, розмірів елементів, оптимальної технології їх виготовлення ц можливостей транспортування.

Типізація і проведена на її основі уніфікація і стандартизація забезпечують велику повторюваність, серійність виготовлення конструктивних елементів і їх деталей на заводах і, отже, сприяють підвищенню продуктивності праці, скорочення термінів виготовлення на основі ефективного використання досконалішого устаткування і спеціальних технологічних пристосувань (кондукторів, копірів, кантувачів і т.п.). Типізація, уніфікація і стандартизація створюють сприятливі умови для розробки і впровадження особливо ефективного поточного методу виготовлення і монтажу металевих конструкцій.

Типові проекти забезпечують економію металу, впорядковують проектування, підвищують його якість і скорочують терміни будівництва.

Провідним принципом швидкісного монтажу є збирання конструкцій у великі блоки на землі з подальшим піднесенням їх в проектне положення з мінімальною кількістю монтажних робіт нагорі. Типізація створює передумови для скорочення термінів монтажу, зниження його трудомісткості, так як

повторювані види конструкцій та їх сполученні дозволяють краще використовувати монтажне обладнання та вдосконалювати процес монтажу.

Сьогодні металевих конструкцій у виробництві – безліч, і в кожній галузі затребувані певні види металоконструкцій, що розрізняються за розмірами, формами, типом матеріалу і т.д.

Елементами металоконструкцій служать прокатні вироби:

- балки;
- швелери;
- таври, двотаври;
- куточки;
- труби;
- катанки.

За цим типом виділяють металоконструкції:

- збірно - розбірні;
- суцільнолиті.

Перший тип досить зручний тим, що деякі моделі можна не тільки легко демонтувати, а й трансформувати з однієї в іншу.

За призначенням металоконструкції поділяються на:

- несучі;
- огороджувальні;

За матеріалом виготовлення металоконструкції бувають:

- сталеві;
- алюмінієві.

За ступенем готовності до застосування конструкції підрозділяють на:

- готові до застосування;
- вимагають збірки на місці будівництва.

За методом виготовлення і з'єднання їх можна класифікувати:

- зварні;
- клепані;
- штамповані;

- гвинтові;
- болтові;
- комбіновані.

Також металеві конструкції розрізняються за формою, розмірами, резистентності до впливу ззовні: корозії, перепадів температур. Більшість металоконструкцій випускаються масово по певним стандартам, що дозволяє значно здешевити їх собівартість.

Металоконструкції різноманітні за своєю природою і мають найширшу сферу застосування. Тому металоконструкції класифікують по області застосування:

Будівельні – ці елементи несуть основні навантаження, до них відносять каркаси з балками і фермами, арматурні сітки, прогони, колони, настили. Узагальнено – це всі види виробничих будівель, мостів, а так само антенні пристрої;

Огороджувальні – ці конструкції не передбачають навантажень, вони виконують захисну функцію. До них відносяться стіни, зварні паркани, огорожі, панелі, решітки та вітражі;

Обслуговуючі – їх призначення в зручності переміщення і забезпечення безпеки. Представниками є сходи і майданчики;

Ємності – резервуари, контейнери, баки, бункери і урни, ангари. Всі листові конструкції;

Допоміжні – козирки, модульні перегородки, навіси;

Нестандартні – автоподіуми, будівельні риштування, стелажі.

Сталеві ферми широко застосовуються в покриттях промислових і цивільних будівель, ангарів, вокзалів і т.п. Великопролітні мости, радіобашти і щогли, опори ліній електропередачі і багато інших конструкції виконуються у вигляді сталевих ферм.

Ферми в порівнянні з суцільними балками економічні по витраті металу, їм легко надають будь-які обриси, необхідні умовами технології, роботи під навантаженням або архітектури, вони відносно прості у виготовленні.

При виконанні розрахунків ферми розглядають як конструкції, стрижні яких з’єднані шарнірами, хоча в реальних спорудах в фермах стрижні з’єднують жорстко (наприклад, зварюванням). Оскільки результати розрахунків практично не відрізняються, проте з шарнірами в вузлах вони виконуються значно простіше.

У фермах з шарнірами в вузлах в якості внутрішніх зусиль розраховують тільки поздовжні сили, оскільки поперечні сили і згинальні моменти в стрижнях дорівнюють нулю.

Зусилля в стержнях ферм визначають графічним або аналітичним методом. З появою прикладних програмних комплексів для розрахунку будівельних конструкцій все більше процес визначення зусиль перекладають на комп’ютер.

Тобто із вищезазначеного можна сказати, що зусилля в елементах ферми визначаються як в окремій конструкції, не враховуючі вплив на роботу ферм конструкцій покриття. Однак за рахунок зварювання закладних деталей ребристих плит покриття і ферм, плити повинні сприймати на себе частину навантаження, що приходиться на ферму і відповідно зменшувати зусилля в елементах ферми.

Чисельному дослідженню такого впливу і присвячена ця науково-дослідна робота.

Основна частина

За діючими нормами металеві ферми розраховуються як окремі конструкції на дію постійних і тимчасових навантажень. В реальних умовах роботи, на них впливають всі суміжні конструкції: колони і плити перекриття та покриття. Якщо вплив колон на роботу ферм можна враховувати шляхом завдання елементів колон в розрахункову схему рами, то вплив збірних залізобетонних плит не враховують взагалі.

Однак, включення в розрахункову схему елементів, які б моделювали плити покриття, повинно вплинути на зусилля, які виникнуть в елементах ферми і, як наслідок, на переріз самих елементів.

З метою дослідження впливу плит перекриття на зусилля в елементах ферми, розглянемо це на конкретному прикладі. З цією метою приймемо конструкцію трапецеподібної ферми із парних кутиків. Ця ферма має розміри, зазначені на Рисунок 1**Ошибка! Источник ссылки не найден.**.

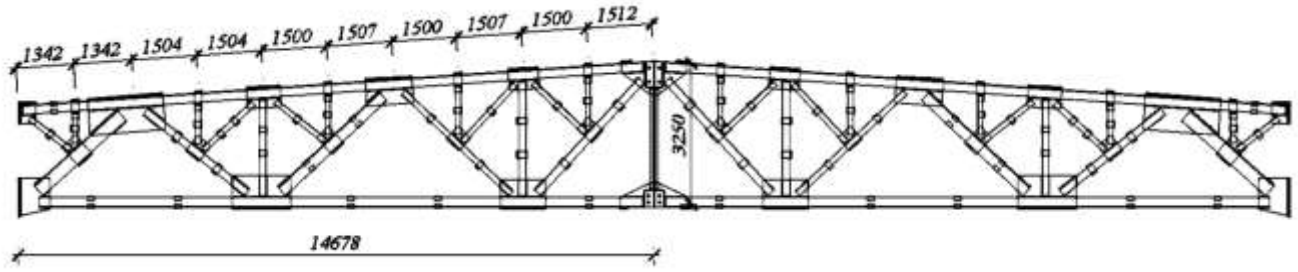


Рисунок 1 - Трапецеподібная ферма покриття цеху

При сучасному розвитку комп'ютерних програмних комплексів розрахунку будівельних конструкцій найбільш ефективним способом визначення зусиль в елементах конструкцій є завдання її моделі в комп'ютерні програмні комплекси, які дозволяють визначити і проаналізувати зусилля, що виникають в будівельних конструкціях. Нами був використаний програмний комплекс «Лира-САПР»

Для коректного розрахунку конструкцій в програмних комплексах необхідно:

- скласти розрахункову схему;
- визначити жорсткості елементів;
- визначити закріплення конструкцій;
- визначити навантаження на конструкції.

Розрахункова схема ферми цеху з урахуванням її спирання на колони поперечної рами для програмного комплексу Лира-САПР прийме вигляд, зазначений на .

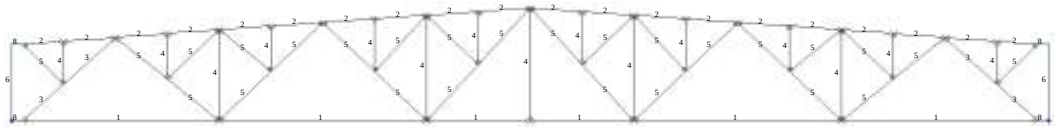


Рисунок 2 - Розрахункова схема ферми в програмному комплексі Ліра-САПР

Програмний комплекс Лира-САПР дозволяє призначати елементам ферми задані перерізи, що при розрахунку ферм полегшує процес створення розрахункової схеми. В такому випадку елементи ферми будуть мати жорсткості, зазначені в Таблиця 5.

Таблиця 5 - Жорсткості елементів ферми

Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения-(см) жесткости-(кН,см) расп.вес-(кН,см))
1	Два уголка 100 x 100 x 10 (Нижній пояс)	q=0.00296107 EF=792688,EIy=7.37e+006 EIz=1.62e+007,GIk=1.11e+005 Y1=1.94,Y2=1.94,Z1=1.3,Z2=3.29,RU_Y=0,RU_Z=0
2	Два уголка 125 x 125 x 10 (Верхній пояс)	q=0.00374443 EF=1.0024e+006,EIy=1.48e+007 EIz=3.05e+007,GIk=1.42e+005 Y1=2.34,Y2=2.34,Z1=4.29,Z2=1.63,RU_Y=0,RU_Z=0
3	Два уголка 125 x 125 x 10 (Опорний розкос)	q=0.00374443 EF=1.0024e+006,EIy=1.48e+007 EIz=3.05e+007,GIk=1.42e+005 Y1=2.34,Y2=2.34,Z1=4.29,Z2=1.63,RU_Y=0,RU_Z=0
4	Два уголка 100 x 100 x 10 (Стойки)	q=0.00296107 EF=792688,EIy=7.37e+006 EIz=1.62e+007,GIk=1.11e+005 Y1=1.94,Y2=1.94,Z1=3.29,Z2=1.3,RU_Y=0,RU_Z=0
5	Два уголка 75 x 75 x 5 (Розкоси)	q=0.00113733 EF=304468,EIy=1.63e+006 EIz=3.56e+006,GIk=1.13e+004 Y1=1.46,Y2=1.46,Z1=2.65,Z2=0.976,RU_Y=0,RU_Z=0

6	Составной двутавр (Надкранова частина)	q=0.0237162 EF=6.34892e+006,EIy=5.42e+009 EIz=9.44e+008,GIk=3.13e+006 Y1=5.95,Y2=5.95,Z1=25.3,Z2=25.3,RU_Y=0,RU_Z=0

З’єднання всіх елементів ферми між собою і закріплення ферм до колон прийнято шарнірне.

Збір навантажень

Збір постійних навантажень виконуємо у табличному вигляді.

Таблиця 6 - Збір навантаження від покриття

№ п/п	Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1	2 шари наплавного руберойду	0,08	1,2	0,096
2	Стяжка із цементно-піщаного розчину марки 100	0,54	1,2	0,648
3	Жорстка мінераловатна плита "Rockwool"	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція - 1 шар поліетиленової плівки	0,01	1,2	0,012
5	Стяжка із цементно-піщаного розчину марки 50	0,36	1,2	0,432
6	З/б ребристі плити покриття 3×6 м з урахуванням заливки швів	0,975	1,1	1,073
	Разом	2,19		2,531

Навантаження, які прикладаються у вузли ферми, зазначеної на **Ошибка! Источник ссылки не найден.**.

нормативні $2{,}19 \cdot 6 \cdot 1{,}5 = 19{,}71$ кН

розрахункові $2{,}531 \cdot 6 \cdot 1{,}5 = 22{,}78$ кН

Розрахункове навантаження від ваги покриття з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 1{,}25$:

розрахункове

$$F_{\text{покр}} = 22{,}78 \cdot 1{,}25 = 28{,}475 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження від ваги ліхтаря:

– від ваги ферми ліхтаря:

$$F_{\text{ф.}} = \frac{25}{2} \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}25 = 17{,}19 \text{ кН}$$

– від ваги скління і бортів ліхтаря:

$$F_{\text{ф.ф.}} = (0{,}4 \cdot 2{,}75 \cdot 6 + 2) \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}25 = 11{,}825 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження від ваги ліхтаря

$$F_{\text{ф.}} = 17{,}19 + 11{,}825 = 29{,}02 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження від ваги стінових панелей і скління, що передаються на колону:

– від ваги стінових панелей:

$$F_{\text{ст.п}} = g_1 \sum h_1 \cdot a \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 2{,}5 \cdot 19{,}17 \cdot 6 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}25 = 395{,}4 \text{ кН.}$$

– від ваги скління:

$$F_{\text{ст.ск}} = g_2 \sum h_2 \cdot a \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0{,}4 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}25 = 59{,}4 \text{ кН.}$$

Разом: 288,4 кН.

где $g_1 = 2{,}5$ кН/м^2 – вага 1 м^2 стінових панелей товщиною 20 см;

$g_2 = 0{,}4$ кН/м^2 – вага 1 м^2 скління;

$\sum h_1$ – сумарна висота стінових панелей, м;

$\sum h_2$ – сумарна висота скління, м;

Разом: 454,8 кН.

Розрахункове навантаження від ваги підкранової балки:

$$F_{\text{под.б}} = G_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 75{,}2 \cdot 6 \cdot 1{,}05 \cdot 1{,}25 = 78{,}38 \text{ кН,}$$

де $G_n = 75{,}2$ кН – вага 1 м підкранової балки.

Навантаження від ваги конструкцій поперечної рами визначаємо із питомої ваги матеріалів при завданні жорсткості елементів.

Тимчасові навантаження

Снігове навантаження

У відповідності до ДБН В.1.2-2:2006 характеристичне значення ваги снігового покриву $S_0 = 1670$ Па.

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

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, $\gamma_{fm} = 1{,}14$

C - коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt}$$

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, при куті нахилу $\alpha = 27°$ можливо 3 варіанти завантаження покриття:

при цьому μ при куті нахилу $\alpha \approx 25°$ приймається рівним 1.

C_e - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації будівлі, приймаємо $C_e = 1$

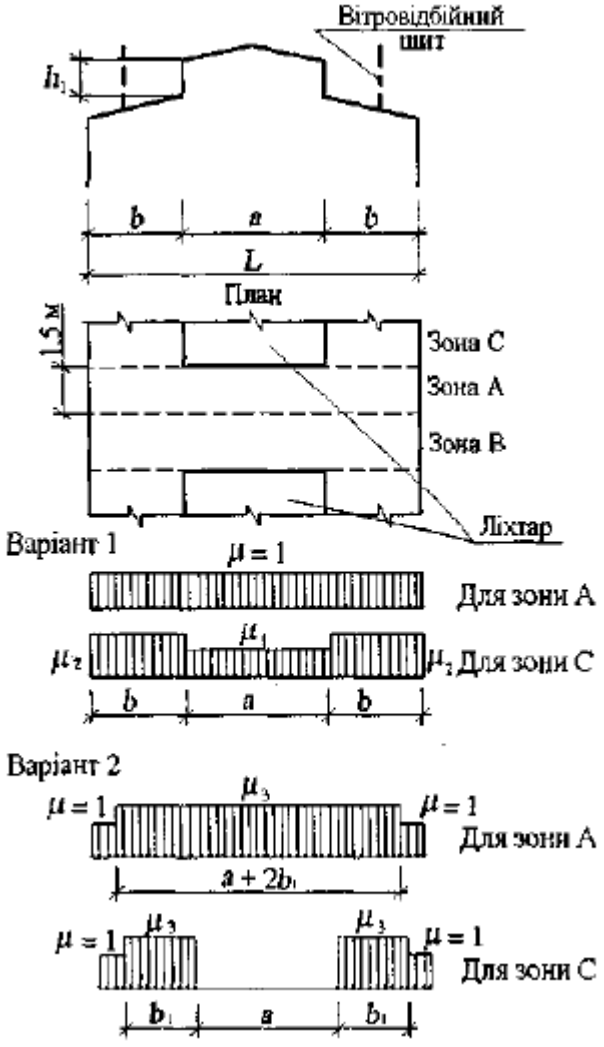


Рисунок 3 - Схема снігового навантаження на покрівлю, при наявності ліхтаря.

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, при $H < 0{,}5$ км $C_{alt} = 1$

В такому випадку для розрахунку панелі приймаємо найбільш невигідний (найбільший) коефіцієнт $\mu = 1{,}4$ і знаходимо

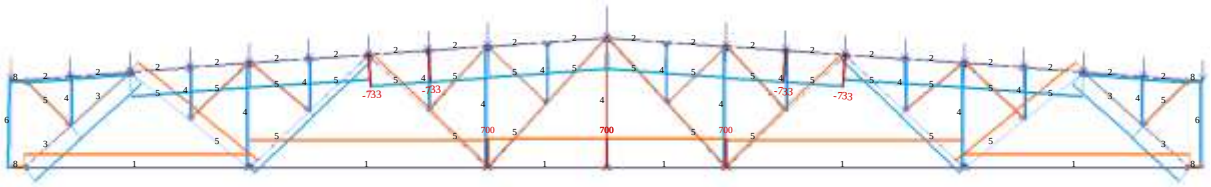
$$C = 1{,}4 \cdot 1 \cdot 1 = 1{,}4$$

А величина розрахункового снігового навантаження в такому випадку буде дорівнювати

$$S_m = 1{,}14 \cdot 1670 \cdot 1{,}4 = 2665 \text{ Па} = 2{,}67 \text{ кН/м}^2$$

Прикладаємо всі розрахункові навантаження до розрахункової схеми, зазначеної на Рисунок 2, отримаємо величини зусиль в елементах ферми і деформації вузлів.

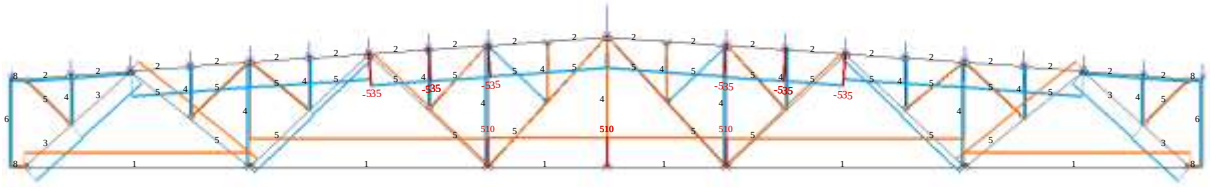
Постійне навантаження
Эпюра N
Единица измерения - кН



Минимальное усилие -732.841; Максимальное усилие 699.632

Рисунок 4 - Поздовжні зусилля від постійного навантаження

Снігове навантаження (варіант 1)
Эпюра N
Единица измерения - кН



Минимальное усилие -534.695; Максимальное усилие 510.15

Рисунок 5 - Поздовжні зусилля від снігового навантаження

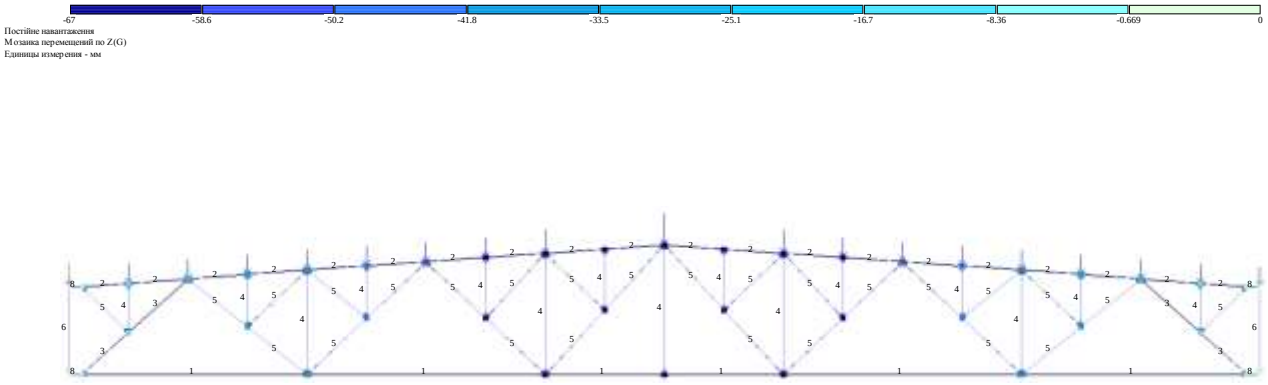


Рисунок 6 - Мозаїка вертикальних переміщень від постійного навантаження

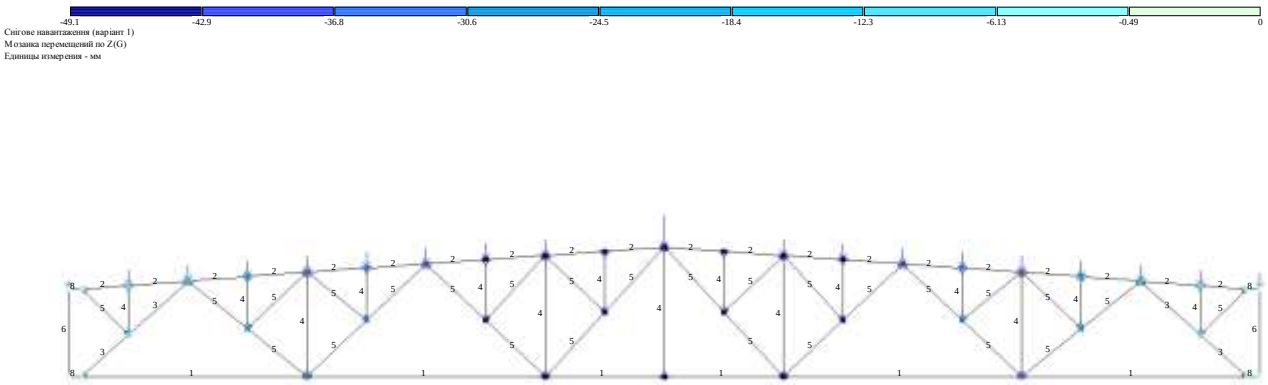


Рисунок 7 - Мозаїка вертикальних переміщень від снігового навантаження

Дана розрахункова схема і результати розрахунку на її основі відноситься до класичної методики розрахунку ферми. В реальних умовах роботи ферми плити покриття, які спираються на неї також повинні оказувати вплив на зусилля, які будуть виникати в елементах ферми.

В роботі [24] було виконано дослідження впливу плит перекриття на роботу ригелів. Аналогічним методом можна скласти розрахункову схему для врахування ребристих плит перекриття на роботу ферм.

Система ферма-плити покриття являє собою складену систему, об'єднану зв'язками. Для практичних розрахунків систем ригель-плити використовують плоскі розрахункові моделі, в яких плити покриття, які виходять із площі ферми, замінюється звисом ригеля еквівалентної ширини b_f, що сприймають деформації і напруження по ширині якого приймаються постійними, як в таврових балках [25]. При цьому ширина звисів, а, отже, і жорсткості балок призначатись за умови, що уздовж сполучення з ригелем деформації максимально наближені до реальної конструкції. В результаті замість просторової системи виходить складений двопоясний стержень, нижнім складовим стержнем якого, є ригель, а верхнім – настил, який складається з дискретних балочок-звисів, об'єднаних між собою і з ригелем за допомогою омонолічених сполучень.

Призначення еквівалентної ширини звисів настилу може прийматися з достатнім ступенем точності по [25].

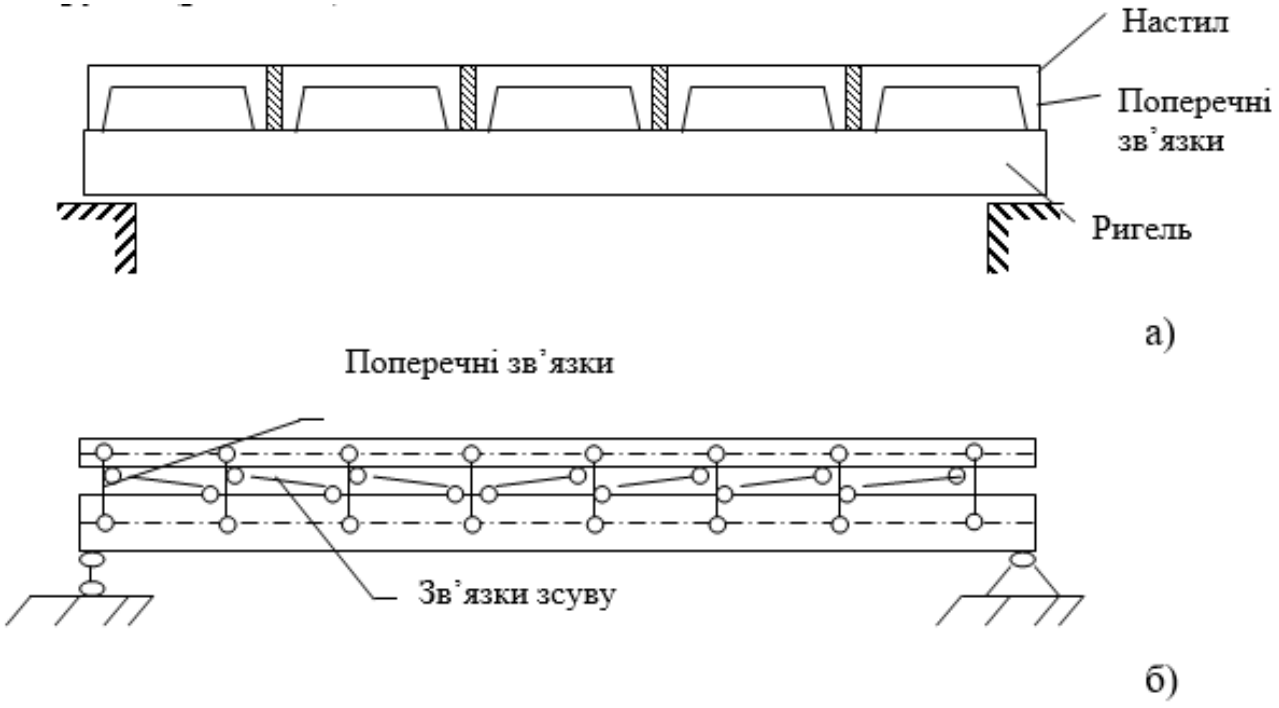


Рисунок 8 - Схема складеного стержня для розрахунку системи ригель-настил

В роботі [24] розглянуто методику розрахунку системи ригель-настил з використанням теорії складених стрижнів А.Р. Ржаніцина [26].

Система ригель-настил (Рисунок 8, а) представлена у вигляді складеного стержня (Рисунок 8, б).

Для підтвердження достовірності розробленої методики в [24] було проведено порівняння результатів розрахунку по МКЕ і за методикою А.Р. Ржаніцина [26] системи ригель-настил з ригелем квадратного перерізу розмірами $b \times h = 20 \times 40$ см і прольотом 4,5 м і опертими на нього пустотними плитами шириною 1,5 м. Кінцево-елементна схема конструкції наведена на .

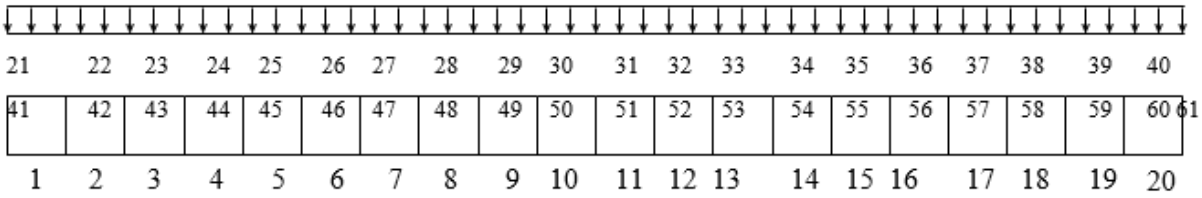


Рисунок 9 - Схема розбивки кінцево-елементної системи ригель-настил на елементи

Аналогічним методом створимо розрахункову схему ферми з урахуванням ребристих залізобетонних плит перекриття. В такому випадку розрахункова схема прийме вигляд, зазначений на .

Ребристі плити приймемо з шарнірним обпиранням на ферми і шарнірно закріпленими між собою за рахунок міжплитних швів . Шарнірне закріплення плит між собою обумовлюється тим, що міжплитний шов не здатен сприймати напруження розтягу.

Жорсткість елементів ферми приймаємо аналогічною жорсткості елементів ферми, що розраховується окремо. Жорсткість елементів, що моделюють ребристі плити перекриття приймаємо також у вигляді стержнів прямокутного перерізу. Переріз стержнів призначаємо відповідно до перерізу плит перекриття (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**). Виліт плит перекриття, що включається у роботу ферми визначаємо у відповідності до рекомендацій [25] і приймаємо по 3 м в кожний бік ферми.

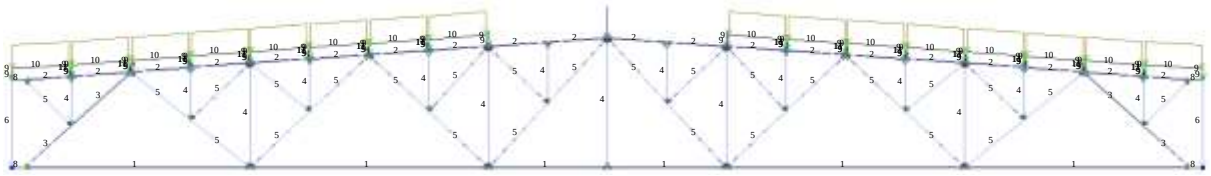


Рисунок 10 - Розрахункова схема ферми цеху

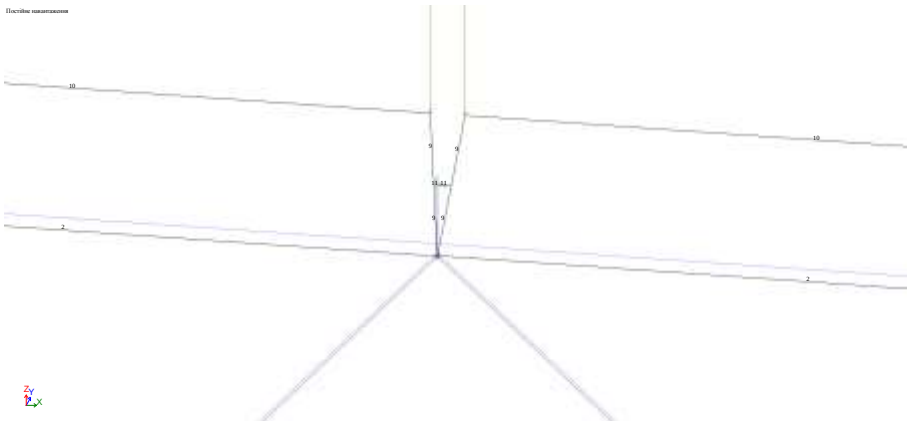


Рисунок 11 - Вузол спирання плит перекриття на ферму

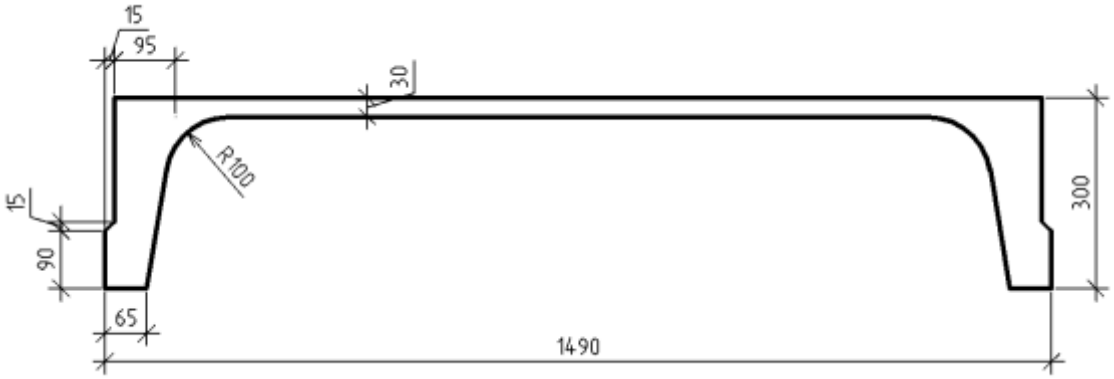


Рисунок 12 - Переріз ребристої плити перекриття 2ПГ6-4АmVm

У відповідності до серії 1.465.1-7/84 плити марки 2ПГ6-4АтVт виготовляються із бетону класу С20/25, для якого $E_{cd} = 23$ ГПа. Власну вагу плит

покриття при призначенні жорсткості елементів не задаємо. Таким чином елементам призначені наступні параметри жорсткості:

Таблиця 7 - Параметри жорсткості елементів, що моделюють елементи плит при розрахунку ферми з урахуванням плит перекриття

Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения-(см) жесткости-(кН,см) расп.вес-(кН,см))
9	Брус 600 X 7.5 (вертикальне ребро)	Ro=0,E=2300,GF=0 B=600,H=7.5
10	Брус 600 X 3 (горизонтальна плита)	Ro=0,E=2300,GF=0 B=600,H=3
11	Брус 600 X 30 (шов)	Ro=0,E=2300,GF=0 B=600,H=30

Ферма спирається з одного боку на шарнірно нерухому опору, а з іншого боку на шарнірно рухому.

Навантаження від ваги покрівлі прикладаються у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на полки ребристих плит перекриття, а навантаження від ваги плит прикладається у вигляді навантаження у вузли ферми. Ця умова повинна обумовлюється тим, що сумісна робота елементів будівлі враховується лише після закріплення цих елементів у вузлах з'єднання.

Навантаження від власної ваги ребристої плити покриття 2ПГ6-4АтVт визначається із величини ваги плити із серії 1.465.1-7/84, з урахуванням коефіцієнту надійності по навантаженню:

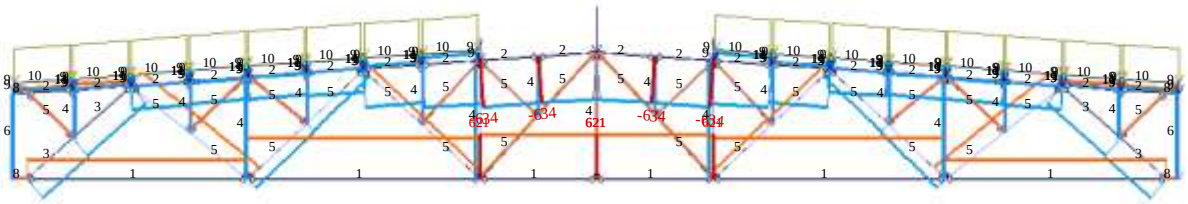
$$P = 1{,}5 \text{ т} \cdot 1{,}1 = 1{,}65 \text{ т} = 16{,}5 \text{ кН}$$

Рівномірно розподілене навантаження на полки плит визначаємо із таблиці збору навантажень (Таблиця 6) без врахування ваги плити перекриття:

$$q = (2{,}531 - 1{,}073) \cdot 6 = 8{,}75 \ {}^{\text{кН}}/_{\text{м}}$$

В результаті розрахунку отримаємо зусилля в елементах ферми і деформації вузлів.

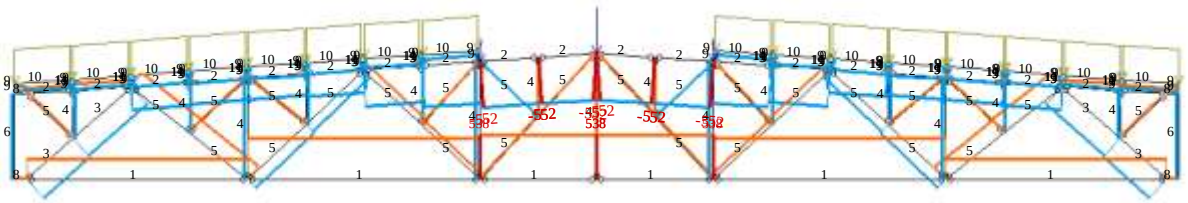
Постійне навантаження
Эпюра N
Единицы измерения - кН



Минимальное усилие -633.989; Максимальное усилие 620.589

Рисунок 13 - Поздовжні зусилля в елементах ферми від постійного навантаження

Снігове навантаження (варіант 1)
Эпюра N
Единицы измерения - кН



Минимальное усилие -552.302; Максимальное усилие 537.629

Рисунок 14 - Поздовжні зусилля в елементах ферми від снігового навантаження

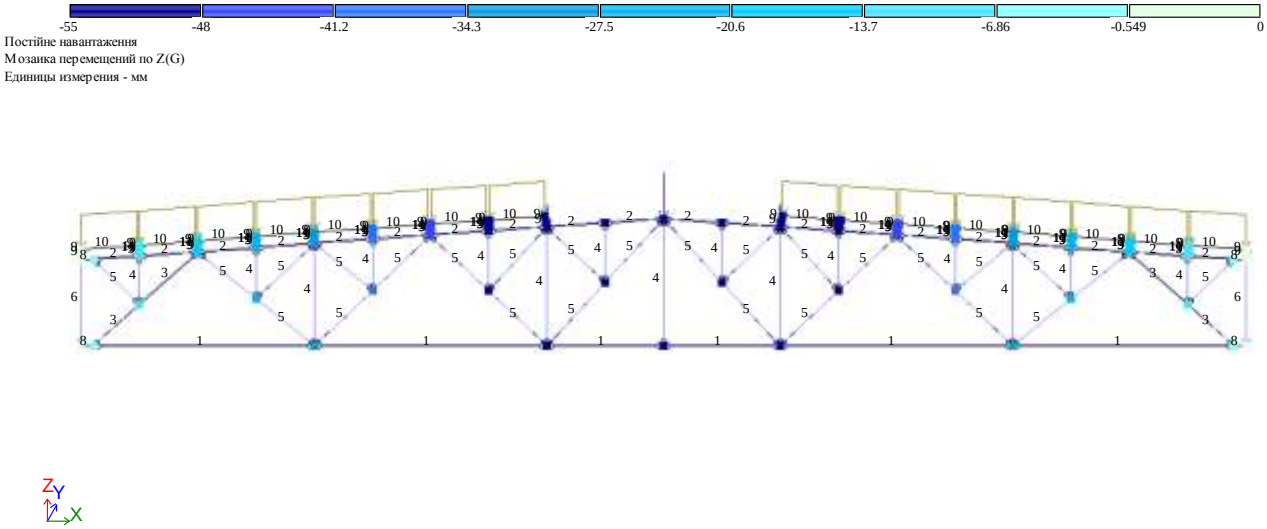


Рисунок 15 - Мозаїка вертикальних деформацій від постійного навантаження

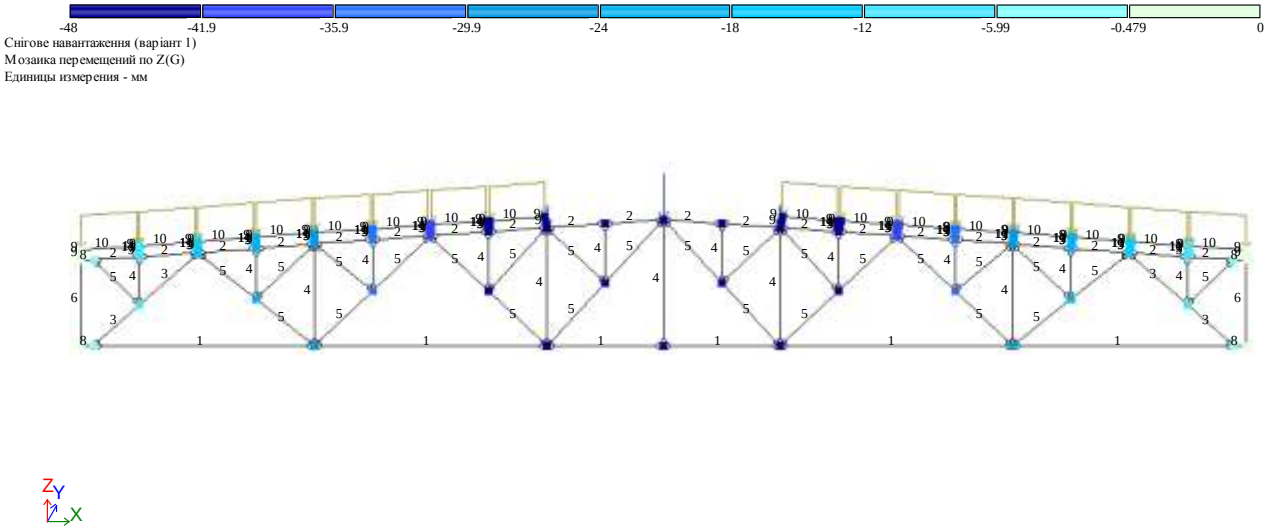


Рисунок 16 - Мозаїка вертикальних деформацій від снігового навантаження

Для порівняльного аналізу результатів розрахунку складемо зведену таблицю окремо для поздовжніх зусиль (Таблиця 8) в елементах і переміщень вузлів нижнього поясу ферми (Таблиця 9**Ошибка! Источник ссылки не найден.**).

Таблиця 8 - Порівняння зусиль в елементах ферми

№ елементу	елемент ферми	Зусилля		Різниця, %
		N (кН)	*N* (кН)	
12	нижній пояс	594,5	520,9	12,38015
26		1168,9	1075,4	7,998973

№ елементу	елемент ферми	Зусилля		Різниця, %
37		1211	1158,2	4,360033
8	верхній пояс	-104,1	131,6	226,4169
11		-104,1	163,5	257,0605
14		-998,3	-593,1	40,589
18		-998,3	-560,1	43,89462
22		-998,3	-573,8	42,52229
25		-998,3	-602	39,69749
28		-1268,5	-970,1	23,52385
32		-1268,5	-1094,7	13,70122
36		-1242,8	-1186,3	4,546186
40		-1242,8	-1186,3	4,546186
6,10	опорний розкос	-698,8	-641,5	8,199771
13,16	розкоси	513,7	467,7	8,954643
20,24		-280	-287,5	-2,67857
27,30		133,1	169	-26,9722
34,39		69,8	56	19,77077
7	розкоси шпренгелів	42	43,6	-3,80952
17		41,6	27,8	33,17308
21		39,4	31,7	19,54315
31		47,5	28,3	40,42105
35		0,9	0,9	0
1	стойки	1,9	1,9	0
19		-102	-78,1	23,43137
33		-95,1	-126,2	-32,7024
9	стойки шпренгелів	-53,1	-54,3	-2,25989
15		-53,2	-35,1	34,02256
23		-53,2	-42,7	19,73684
29		-65,2	-38,9	40,33742
38		-1	-1	0

Таблиця 9 - Порівняння переміщень вузлів нижнього поясу ферми.

№ вузла	Переміщення		Різниця, %
	Z (мм)	Z (мм)	
11	-72,2	-60,9	15,7
18	-112,1	-98,9	11,8
22	-115,5	-102,3	11,4

Висновки

Із наведених результатів розрахунку можна зробити наступні висновки:

- спостерігаються розбіжності в усіх елементах ферми;
- в найбільш завантажених елементах ферми (нижній і верхній елементи та опорний розкос) зменшення зусиль на найбільш напружених ділянках коливається в межах 4,5-8,5 %;
- збільшення зусиль спостерігається виключно в одній стойці і двох розкосах, однак зусилля в цих елементах невеликі, тому збільшення зусиль значно не вплине на переріз елементу;
- деформації ферми при включенні в роботи плит перекриття зменшуються і максимальна різниця досягає 11 %.

За результатами дослідження можна зробити наступний загальний висновок, що включення ребристих плит перекриття в роботу трапецеподібну металеву ферму з елементами із парних кутиків зменшить витрати металу на виготовлення цієї ферми.

2.2. Розрахунок сталевої кроквяної трапецеподібної ферми з елементами із парних кутиків прольотом 30м

Проектування кроквяної ферми полягає у визначенні вузлових навантажень і зусиль у стержнях ферми, а також у підборі й перевірці перерізів стержнів ферми, конструюванні й розрахунках її вузлів.

Визначення зусиль в елементах ферми виконано в попередньому розділі. В даному розділі виконуємо підбір перерізів елементів і конструювання вузлів ферми.

З метою забезпечення рівностійкості стиснутих стержнів при $l_x = 0{,}8 \cdot l$ доцільне застосування рівнобоких кутників, що забезпечить більшу стійкість із площини під час перевезення й монтажу (переріз верхнього пояса робиться не змінним). Розтягнуті розкоси сітки звичайно встановлюють із двох рівнобоких кутників.

Товщину фасок приймаємо 14мм.

Розрахунок стиснутих стержнів

Для визначення перерізу стиснутих стержнів необхідно попередньо задатися їхньою гнучкістю в межах $\lambda_3 = 80 \ldots 100$ (задамося $\lambda_3 = 80$). За прийнятим значенням λ_3 знайдемо значення коефіцієнта поздовжнього згину φ_3 (для $\lambda_3 = 80$ коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi_3 = 0{,}686$). Визначаємо необхідну площу перерізу стрижня.

Необхідну площу двох кутників стиснутого стержня визначають по формулі:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \frac{кН}{см^2}$ для С255;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; для верхнього поясу ферми γ_c = 0,95; для стойок ферми $\gamma_c = 0{,}8$; для стиснутих розкосів крім опорного $\gamma_c = 0{,}8$; для опорного розкосу $\gamma_c = 0{,}95$;

По сортаменту підбираємо близькі по необхідній площі кутники, з яких відповідно до наведених вище рекомендацій компонуємо переріз стержня. Виписуємо необхідні геометричні характеристики перерізу A, i_x і i_y, і визначаємо гнучкості стержня в площині та із площини ферми λ_x, λ_y по формулах:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

Гнучкість стислих стержнів обмежена; вона не повинна перевищувати граничних значень гнучкості. Так як для верхнього поясу й опорного розкосу $[\lambda] = 120$; для решти розкосів і стойок $[\lambda] = 150$. Задовольнивши умови граничної гнучкості, перевіряємо напруження в стержні по формулі:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A} \leq R_y \gamma_c$$

де N – розрахункове зусилля в стержні;

φ_{min} – коефіцієнт поздовжнього згину, прийнятий по більшій із отриманих гнучкостей λ_x, λ_y;

A – площа перерізу двох прийнятих кутників;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

При великому запасі в міцності необхідно зменшити переріз прийнятого кутника й перерахувати величини λ_x, λ_y і σ при нових значеннях A i_x і i_y, підбираючи більш прийнятний переріз стрижня.

Верхній пояс ферми (В1-В10)

Переріз цих стержнів приймається однаковим по найбільшому зусиллю в стержні N^{B10}:

$$A_{req} = \frac{N^{B3}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1186{,}3}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 75{,}85\ см^2$$

Приймаємо переріз верхнього поясу з 2-х кутників 2×130×130×16 з $A = 78{,}74\ \text{см}^2$. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{150}{3{,}94} = 38{,}1;\ \ \lambda_y = \frac{150}{5{,}84} = 25{,}7$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 38{,}1$ знаходимо умовну гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 38{,}1\sqrt{\frac{24}{20600}} = 1{,}3$ коефіцієнт $\varphi_{min} = 0{,}946$. Перевіряємо напруження в стержні з найбільшим навантаженням:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{1186}{0{,}946 \cdot 78{,}74} = 15{,}9 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується, але елемент має високий запас міцності, тому маємо можливість зменшити переріз елементу. Приймаємо 2×125×125×14 з $A = 66{,}74\ \text{см}^2$

$$\lambda_x = \frac{150}{3{,}8} = 39{,}5;\ \ \lambda_y = \frac{150}{5{,}6} = 26{,}8$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 39{,}5$ знаходимо умовну

гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 38{,}9\sqrt{\frac{24}{20600}} = 1{,}35$ коефіцієнт $\varphi_{min} = 0{,}942$. Перевіряємо напруження в стержні з найбільшим навантаженням:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{1186}{0{,}942 \cdot 66{,}74} = 18{,}86 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується.

Опорний розкос

Переріз приймається по зусиллю в стержні:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{641{,}5}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 41{,}01\ см^2$$

Приймаємо переріз верхнього поясу з 2-х кутників 2×125×125×9 з $A = 44$ см^2. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{160{,}9}{3{,}86} = 41{,}7;\ \ \lambda_y = \frac{288{,}2}{5{,}49} = 52{,}5$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 52{,}5$ знаходимо умовну гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 52{,}5\sqrt{\frac{24}{20600}} = 1{,}79$ коефіцієнт $\varphi_{min} = 0{,}856$. Перевіряємо напруження в стержні з найбільшим навантаженням:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{641{,}5}{0{,}856 \cdot 44} = 14{,}4 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується.

Стиснений розкос Р2.

Переріз приймається по зусиллю в стержні:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{287{,}5}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 18{,}4\ см^2$$

Приймаємо переріз верхнього поясу з 2-х кутників 2×75×75×7 з $A = 20{,}3$ см^2. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{165}{2{,}29} = 72{,}05;\ \ \lambda_y = \frac{330}{3{,}47} = 95{,}1$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 95{,}1$ знаходимо умовну

гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 95{,}1\sqrt{\frac{24}{20600}} = 1{,}79$ коефіцієнт $\varphi_{min} = 0{,}593$. Перевіряємо напруження в стержні з найбільшим навантаженням:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{287{,}5}{0{,}593 \cdot 20{,}3} = 21{,}8 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується.

Стійка С3

Переріз приймається по зусиллю в стержні:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{126{,}2}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 8{,}06\ см^2$$

Приймаємо переріз верхнього поясу з 2-х кутників 2×50×50×5 з $A = 9{,}6$ см^2. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{208{,}5}{1{,}53} = 136{,}3;\ \ \lambda_y = \frac{208{,}5}{2{,}45} = 95{,}1$$

Значення гнучкості елементів перевищує граничну гнучкість $[\lambda] = 120$, необхідно збільшити переріз елементу. Приймаємо 2×63×63×5 з $A = 12{,}26$ см^2

Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{208{,}5}{1{,}94} = 107{,}5;\ \ \lambda_y = \frac{208{,}5}{2{,}96} = 70{,}4$$

По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 107{,}5$ знаходимо умовну гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 107{,}5\sqrt{\frac{24}{20600}} = 3{,}67$ коефіцієнт $\varphi_{min} = 0{,}511$. Перевіряємо напруження в стержні з найбільшим навантаженням:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{126{,}2}{0{,}511 \cdot 12{,}26} = 20{,}1 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується.

Стійка С2

Переріз приймається по зусиллю в стержні:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{78{,}1}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 0{,}95} = 4{,}99\ см^2$$

Приймаємо переріз верхнього поясу із мінімально рекомендованих з конструктивних міркувань 2-х кутників 2×50×50×5 з $A = 9{,}6$ см^2. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{242{,}8}{1{,}53} = 158{,}7;\ \ \lambda_y = \frac{242{,}8}{2{,}45} = 99{,}1$$

Значення гнучкості елементів перевищує граничну гнучкість $[\lambda] = 120$, необхідно збільшити переріз елементу. Приймаємо 2×70×70×5 з $A = 13{,}72$ см^2

Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{242{,}8}{2{,}16} = 112{,}4;\ \ \lambda_y = \frac{242{,}8}{3{,}23} = 75{,}2$$

По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 112{,}4$ знаходимо умовну гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 112{,}4\sqrt{\frac{24}{20600}} = 3{,}84$ коефіцієнт $\varphi_{min} = 0{,}48$. Перевіряємо напруження в стержні з найбільшим навантаженням:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{78{,}1}{0{,}48 \cdot 13{,}72} = 11{,}9 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується. Маємо значний запас міцності, однак гнучкість елементу близька до максимальної.

Стійка С1

Зусилля в даному елементі має невелике значення зусилля, в такому випадку переріз даного елементу приймаємо із умови максимально припустимої гнучкості із формул:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

Визначаємо мінімально припустимий радіус інерції. Оскільки завжди $i_x < i_y$, то достатньо визначити

$$i_{rec,x} = \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{260}{120} = 2{,}17$$

Приймаємо 2×75×75×7 з $A = 13{,}72$ см^2 і $i_x = 2{,}29$

Зусилля в стійках шпренгеля невеликі і не перневищують 54,3 кН а іх розрахункові довжини значно менші за довжини стійок ферми, тому іх переріз призначаємо із конструктивних вимог із парних кутиків 2×50×50×5 з $A = 9{,}6$ см^2.

Розрахунок розтягнутих стержнів

Необхідна площа перерізу розтягнутих стержнів визначається по формулі:

$$A_{rec} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}$$

де N – розрахункове зусилля в стержні;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24\ {}^{кН}/_{см^2}$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; для нижнього пояса ферми $\gamma_c = 0{,}95$; для розтягнутих розкосів $\gamma_c = 0{,}95$;

По сортаменту приймаємо найближчі по площі кутники, компонуємо відповідно до рекомендацій переріз і виписуємо геометричні характеристики перерізу A, i_x і i_y. Після цього приймаємо гнучкості стержня в площині та із площини ферми λ_x, λ_y.

Гнучкість розтягнутих стержнів не повинна перевищувати $[\lambda] = 400$. Далі перевіряємо міцність стержнів по формулі:

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

де N – розрахункове зусилля в стержні;

A – площа перерізу двох прийнятих кутників;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24\ {}^{кН}/_{см^2}$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c = 0{,}95$ (для всіх розтягнутих елементів).

Нижній пояс

Переріз нижнього поясу приймаємо однаковим по всій довжині по максимальному зусиллю, яке виникає в його перерізі

$$A_{rec} = \frac{1158{,}2}{24 \cdot 0{,}95} = 50{,}8 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз нижнього поясу із парних рівнополичних кутиків 2×100×100×14 з $A = 52{,}56$ см^2. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{600}{3} = 200$$

$$\lambda_y = \frac{600}{4{,}6} = 130{,}4$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$. Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1158{,}2}{52{,}56} = 22{,}04 \ {}^{кН}/_{см^2} \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується

Розкос Р1

Переріз розкосу приймаємо по максимальному значенню зусилля:

$$A_{rec} = \frac{467{,}7}{24 \cdot 0{,}95} = 20{,}5 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз розкосу із парних рівнополичних кутиків 2×70×70×8 з $A = 21{,}34$ см^2. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{163{,}7}{2{,}12} = 77{,}2$$

$$\lambda_y = \frac{307{,}8}{3{,}3} = 93{,}3$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$. Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{467{,}7}{21{,}34} = 21{,}9 \ {}^{кН}/_{см^2} \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується

Розкос Р3

Переріз розкосу приймаємо по максимальному значенню зусилля:

$$A_{rec} = \frac{169}{24 \cdot 0{,}95} = 7{,}4 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз розкосу із мінімально припустимих конструктивно парних рівнополичних кутиків 2×50×50×5 з $A = 9{,}6\ \text{см}^2$. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{165}{1{,}52} = 108{,}6$$

$$\lambda_y = \frac{329{,}9}{2{,}45} = 134{,}6$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$. Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{169}{9{,}6} = 17{,}6\ {}^{кН}/_{см^2} \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується

Розкос Р4

Зусилля в елементі незначне $N = 56\ кН$, тому його переріз призначаємо одразу з конструктивних вимог із парних кутиків 2×50×50×5 з $A = 9{,}6\ \text{см}^2$. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x = \frac{176{,}9}{1{,}52} = 116{,}4$$

$$\lambda_y = \frac{353{,}8}{2{,}45} = 144{,}4$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$. Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{56}{9{,}6} = 5{,}8\ {}^{кН}/_{см^2} \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8$$

Умова виконується

Зусилля в розкосах шпренгелів ферми невеликі і їх розрахункові довжини значно менші за розрахункові довжини розкосів, тому переріз усіх розкосів шпренгелів приймаємо з конструктивних вимог із парних кутиків 2×50×50×5 з $A = 9{,}6\ \text{см}^2$.

Остаточно всі характеристики елементів зводимо у таблицю.

Таблиця 10 - Визначення та перевірка перерізів стержнів ферми

Елемент ферми		Позначення стрижня	Переріз (2 кутника	Площа A, см^2	Розрахункове зусилля N, кН	Розрахункова довжина, см		Радіус інерції, см		Гнучкість					Напруження σ, кН/см^2	
						lx	ly	ix	iy	λ_ξ	λ_ψ	[λ]	λ	φ	–	+
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Пояси	верхній	В1	2x125x125x14	66,74	131,6	94,4	94,4	3,8	5,6	24,8	16,9	400	0			1,97
		В2			163,5	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	400	0			2,45
		В3			-593,1	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-9,5	
		В4			-560,1	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-9	
		В5			-573,8	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-9,2	
		В6			-602	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-9,6	
		В7			-970,1	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-15,5	
		В8			-1094,7	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-17,5	
		В9			-1186,3	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-19	
		В10			-1186,3	120,3	120,3	3,8	5,6	31,7	21,5	200	1,1	0,9375	-19	
	нижній	Н1	2x100x100x14	52,56	520,9	454,2	454,2	3,07	апр.62	147,9	0	400	0			9,91
		Н2			1075,4	480	480	3,07	4,62	156,4	103,9	400	0			20,46
		Н3			1158,2	480	480	3,07	4,62	156,4	103,9	400	0			22,04
Опорний розкос			2x125x125x9	44	-641,5	160,9	288,2	3,86	5,49	41,7	52,5	200	1,8	0,855	-17,1	
Розкоси		Р1	2x70x70x8	21,34	467,7	163,7	307,8	2,16	3,38	75,8	91,1	400	0			21,92
		Р2	2x75x75x7	20,3	-287,5	165	329,9	2,29	3,47	72,1	95,1	200	3,2	0,602	-23,5	
		Р3	2x50x50x5	9,6	169	165	329,9	1,53	2,45	107,8	134,7	400	0			17,6
		Р4	2x50x50x5	13,72	56	176,9	353,8	1,53	2,45	115,6	144,4	400	0			4,08

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Розкоси шпренгеля	РШ1	2x50x50x5	9,6	43,6	131,6	131,6	1,53	2,45	86	53,7	400	0			4,54
	РШ2			27,8	164,7	164,7	1,53	2,45	107,6	67,2	400	0			2,9
	РШ3			31,7	153,4	153,4	1,53	2,45	100,3	62,6	400	0			3,3
	РШ4			28,3	176,9	176,9	1,53	2,45	115,6	72,2	400	0			2,95
	РШ5			0,9	164,7	164,7	1,53	2,45	107,6	67,2	400	0			0,09
Стійки	С1	2x75x75x7	20,3	1,9	260	260	2,29	3,47	113,5	74,9	400	0			0,09
	С2	2x70x70x5	13,72	-78,1	242,8	242,8	2,16	3,23	112,4	75,2	200	3,8	0,487	-11,7	
	С3	2x63x63x5	14,56	-126,2	208,5	208,5	1,94	2,96	107,5	70,4	200	3,7	0,5055	-17,1	
Стійки шпренгеля	СШ1	2x50x50x5	9,6	-54,3	98,6	98,6	1,53	2,45	64,4	40,2	200	2,2	0,794	-7,1	
	СШ2			-35,1	104,2	104,2	1,53	2,45	68,1	42,5	200	2,3	0,777	-4,7	
	СШ3			-42,7	104,2	104,2	1,53	2,45	68,1	42,5	200	2,3	0,777	-5,7	
	СШ4			-38,9	121,4	121,4	1,53	2,45	79,3	49,6	200	2,7	0,7025	-5,8	
	СШ5			-1	121,4	121,4	1,53	2,45	79,3	49,6	200	2,7	0,7025	-0,1	

При конструюванні стержнів слід звернути увагу на розміщення сполучних прокладок, що забезпечують спільну роботу двох кутників, з яких складається стержень (Рисунок 17).

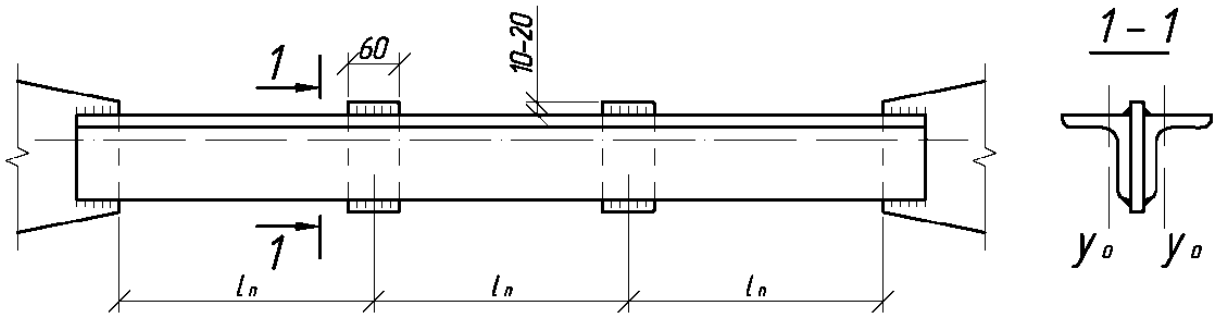


Рисунок 17 - Розміщення сполучних прокладок

Сполучні прокладки в стиснутих стержнях ставляться на відстанях $l_{\text{п}} \leq 40i_{y\text{o}}$ й не менш двох прокладок на стержні, а в розтягнутих ставляться на відстанях $l_{\text{п}} \leq 80i_{y\text{o}}$ й не менш однієї прокладки на стержні ($i_{y\text{o}}$ – радіус інерції одного кутника щодо осі, паралельної площини прокладки).

Розрахунок та конструювання вузлів ферми

Порядок конструювання й розрахунків вузлів кроквяних ферм наступний: провести осьові лінії елементів так, щоб вони сходилися в центрі вузла; до осьових ліній «прив'язати» поясні кутники. Для цього визначити по сортаменту розмір *Zo* від центру ваги кутника до обушка й округлити його за правилом округлення до 5мм, одержавши тим самим відстань від обушка кутника до осьової лінії. У такий же спосіб нанести контурні лінії стержнів сітки. Відстань між краями елементів сітки й поясу у вузлах слід приймати рівним *a*=6t-20мм, але не більше 80мм (тут *t* - товщина фасонки, мм);

– розрахувати кріплення стержнів сітки до фасонок кутовими швами. Зусилля *N*, що діє в прикріпленому стрижні, розподіляється між швами по перу й обушку кутника (Рисунок 18).

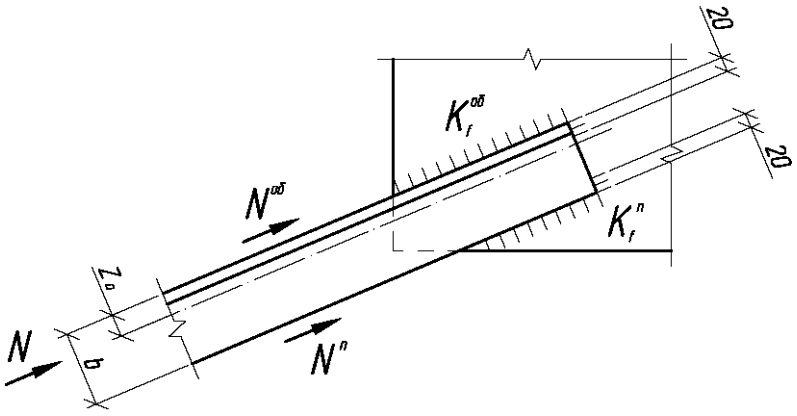


Рисунок 18 - До розрахунків зварених швів

Зусилля, що діють на зварені шви по обушкові й по перу, визначаються по формулі:

$$N^n = \alpha \cdot N; N^{об} = (1 - \alpha) \cdot N,$$

де N – розрахункове зусилля в стержні;

α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварених швах, прийнятий приблизно: для рівнобоких кутників $\alpha = 0{,}3$; для нерівнобоких кутників, що прикріплюються вузькою полицею, $\alpha = 0{,}25$; для нерівнобоких кутників, що прикріплюються широкою полицею, $\alpha = 0{,}35$.

Необхідна довжина зварювальних швів визначається по формулах:

$$l_w^n = \frac{N_n}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^n \cdot R_{wf}} + 2K_f^n$$ – для шва по перу;

$$l_w^{об} = \frac{N_{об}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^{об} \cdot R_{wf}} + 1K_f^{об}$$ – для шва по обушкові.

де $N_{об}$ – розрахункове зусилля на шов по обушкові;

N_n – розрахункове зусилля на шов по перу;

β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва. Для автоматичного зварювання при катеті шва до 8мм $\beta_f = 0{,}7$;

$K_f^{об}$ – катет кутового шва по обушкові;

K_f^n – катет кутового шва по перу;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва. Для зварювання електродами Е-42 $R_{wf} = 18\ {}^{\text{кН}}/_{\text{см}^2}$.

Розрахунки зварених швів у вузлах ферми для зручності виконаємо в табличній формі (табл.2.10). Розміри фасонок залежать від довжини швів кріплення до неї стержнів сітки.

Повинні дотримуватися наступні умови: $l_w \leq 85\beta_f \cdot K_f$; $l_w \geq 4K_f$; $l_w \geq$ 40 мм. Перша умова виконується у всіх випадках. Де не виконується друга й третя умова, довжину швів приймаємо $l_w = 40$ мм. Отримані значення довжин швів округляються в більшу сторону до цілого числа.

Таблиця 11 - відомість швів

Елемент	Позначення стержня	Розрахункові зусилля *N*, кН	Шов по обушкові			Шов по перу		
			$N_{об}$, кН	$K_f^{об}$, см	$l_w^{об}$, см	N_n, кН	K_f^n, см	l_w^n, см
Пояси	В1	136,728	95,71	0,6	7,53 (8)	41,02	0,6	3,9 (4)
	Н1	479,108	335,38	0,6	23,4 (24)	143,73	0,6	10,71 (11)
Розкоси	Р1	302,427	211,70	0,5	17,8 (18)	90,73	0,5	8,2 (9)
	Р2	313,095	219,17	0,5	18,39 (19)	93,93	0,5	8,45 (9)
	Р3	189,785	132,85	0,5	11,54 (12)	56,94	0,5	5,52 (6)
	Р4	194,768	136,34	0,5	11,82 (12)	58,43	0,5	5,63 (6)
	Р5	76,339	53,44	0,5	5,24 (6)	22,90	0,5	2,8 (3)
	Р6	73,095	51,17	0,6	4,28 (5)	21,93	0,6	2,65 (3)
Стійки	С1	49,774	34,84	0,6	3,5 (4)	14,93	0,6	2,19 (3)

Конструювання й розрахунок верхнього вузла стику напівферми

Верхній вузол стику напівферми приймаємо з листових накладок. Стик перекривається за допомогою двох горизонтальних накладок, що з'єднують

горизонтальні полки кутників, і двох вертикальних накладок, що з'єднують фасонки відправних елементів.

При конструюванні й розрахунку цього вузла спочатку розраховуємо шви кріплення розкосів і стойок до фасонок, по довжині яких визначається розмір фасонки по висоті. Причому довжина фасонок повинна бути не менш довжини стикових горизонтальних накладок.

Розміри накладок підбираються з умови рівноміцності стику основним стержням з елементами, що перекриваються.

Товщину горизонтальної накладки приймають рівною товщині полиці кутника, що перекривається: $t_{\text{г.н}} = t_{\text{кут}} = 9\text{мм} = 0{,}9\text{см}$.

Ширина горизонтальної накладки приймається ширше полички кутника, що перекривається, на 15-20мм: $b_{\text{г.н.}} = b_{\text{уг}} + (15 \dots 20\text{мм}) = 125 + 20 = 145\text{мм} = 14{,}5\text{см}$.

Довжину горизонтальної накладки визначаємо по формулі:

$$L_{г.н.} = 2 \cdot l_w^n + 30$$

де l_w^n – довжина прямої ділянки шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником. Довжина шва визначається по формулі:

$$l_w^n = 0{,}7 \cdot \sum l_w + 1$$

де $\sum l_w$ – необхідна сумарна довжина шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником.

Необхідна сумарна довжина шва визначається по формулі:

$$\sum l_w = \frac{N_{\text{н}}^{\text{г}}}{\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}}$$

де β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва. Для напівавтоматичного зварювання при катеті шва до 9-12мм $\beta_f = 0{,}8$;

K_f – катет кутового шва; $K_f = 1{,}0$ см;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва. Для зварювання електродами Е-42 $R_{wf} = 18$ кН/см^2;

$N_н^г$ – граничне зусилля, що сприймається накладкою. Граничне зусилля визначається по формулі:

$$N_{\text{н}}^{\text{г}} = b_{\text{г.н.}} \cdot t_{\text{г.н.}} \cdot R_y$$

де R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24\text{кН/см2};$

$$N_н^г = 12 \cdot 0{,}8 \cdot 24 = 313{,}2\ кН$$

$$\sum l_w = \frac{313{,}2}{0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 18} = 21{,}75\ см$$

$$l_w^n = 0{,}7 \cdot 21{,}75 + 1 = 16{,}225\ см$$

$$L_{г.н.} = 2 \cdot 16{,}225 + 30 = 62{,}45\ см$$

Приймаємо довжину горизонтальної накладки $L_{г.н.} = 65\ см.$

Ширина вертикальної накладки рівна $b_{\text{в.н.}} = 100\text{мм} = 10\text{см}.$

Товщина вертикальної накладки задається рівній товщині фасонки $t_{\text{в.н.}} = t_{\text{ф}} = 14\text{мм} = 1{,}4\text{см}.$

Висота вертикальної накладки $h_{\text{в.н.}}$ визначається міцністю зварних швів, що передають зусилля в стику. Величина зусилля в стику визначається по формулі:

$$N_{ст} = \alpha \cdot N_1 + N_2 \cdot cos\,\beta,$$

де α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварних швах, прийнятий для рівнобоких кутників, що прикріплюються вузькою полицею, $\alpha = 0{,}3;$

N_1 – зусилля в елементі верхнього пояса; $N_1 = 465{,}309$ кН;

N_2 – зусилля в розкосі; $N_2 = 73{,}095$ кН;

$cos\,\beta$ – косинус кута нахилу розкосу до пояса, визначається геометрично по формулі:

$$cos\,\beta = \frac{d}{\sqrt{□_{оф}^2 + d^2}}$$

де d – довжина панелі верхнього пояса; $d = 3{,}0$ м;

$h_{\text{оф}}$ – розрахункова висота ферми; $h_{\text{оф}} = 1{,}2$ м;

$$cos\,\beta = \frac{3{,}0}{\sqrt{1{,}2^2 + 3{,}0^2}} = 0{,}90$$

$$N_{ст} = 0{,}23 \cdot 465{,}309 + 73{,}095 \cdot 0{,}9 = 205{,}38\ кН$$

Висота вертикальної накладки визначається по формулі:

$$□_{в.н.} = \frac{1{,}2 \cdot N_{ст}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1$$

де 1,2 – коефіцієнт, що враховує можливість передачі зусилля з ексцентриситетом;

$N_{ст}$ – зусилля в стику; $N_{ст} = 205{,}38$ кН;

β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва. Для напівавтоматичного зварювання при катеті шва до 9-12мм $\beta_f = 0{,}8$;

K_f – катет кутового шва; $K_f = 1{,}0$ см;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва. Для зварювання електродами Е-42 $R_{wf} = 18\ {кН}/{см^2}$;

$□_{в.н.} = \frac{1{,}2 \cdot 205{,}38}{2 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 18} + 1 = 8{,}5\ см.$ Приймаємо висоту вертикальної накладки $□_{в.н.} = 10\ см.$

Конструювання й розрахунки нижнього вузла стику напівферм

Нижній вузол стику напівферм приймаємо також, як і верхній з листовими накладками. Стик перекривається за допомогою двох горизонтальних накладок, що з'єднують горизонтальні полки кутників, і двох вертикальних накладок, що з'єднують фасонки відправних елементів.

Принцип розрахунків верхнього вузла стику аналогічний розрахункам верхнього вузла, за деяким виключенням. У нижньому вузлу присутні розкоси, а у верхньому їх немає. Отже, зусилля у швах накладки будуть виникати тільки від стержнів нижнього поясу. Крім того горизонтальні накладки згинаються, щоб надати ухил ферми 3% і забезпечити будівельний підйом ферми.

Товщину горизонтальної накладки приймають рівній товщині полиці кутника, що перекривається: $t_{г.н.} = t_{уг} = 8мм = 0{,}8см.$

Ширини горизонтальної накладки приймаються ширше полки кутника, що перекривається, на 15-20мм: $b_{г.н.} = b_{уг} + (15 \dots 20мм) = 100 + 20 = 120мм = 12см.$

Визначаємо граничне зусилля, сприймане накладкою:

$N_н^г = 12 \cdot 0{,}8 \cdot 24 = 230{,}4\ кН.$

Визначаємо необхідну сумарну довжину шва:

$$\sum l_w = \frac{230{,}4}{0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 18} = 16\ см$$

Визначаємо довжину прямої ділянки шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником:

$$l_w^n = 0{,}7 \cdot 16 + 1 = 12{,}2\ см$$

Визначаємо довжину горизонтальної накладки:

$$L_{г.н.} = 2 \cdot 12{,}2 + 30 = 54{,}4\ см$$

Приймаємо довжину горизонтальної накладки $L_{г.н.} = 60\ см.$

Ширину вертикальної накладки також задаємо рівній $b_{\text{в.н.}} = 100$ мм $=$ 10 см.

Товщина вертикальної накладки задається рівній товщині фасонки $t_{\text{в.н.}} = t_{\text{ф}} = 14$ мм $= 1{,}4$ см.

Висота вертикальної накладки $h_{\text{в.н.}}$ визначається міцністю зварених швів, що передають зусилля в стику. Так як у вузлу відсутні розкоси, то величина зусилля в стику буде визначатися по формулі:

$$N_{ст} = \alpha \cdot N_1$$

де α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварених швах, прийнятий для рівнобоких кутників $\alpha = 0{,}3$;

N_1 – зусилля в елементі нижнього поясу; $N_1 = 696{,}221$ кН;

$$N_{ст} = 0{,}3 \cdot 696{,}221 = 208{,}87\ кН$$

Визначаємо висоту вертикальної накладки:

$$□_{в.н.} = \frac{1{,}2 \cdot 208{,}87}{2 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 18} + 1 = 9{,}7\ см$$

Приймаємо висоту вертикальної накладки $□_{в.н.} = 10\ см.$

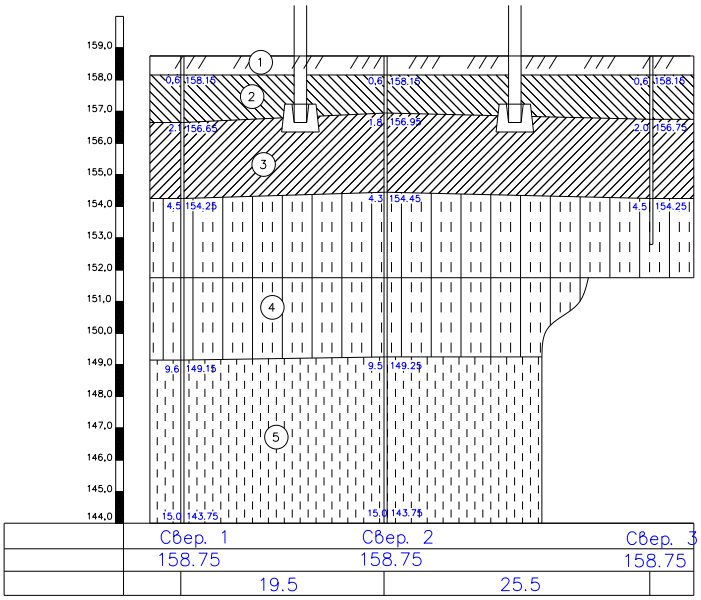
2.2.Розрахунок фундаментів.

В даному проекті передбачені стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти під колони. Під ділянки цегляних стін - монолітні ланцюгові залізобетонні.

Глибина промерзання ґрунту у відповідності до кліматичного району складає 1,5 м. В такому випадку глибину закладання фундаментів приймаємо 1,8 м.

Для розрахунку приймаємо монолітний залізобетонний фундамент під колону середнього ряду і монолітний залізобетонний фундамент під колону крайнього ряду.

Інженерно-геологічний розріз.



1. Грунтово-рослинний шар
2. Суглинок легкий, високопористий, твердий, посадочний
3. Суглинок важкий, високопористий, напівтвердий, посадочний
4. Супісь пластична низькопориста, непосадочна
5. Суглинок легкий низькопористий тугопластичний

Таблиця 12 - Геологічні умови забудови

Назва грунту	Скв 1	Скв 2	Скв 3	S_r	γ сух кН/м^3	γ вол кН/м^3	Розрахункові характеристики				$K_ф$ н/сл	Порядков. № грунтів по СНиП IV-5-82	e	W_L	W_P	W
							γ кН/м^3	C кПа	Е, МПа прир	Е, МПа вод						
Грунтово-рослинний шар	0.6	0.6	0.6				3,00					9а				

Назва ґрунту	в	в	в	S_r	х к	л к	Розрахункові характеристики				Кф н/	сл ун ті в по	e	W_L	W_P	W
Суглинок легкий, високопористий твердий, просадочний	1.5	1.2	1.4	0,36	12,4	15,1	3,67 3,67	4 3	1,9	0,8	0,09	33в	1,19	0,31	0,20	0,16
Суглинок важкий, високопористий, напівтвердий, просадочний	2.4	2.5	2.5	0,53	12,7	17,4	5,38 5,3	11 9	3,5	1,5	0,09	33в	1,05	0,34	0,20	0,21
Супісь пластична низькопориста, непросадочна	5.1	5.2		0,97	15,4	19,6	9,45 9,25	5 5	1,8	1,6	0,4		0,63	0,25	0,19	0,23
Суглинок легкий низькопористий тугопластичний	9,6 Нижче від 0,6			0,84	15,9	20,1	11,64 11,64	21 14	1,3		0,07		0,73	0,29	0,18	0,23

Зусилля на обрізі фундаменту отримаємо із розрахунку поперечної рами на програмному комплексі «Лира»

$$M_{max} = 279{,}236 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_{\text{відп}} = 349{,}013 \text{ кН}$$

$$M_{\text{відп}} = 26{,}396 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_{max} = 469{,}413 \text{ кН}$$

1. Визначення розрахункового опору основи.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + \left(M_q - 1\right) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right]$$

де $\gamma_{c1} = 1.25,\ \gamma_{c2} = 1.0$ - коефіцієнти умов роботи (табл. Е7 ДБН В.2.1-10-2009)

$\gamma'_{II} = 8{,}00$ кН/м^3 – питома вага ґрунту, розташованого вище підошви фундаменту

M_γ; M_q; $M_\text{с}$ - коефіцієнти за табл. Е8 ДБН В.2.1-10-2009 залежно від величини кута внутрішнього тертя основи $\varphi_\text{II} = 25$

$d_b = 0$ (глибина підвалу)

$d_1 = 1{,}65$ м – найменша глибина закладання фундаменту з урахуванням існуючого або проектованого рельєфу для будівель без підвалу.

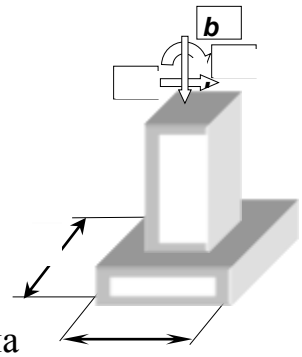
$c_{II} = 12{,}0$ кПа – питоме зчеплення ґрунту основи фундаменту

2. Визначення розмірів підошви фундаменту виконуємо з умов:

- $P_{\text{ср}} < R$
- $P_{max} < 1{,}2R$

3. Для позацентрово навантажених фундаментів під краями підошви тиск визначаємо з виразу:

- $P_{\substack{max \\ min}} = \frac{F_v + G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} + q$
-



де q – навантаження на підлогу першого поверху для безпідвальних будівель

F_v – вертикальне навантаження на фундамент

G – власна вага фундаменту

$\sum M = M + Fh \cdot d_{\text{ф}}$ – сума моментів відносно центру підошви фундаменту

W – момент опору підошви фундаменту.

Розрахунок виконуємо для збірного залізобетонного фундаменту по серії 1.142- 1/76 для усіх можливих типорозмірів фундаменту і обираємо в результаті розрахунку найбільш оптимальний варіант в результаті порівняння напруження під підошвою з розрахунковим опором ґрунту. Результати розрахунку наводимо в табличному вигляді.

Вихідні дані для обчислювання розрахункового опору основи фундаментів по серії 1.142- 1/76

φ	γ_{c1}	γ_{c2}	k	M_γ	k_z	b	γ_{II}	M_q	d_1	$\gamma`_{II}$	d_b	Mc	c_{II}	R	Фундамент	Тип підколонника	Тип підошви
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	0.00	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	167.87	Ф	В	
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	1.50	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	175.72	Ф	В	1
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	1.80	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	177.29	Ф	В	2
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	2.10	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	178.86	Ф	В	3
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	1.80	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	177.29	Ф	В	4
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	1.80	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	177.29	Ф	В	5
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	2.10	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	178.86	Ф	В	6
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	2.10	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	178.86	Ф	В	7
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	2.40	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	180.42	Ф	В	8

25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	2.40	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	180.42	Ф	В	9
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	2.70	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	181.99	Ф	В	10
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	3.00	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	183.56	Ф	В	11
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	3.00	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	183.56	Ф	В	12
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	3.60	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	186.70	Ф	В	13
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	3.60	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	186.70	Ф	В	14
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	4.20	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	189.84	Ф	В	15
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	4.20	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	189.84	Ф	В	16
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	4.80	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	192.97	Ф	В	17
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	5.40	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	196.11	Ф	В	18
25.00	1.25	1.00	1.00	0.78	1.00	5.40	5.38	4.11	1.65	8.00	0.00	6.67	12.00	196.11	Ф	В	19

Вихідні дані про навантаження, типови розміри підошв фундаментів по серії 1.412-1/77 В осях А-6 результати визначення ваги фундаментів, середнього і екстремальних тисків під краями підошви фундаментів та перевірки умови ***Pmax < 1,2R*** *з визначенням рівня тиску під підошвою .*

Fv, ***кН***	***M,*** ***кН*м***	***F_h,*** ***кН***	***l*** ***м***	***b*** ***м***	***q*** ***кН/м²***	***G*** ***кН***	***$d_ф$*** ***м***	***Pcp*** ***кН/м²***	***P_{max}*** ***кН/м²***	***P_{min}*** ***кН/м²***	***R*** ***кН/м²***	***Рівень тиску*** *%*	***Типорозмір***		
349.01	279.24	72.00	1.50	1.50	5.00	67.50	*1.50*	190.12	878.54	-498.30	175.72	*379.97*	Ф	В	1
349.01	279.24	72.00	1.80	1.80	5.00	97.20	*1.50*	142.72	541.11	-255.67	177.29	*185.22*	Ф	В	2
349.01	279.24	72.00	1.80	2.10	5.00	113.40	*1.50*	127.33	468.81	-214.15	178.86	*142.12*	Ф	В	3
349.01	279.24	72.00	2.10	1.80	5.00	113.40	*1.50*	127.33	420.03	-165.36	177.29	*116.92*	Ф	В	4
349.01	279.24	72.00	2.40	1.80	5.00	129.60	*1.50*	115.79	339.88	-108.30	177.29	*71.72*	Ф	В	5
349.01	279.24	72.00	2.40	2.10	5.00	151.20	*1.50*	104.25	296.33	-87.83	178.86	*45.68*	Ф	В	6
349.01	279.24	72.00	2.70	2.10	5.00	170.10	*1.50*	96.55	248.32	-55.21	178.86	*18.84*	Ф	В	7
349.01	279.24	72.00	2.70	2.40	5.00	194.40	*1.50*	88.86	221.66	-43.94	180.42	*2.85*	Ф	В	8
349.01	279.24	72.00	3.00	2.40	5.00	216.00	*1.50*	83.47	191.04	-24.09	180.42	*11.76*	Ф	В	9
349.01	279.24	72.00	3.30	2.70	5.00	267.30	*1.50*	74.17	153.19	-4.85	181.99	*29.85*	Ф	В	10
349.01	279.24	72.00	3.60	3.00	5.00	324.00	*1.50*	67.32	127.07	7.56	183.56	*42.31*	Ф	В	11
349.01	279.24	72.00	4.20	3.00	5.00	378.00	*1.50*	62.70	106.60	18.80	183.56	*51.60*	Ф	В	12
349.01	279.24	72.00	4.20	3.60	5.00	453.60	*1.50*	58.08	94.67	21.50	186.70	*57.74*	Ф	В	13
349.01	279.24	72.00	4.80	3.60	5.00	518.40	*1.50*	55.20	83.21	27.19	186.70	*62.86*	Ф	В	14
349.01	279.24	72.00	4.80	4.20	5.00	604.80	*1.50*	52.31	76.32	28.30	189.84	*66.50*	Ф	В	15
349.01	279.24	72.00	5.40	4.20	5.00	680.40	*1.50*	50.39	69.36	31.42	189.84	*69.55*	Ф	В	16
349.01	279.24	72.00	5.40	4.80	5.00	777.60	*1.50*	48.47	65.06	31.87	192.97	*71.90*	Ф	В	17
349.01	279.24	72.00	5.40	5.40	5.00	874.80	*1.50*	46.97	61.72	32.21	196.11	*73.77*	Ф	В	18
349.01	279.24	72.00	6.00	5.40	5.00	972.00	*1.50*	45.77	57.72	33.82	196.11	*75.47*	Ф	В	19

Приймаємо типорозмір фундаменту ФВ 8 з розмірами підошви $l = 2700$ мм; $b = 2400$ мм. Середній тиск під підошвою фундаменту $P_{\text{ср}} = 88{,}86$ кПа $< R = 180{,}42$ кПа. $P_{max} = 221{,}66$ кПа $\approx 1{,}2R = 217$ кПа

Тиск під підошвою фундаменту більший від розрахункового опору ґрунту на 2,85%, що не виходить за припустимі межі.

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Технологія та організація будівництва розроблена з урахуванням новітніх досягнень в будівельному виробництві й основується на принципах індустріалізації виробництва, вдосконалення методів та форм його організації.

Кожний з перерахованих факторів суттєво впливає на ефективність будівництва, але повний технічний та економічний ефект досягається при умові комплексній реалізації усіх їх в процесі проектування та взведення зданій та споруд.

Розробку розділу технології та організації будівництва цього дипломного проекту проведено з врахуванням усіх цих факторів.

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста Суми. Підвіз ґрунту на будмайданчик проводиться з відстані 15 км, піску – 30 км. Відстань до найближчої залізничної станції 5 км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму – 10 км. К будмайданчику прокладаються автомобільні дороги, які безпосередньо пов’язані з діючий автодорожною мережею.

Для обслуговування будівельного виробництва та робітників на майданчику розміщують культурно – побутові (їдальні, душові, медпункти), адміністративно-господарські спорудження.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув’язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішена способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під’їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Водовідвід, який призначений для захисту будівельного майданчику від стоку поверхневих вод, влаштовують до початку розробки котловану в вигляді канав.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району.

Розрахункова зимова температура -24°С. Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2м.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій необхідно розпочинати тільки при наявності проекту виконання робіт.

До початку монтажу конструкцій на будівельному майданчику повинні бути виконані підготовці роботи, передбачені розділом ДБН А.3.1-5:2016 “ Організація будівельного виробництва”, а також наступні роботи:

- спланована територія для складування конструкцій;
- установка, випробування та здача в експлуатацію монтажних механізмів в відповідності до вимог госптехнадзору;
- здача каркасу будівлі (колони, балки та плити покриття);
- позначений шлях руху крану та робочі стоянки;
- доставлені та за складовані в зоні дії монтажного крану стінові панелі згідно розробленої технологічної карти;
- підвід води, електроенергії, стисненого повітря.

Елементи збірних залізобетонних конструкцій повинні поступати на будівельний майданчик з максимальною ступінню готовності. Монтаж конструкцій повинен вестися під керівництвом майстра виконроба.

Монтаж стінових панелей.

Монтують панелі після укладки елементів покриття при проходженні крану навкруги будівлі. До початку монтажу повинні бути влаштовані фундаментні балки. Точність встановлення панелей перевіряють за допомогою рівня та відвісу, а потім остаточно закріпляються до колон за допомогою електрозварки. На верхній грані попередньо змонтованої плити влаштовується шар розчину. Панель подається краном на місце установки і монтажники її

вправляють в проектне положення після чого вона закріплюється до колони при допомозі струбцин. Після остаточної вивірки панель закріплюється за допомогою електрозварки. Всі вертикальні шви заповнюються цементно-піщаним розчином, а також виконується протикорозійний захист закладних деталей конструкцій. Перед монтажем стінових панелей перевіряються їх розміри, допускаючи погрішності до 1 мм та наявність монтажних рисок які полегшують установку панелей в проектне положення. Монтажні роботи виконуються за допомогою крану КБ-504.

До підйому стінових панелей до колон приставляються інвентарні драбини. Для строповки панелей використовується універсальний 4-х гілковий строп вантажопідйомністю $Q = 6{,}3$ т. Для перевірки вертикальності стінових панелей два теодоліта встановлюються по відповідних цифрових та літерних координаційних вісях будівлі. При цьому візирну вісь кожного теодоліту суміщають з рискою нанесеною на нижній частині стінової панелі, а потім піднімають трубу теодоліту та контролюють суміщення монтажних рисок нанесених на бокові грані панелі в верхній частині. Відстань теодоліта від панелі яка вивіряється приймається такою, щоб при максимальному підйомі труби теодоліту, кут її нахилу не перевищував 30-35^0. Площини на торцях панелі нівелірують по маркірованих поділках чи по рейці, підвішеної до нивелируємої панелі. Підйом та установка панелей здійснюється без різких поштовхів та ударів, а тимчасове закріплення закріплення влаштовується до зняття стропів з панелі.

Технологічною картою передбачено монтаж стінових панелей за 25 днів по дві зміни бригадою монтажників з 5 чоловік (графік виробництва робіт). Представлена схема переміщення монтажного крану та показані місця стоянок. На листі приведені відомості потреби в основних матеріалах, конструкціях, інструментах та пристроях, наведені допуски на неточність виконання окремих видів робіт та приведені основні технічні вимоги при виконанні монтажних робіт.

Техніка безпеки.

Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою. При їх виконанні необхідно керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009.

«Охорона праці і промислова безпека у будівництві». Особливу увагу при виробництві робіт необхідно приділяти на наступне:

- до монтажних робіт допускаються робітники які пройшли спеціальний інструктаж по техніці безпеки.
- робочі-монтажники повинні бути ознайомлені з безпечними методами праці;
- забороняється підйом збірних конструкцій які не мають монтажних петель чи спеціальних пристроїв для строповки які б забезпечували їх правильну строповку та монтаж;
- очищення елементів та конструкцій від бруду, іржі і т.п. потрібно проводити на землі до їх підйому;
- строповка елементів та конструкцій повинна проводитися по схемах складених з урахуванням міцності та стійкості конструкцій які піднімаються при монтажних навантаженнях;
- строповку елементів та конструкцій потрібно робити за допомогою інвентарних строп, а в необхідних випадках спеціально розробленими грузозахватними пристроями;
- елементи та конструкції під час переміщення повинні утримуватися від розхитування та крутіння відтяжками із пенькового канату чи тонкого гнучкого тросу;
- забороняється зупиняти підйом елементів чи конструкцій в повітрі;
- розстроповку установлених елементів та конструкцій допускається лише після міцного та стійкого їх закріплення.
- забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при силі вітру більше 6 балів а також в дощ та грозу.

Для попередження падіння робочих з висоти повинні бути встановлені інвентарні підмостки або тимчасові містки з огородженням робочого місця при його розміщенні вище 1 м від рівня підлоги. Перехід по балках без страховочного канату на висоті 1.2 м від рівня переміщення та запобіжного поясу, закріпленого

до страховочного канату карабіном не допускається. Робітники, працюючі на монтажі, забезпечуються спецодягом, спецвзуттям та касками.

Таблиця 13 - Калькуляція трудових витрат

№ п/п	Основа ЕНиР типова калькуляція	Найменування робіт	Один вим	На одиницю		На будівлю		
				Норма часу люд-год	Розцінка грн	об'єм робіт	Трудовитрати люд-год	Вартість грн
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Калькуляція 4-7 №13б	Установка зовнішніх стінових панелей площею до 15 м^2	шт	5.36	32-10	744	3987.8	23882.4
2	ЕНиР §4-1-17 №1а	Електрозварка вузлів кріплення стінових панелей	м	0.37	2-21	432	159.8	954.72
3	Калькуляція 4-7 №14б	Установка віконних блоків площею до 15 м^2	шт	5.36	32-10	942	5049.1	30238.2
4	ЕНиР §10-136-1 №1а	Конопатка віконних коробок клоччям в зовнішніх стінах	м^2	0.25	8-83	2637	659.25	21175.11
		Разом					9855.25	76250.43

В калькуляцію 4-7 №13б на установку зовнішніх стінових панелей площею до 15 м^2 включені роботи по тимчасовому закріпленню панелей, заробкою швів цементно-піщаним розчином та заробкою стиків герметичним шнуром.
В калькуляцію 4-7 №14б на установку віконних блоків площею до 15 м^2 включені роботи по навішуванню віконних переплетів.
При розробці графіку виконання робіт пункти 1 та 2 даної калькуляції об'єднані.
При розробці графіку виконання робіт пункти 3 та 4 даної калькуляції об'єднані.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Про оцінку впливу на довкілля : Закон України від 23.05.2017 р. № 2059-VIII : станом на 20 серп. 2021 р. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2059-19#Text (дата звернення: 26.11.2021).
2. Про об'єкти підвищеної небезпеки : Закон України від 18.01.2001 р. № 2245-III : станом на 26 квіт. 2014 р. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2245-14#Text (дата звернення: 26.11.2021).
3. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. На заміну ДБН А.3.1-5:2009 ; чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, будівництвата житлово-комун. госп-ва України, 2016. 46 с.
4. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). На заміну СНиП III-4-80* ; чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2013. 116 с.
5. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. На заміну ДБН Б.2.2-12:2018 ; чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 177 с.
6. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. На заміну ДБН В.1.2-14-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 30 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об`єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 (за винятком розділу 10) ; чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
8. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. На заміну ДБН В.2.1-10-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 36 с.

9. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту. На заміну ДБН В.2.5-56:2010, СНиП 2.04.05-91 (розділи 5 та 22) ; чинний від 2015-07-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2015. 127 с.

10. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. На заміну ДБН В.2.6-31:2006 ; чинний від 2017-05-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 30 с.

11. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1 ; чинний від 2015-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 199 с.

12. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. На заміну ДСТУ Б А.2.4-7-95 (ГОСТ 21.501-93) (зі скасуванням в Україні: СТ СЭВ 1633-79, СТ СЭВ 2825-80, СТ СЭВ 2826-80, СТ СЭВ 4937-84) ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 71 с.

13. ДСТУ Б В.2.6-64:2008. Конструкції будинків і споруд. Панелі стінові зовнішні бетонні і залізобетонні для житлових і громадських будівель. Технічні умови. На заміну ГОСТ 11024-84 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 37 с.

14. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. На заміну СНиП 2.01.01-82 ; чинний від 2011-11-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2011. 61 с.

15. ДСТУ-Н Б В.2.6-190:2013. Настанова з розрахункової оцінки показників теплостійкості та теплозасвоєння огороджувальних конструкцій. Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 34 с.

16. ДСТУ 2251:2018. Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Сортамент. На заміну ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93) ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 9 с.

17. ДСТУ 8539:2015. Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови. На заміну ГОСТ 27772-88 ; чинний від 2016-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 19 с.

18. ДСТУ 8807:2018. Балки двотаврові та швелери сталеві спеціальні. Сортамент. На заміну ГОСТ 19425-74 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2018. 5 с.

19. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). На заміну ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 ; чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2019. 13 с.

20. ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). На заміну ДСТУ Б В.2.6-15:2011, ДСТУ Б В.2.6-23:2009 (ГОСТ 23166-99), ДСТУ Б В.2.6-99:2009 ; чинний від 2021-02-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2020. 56 с.

21. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 : Учебное пособие / Д. А. Городецкий та ін. ; ред. А. Городецкий. Киев-Москва : Электронное издание, 2013. 376 с.

22. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції : Підручник / ред. Ф. Клименко. 2-ге вид. Львів : Світ, 2002. 320 с.

23. Металеві конструкції : Підручник / О. О. Нілов та ін. ; ред.: О. Нілов, О. Шимановський. 2-ге вид. Київ : Сталь, 2010. 869 с.

24. Савченко А.С. Совместная работа плит и ригелей в составе диска перекрытия: Дис….канд.техн.наук: 05.23.01.- Сумы, 2003.- 137с.

25. Семченков А.С. Пространственно-деформирующиеся железобетонные диски перекритий многоэтажных зданий. Экспериментальные исследования, практические методы расчета и проетирования: Дис….докт.техн.наук: 05.23.01. – М., 1991.- 703с.

26. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.

27. Електронний ресурс // https://ru.wikipedia.org/wiki/%D0%A4%D0%B5%D1%80%D0%BC%D0%B0_(%D0

%BA%D0%BE%D0%BD%D1%81%D1%82%D1%80%D1%83%D0%BA%D1%86%D0%B8%D1%8F)

28. Васильев А.А. Металлические конструкции. Учеб. Пособие для техникумов. Изд. 2-е, перераб и доп. – М., Стройиздат, 1976. – 420 с.

29. Серия 1.463.1-3/89. Фермы стропильные железобетонные безраскосные пролетом 18 и 24 м для одноэтажных зданий с малоуклонной и скатной кровлей. Выпуск 4. Фермы пролетом 24 м. Рабочие чертежи. – ЦИТП Госстроя СССР, 1988

-