

**Ю. С. Бікс**  
**В. О. Попов**

**ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ПОКРИТТЯ  
(ПЕРЕКРИТТЯ) БУДІВЛІ  
ЧАСТИНА 1. ВЕЛИКОПРОГОНОВА МЕТАЛЕВА  
КРОКВЯНА ФЕРМА**



Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

**Ю. С. Бікс, В. О. Попов**

**ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ПОКРИТТЯ  
(ПЕРЕКРИТТЯ) БУДІВЛІ  
ЧАСТИНА 1. ВЕЛИКОПРОГОНОВА МЕТАЛЕВА  
КРОКВЯНА ФЕРМА**

Навчальний посібник

Вінниця  
ВНТУ  
2017

УДК 658 (076)  
ББК 65.050.214я7  
Б25

Рекомендовано до друку Вченою радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 12 від 28.04.2016 р.)

Рецензенти:

**В. А. Огородніков**, доктор технічних наук, професор  
**А. С. Моргун**, доктор технічних наук, професор  
**М. Ф. Друкований**, доктор технічних наук, професор

**Бікс, Ю. С.**

Б25 Проектування елементів покриття будівлі. Частина 1. Великопрогонова металева кроквяна ферма : навчальний посібник / Ю. С. Бікс, В. О. Попов. – Вінниця : ВНТУ, 2017. – 72 с.

Навчальний посібник призначений для використання при виконанні розрахункової частини курсових та дипломних проектів, контрольних та самостійних робіт з дисципліни «Будівельні конструкції» студентами всіх форм навчання спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Використання навчального посібника під час виконання курсового проекту дозволяє студентам набути практичного досвіду у прийнятті конкретних інженерних рішень при проектуванні металевих кроквяних ферм покриття будівель.

УДК 658 (076)  
ББК 65.050.214я7

© Ю.Бікс, В. Попов, 2017

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1 ПРАВИЛА ОФОРМЛЕННЯ І ЗМІСТ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ .....	6
1.1 Зміст курсового проекту .....	6
1.2 Основні правила оформлення.....	7
1.2.1 Оформлення пояснювальної записки .....	7
1.2.2 Оформлення графічної частини проекту.....	7
1.2.3 Порядок захисту курсового проекту.....	8
2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНИХ МЕТАЛЕВИХ ФЕРМ .....	9
2.1 Компонування конструктивної схеми .....	9
2.2 Основи збору навантажень .....	10
2.3 Статичний розрахунок елементів ферми.....	12
2.4 Вибір типів перерізів елементів ферми .....	13
2.5 Основи розрахунку стиснутих і розтягнутих елементів ферми.....	16
2.6 Розрахункові довжини елементів плоских ферм.....	17
2.7 Граничні гнучкості елементів.....	20
3 ПРИКЛАД ВИКОНАННЯ ПРОЕКТУ .....	24
3.1 Компонування конструктивної схеми .....	24
3.1.1 Збір навантажень .....	24
3.1.2 Визначення зусиль.....	25
3.2 Підбір перерізів елементів ферми .....	29
3.2.1 Верхній пояс .....	29
3.2.2 Нижній пояс .....	30
3.3 Розрахунок зварних швів та конструювання вузлів ферми.....	31
3.3.1 Зварні шви .....	31
3.3.2 Розрахунок вузлів .....	34
3.4 Розрахунок прогину.....	42
Стояки.....	43
Розкоси .....	43
ЛІТЕРАТУРА.....	45
ДОДАТКИ.....	46
ДОДАТОК А – Завдання до КП із будівельних конструкцій (спецкурс) ...	47
ДОДАТОК Б – Бланк індивідуального завдання на курсовий проект .....	51
ДОДАТОК В – Бланк титульного аркуша.....	53
ДОДАТОК Г – Приклад анотації, вступу та висновків до курсового проекту .....	54
ДОДАТОК Д – Приклад оформлення розрахункових таблиць.....	57
ДОДАТОК Е – Приклад формування графічної частини проекту .....	60
ФРАГМЕНТ 1 – Конструктивне рішення. План в'язей по нижньому поясу .....	62
ФРАГМЕНТ 2 – Розрахункова схема ферми та геометрична схема відправної одиниці .....	63
ФРАГМЕНТ 3 – Відправна одиниця ферми Ф-1 .....	64

ФРАГМЕНТ 4 – Специфікація елементів відправної одиниці ферми покриття Ф-1 .....	65
ФРАГМЕНТ 5 – Специфікація елементів відправної одиниці ферми покриття Ф-1(Продовження).....	66
ФРАГМЕНТ 6 – Нижній (А) та верхній (Б) опорні вузли .....	67
ФРАГМЕНТ 7 – Проміжний вузол верхнього поясу зі зміною (В) та без зміни (Г) перерізу .....	68
ФРАГМЕНТ 8 – Монтажний вузол верхнього поясу (Д) .....	69
ФРАГМЕНТ 9 – Монтажний вузол нижнього поясу (Е) .....	70
ФРАГМЕНТ 10 – Специфікація металопрокату відправної одиниці ферми покриття Ф-1 .....	71

## ВСТУП

На даний момент сталеві конструкції широко застосовуються в будівництві для перекриття великих і малих прогонів, для висотних споруд (від опор ліній електропередачі до телекомунікаційних опор), для конструкцій спеціального призначення (мости, стріли кранів та висячі системи тощо).

Головна мета проектування будівельних конструкцій полягає в тому, щоб забезпечити їхню стабільну роботу протягом усього періоду експлуатації, зберегти необхідну несучу здатність та обмежити переміщення конструктивних елементів в межах, встановлених залежно від призначення конструкцій. Прийняті при проектуванні конструктивні рішення повинні задовольняти вимоги, що до них висуваються нормативною документацією. Ці вимоги можна об'єднати в чотири основні групи: експлуатаційні, що полягають у цілковитій відповідності конструкцій функціональному призначенню та визначають конструктивну форму споруд; технологічні, які забезпечують в найбільш стислий термін можливість та зручність виготовлення, транспортування й монтажу конструкцій з мінімальними витратами праці, максимальною продуктивністю технологічного обладнання; економічні, згідно з якими конструкція створюється з економічних профілів прокату з раціональним використанням сталі та зварювальних матеріалів, що сприяє зниженню вартості конструкції та будівництва взагалі; конструктивні, тобто вимоги, що полягають у виконанні умов міцності, стійкості, жорсткості та довговічності, які встановлюються на підставі максимального наближення розрахункових передумов до дійсних особливостей роботи споруди, а також, виходячи з необхідності підвищення стійкості металевих конструкцій до зовнішніх агресивних впливів.

Розрахунок полягає у визначенні характеристик напружено-деформованого стану, що виникає під дією зовнішніх навантажень як у конструкції в цілому, так і в її окремих елементах та перерізах.

Визначення внутрішніх зусиль, а також розрахунки загальної та місцевої стійкості виконуються за правилами будівельної механіки як пружних або, в окремо обумовлених випадках, як пружно-пластичних систем. Встановлення значень зовнішніх навантажень, розрахункових характеристик матеріалу, підбір та перевірка прийнятих перерізів елементів, їх з'єднань та вузлів поєднання між собою здійснюється згідно з прийнятим методом розрахунку будівельних конструкцій.

Матеріал, наведений у посібнику, буде корисним для студентів, що вивчають дисципліну «Металеві конструкції», інженерів-проектувальників. Автори щиро вдячні випускниці кафедри «Промислове та цивільне будівництво» Власко Анні за допомогу при підготовці оригінал-макета, а також рецензентам за корисні поради та зауваження, що сприяли покращенню змісту даного навчального посібника.

# 1 ПРАВИЛА ОФОРМЛЕННЯ І ЗМІСТ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

## 1.1 Зміст курсового проекту

Курсовий проект з дисципліни «Будівельні конструкції» на тему: «Проектування елементів покриття (перекриття) будівлі» – типовий навчально-конструкторський проект, що містить основні елементи робочої конструкторської документації елементів металевих каркасів будівлі житлового, громадського та промислового призначення (об'єкт курсового проекту). Навчальний посібник присвячений проектуванню великопрогонових металевих кровляних ферм.

Конструкторська документація – комплект, до якого входять: графічна частина (робочі креслення) – 2 аркуші А2 або 3–4 аркуші А3 та текстова частина (пояснювальна записка) з 30...35 аркушів А4 основного тексту (без додатків).

Курсовий проект виконується самостійно за кафедральним завданням (додаток А), яке оформляється у вигляді індивідуального завдання (додаток Б). За бажанням студента після погодження з керівником курсового проекту та керівником бакалаврської роботи індивідуальне завдання може бути замінене на таке, що відповідає майбутньому об'єкту, вибраному для бакалаврської роботи. У цьому випадку студент розробляє повне технічне завдання за формою, наведеною у ([1], додаток А), а керівник його бакалаврської роботи погоджує це завдання.

Пояснювальна записка повинна відповідати чинним нормам з оформлення (дивись п. 1.2), її конкретний зміст повинен віддзеркалювати основні етапи проектування та мати такі обов'язкові складові частини:

- титульний аркуш (додаток В);
- повністю заповнений та завірений керівником КП і завідувачем кафедри бланк завдання (додаток Б);
- анотацію (яка стисло віддзеркалює основний зміст КП), обсяг – до 1/2 А4, приклад оформлення – додаток Г;
- зміст;
- вступ (із аналізом сучасного стану проектування елементів покриття (перекриття) будівель з металу)(приклад наведено у додатку Г);
- основна частина (розділ 3 даного посібника);
- висновки (повинні віддзеркалювати конкретні результати розрахунків, наприклад, конкретні перерізи підібраних елементів покриття для відповідного елемента... є узагальненням пояснювальної записки);
- література;
- додатки (містять додаткову інформацію, яка віддзеркалює процес моделювання елементів покриття (перекриття) будівлі методами будівельної механіки або чисельними методами засобами стандартизованих в Україні

програмних комплексів, а також може містити графічний матеріал, що не ввійшов до основних аркушів графічної частини проекту).

Курсовий проект, виданий за індивідуальним кафедральним завданням, охоплює проектування основних елементів покриття чи перекриття будівлі з металу, а саме: металевих кроквяних ферм із покриттям із залізобетонних ребристих плит.

## 1.2 Основні правила оформлення

### 1.2.1 Оформлення пояснювальної записки

Всі сторінки курсового проекту, окрім анотації та додатків, повинні мати предметну систему умовних позначень (кодування):

08-08 КМ.ХХХ.00.УУУ ПЗ (ГЧ),

де – 08-08 – числовий код кафедри будівництва, міського господарства та архітектури, прийнятий у ВНТУ [1, додаток А];

КМ – умовний код дисципліни – конструкції металеві;

ХХХ – порядковий номер індивідуального завдання на курсове проектування;

УУУ – останні три цифри шифру залікової книжки студента;

ПЗ – пояснювальна записка.

При оформленні текстової частини (пояснювальної записки) курсового проекту необхідно дотримуватись вимог ГОСТ 2.105–95. Допускається оформлення пояснювальної записки за СПДБ та ЄСКД. Докладні правила оформлення пояснювальної записки дивись в ([1], розділ 2). В пояснювальній записці слід обов'язково здійснювати посилання на відповідні складові графічної частини проекту. Обов'язковими є підписи студента і керівника, причому останній має здійснити перевірку правильності і нормоконтроль.

### 1.2.2 Оформлення графічної частини проекту

Аркуші графічної частини (ГЧ), що кодуються аналогічно до аркушів ПЗ (додаток Е), курсового проекту повинні повністю відповідати пояснювальній записці. Оскільки ГЧ фактично являє собою робочу документацію, на кожному кресленні обов'язковим є підписи студента та керівника курсового проекту, що перевірів роботу і здійснив нормоконтроль. Оформлення графічної частини слід виконувати згідно з вимогами ДСТУ Б А.2.4–7–95 (ГОСТ 21.501–93) «Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень» [14], ДСТУ Б А. 2.4–43:2009 «Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій» [13], СПДБ та ЄСКД. Докладні правила оформлення пояснювальної записки наведені в ([12], пп. 2.8.1).



### 1.2.3 Порядок захисту курсового проекту

Терміни та порядок захисту курсового проекту визначаються графіком курсового проектування, затвердженим на початку навчального семестру кафедрою БМГА. Процедура захисту складається з попереднього захисту студентом КП перед керівником КП, та публічного захисту перед комісією, яка складається мінімум з двох осіб, одна з яких – керівник КП.

На попередньому захисті керівник КП здійснює:

- виявлення формальної відповідності КП кафедральному індивідуальному завданню;
- нормоконтроль;
- виправлення помилок оформлення;
- перевірку аналітичних залежностей і чисельних результатів КП.

Позитивний результат попереднього захисту віддзеркалюється у резолюції керівника КП «До захисту» на титульній сторінці КП чи на зворотному боці в «Анотації».

У разі негативного результату керівник під переліком конкретних зауважень відмічає «Доопрацювати».

Захист курсового проекту комісії здійснюється у такому порядку:

- стисла (до 10 хвилин) доповідь студента про прийняті проектні рішення і основні засади розрахунку елементів ферми;
- запитання стосовно курсового проекту (до 10 хвилин).

Студенти заочної форми навчання подають роботу із реєстрацією у деканаті та на кафедрі.

## 2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНИХ МЕТАЛЕВИХ ФЕРМ

### 2.1 Компонування конструктивної схеми

При відносно невеликих навантаженнях (до 8 кПа) та великих прольотах (більше 12 м) найбільш економічними для підтримання елементів покриття є кроквяні ферми завдяки раціональному використанню матеріалу стержнів. Окрім цього кроквяні ферми мають значну висоту, що забезпечує необхідну жорсткість в площині конструкції при відносно малих витратах матеріалу, у порівнянні з класичними балками. Вони можуть мати будь-який абрис залежно від компонувальних та функціональних вимог.

Фермою називається наскрізна конструкція, що загалом працює як і балка на згин або згин зі стиском та складається з окремих стержнів, які, з'єднуючись у вузлах, утворюють геометрично незмінну систему. При прикладанні зовнішніх навантажень у вузлах переважними внутрішніми зусиллями у елементах ферм є поздовжні зусилля стиску або розтягу.

Компонування конструктивної схеми ферми містить вибір абрису поясів, схеми решітки та генеральних розмірів конструкції. Це виконується з урахуванням функціонального призначення будівель та вимогами до їх архітектурної виразності. Абриси поясів приймаються залежно від типу покриття, раціональності статичної схеми, пов'язаної з наближенням конструктивної форми до епюри згинальних моментів відповідної балкової системи, а також типу з'єднання ферми з опорою.

За статичною схемою ферми поділяються на:

розрізні балкові (рис. 2.1, а), що найбільше розповсюджені завдяки простоті виготовлення та монтажу;

нерозрізні (рис. 2.1, б), які раціональні при великій власній масі та великих навантаженнях, мають велику жорсткість, що дозволяє зменшити висоту конструкції;

аркові (рис. 2.1, в) та рамні (рис. 2.1, г), що застосовуються при великих прогонах, їх економічність визначається раціональним розподілом внутрішніх зусиль у системі;

консольні (рис. 2.1, д), що використовуються в поєднанні з розрізними або нерозрізними системами з метою розвантаження (зниження зусиль) основних прогонів;

комбіновані (рис. 2.1, е), які являють собою балку, підсилену знизу або зверху стержньовою системою, що суттєво знижує згинальні моменти, які виникають в балці. Такі конструкції прості у виготовленні та використовуються навіть при динамічних впливах.

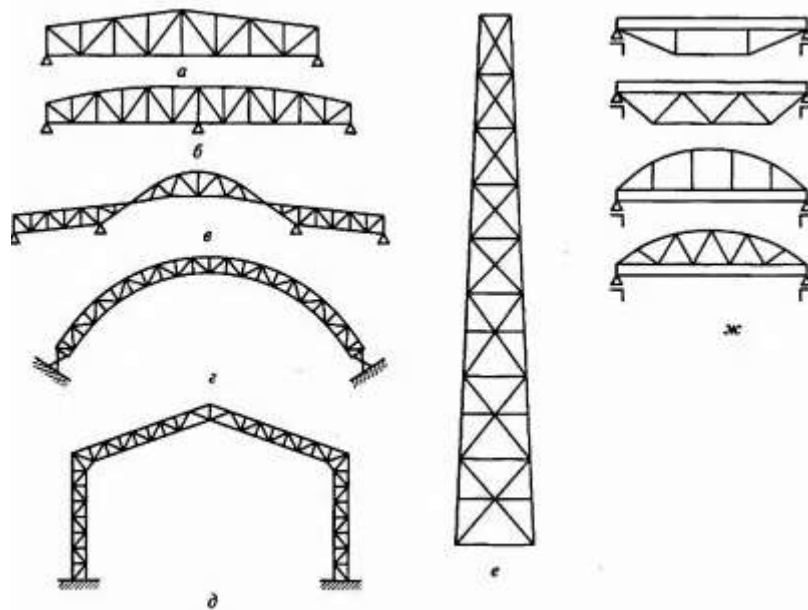


Рисунок 2.1 – Системи ферм за конструктивною схемою:  
*а* – розрізні балкові; *б* – нерозрізні;  
*в, е* – консольні; *г* – аркові; *д* – рамні; *ж* – комбіновані

Розміри панелей ферми визначаються під час вибору схеми решітки та погоджуються з кроком несучих елементів покрівлі для того, щоб навантаження від неї були прикладені у вузлах. Як несучі елементи покрівлі розглядають залізобетонні плити або прогони, відстані між якими (довжина панелі), як правило, дорівнюють 1,5 і 3 м. Оптимальний кут нахилу розкосів до поясів визначається за умовами найменших витрат матеріалу решітки та залежить від її типу: при трикутній становить  $45^\circ$ , розкісній –  $35^\circ$ [4].

## 2.2 Основи збору навантажень

Згідно з вимогами чинних норм [5] при проектуванні металевих конструкцій слід враховувати навантаження, що виникають під час зведення та експлуатації споруд, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні будівельних конструкцій.

Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення.

Оскільки при виконанні даного курсового проекту розраховуються елементи покриття будівлі, слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n$  згідно з [2]. З навчальною метою прийнято, що за класом наслідків будівлю, в якій зводиться ферма, віднесено до категорії СС-2. Відповідно  $\gamma_n^I = 1,1$  – для першої групи граничних станів. Для перевірки граничних станів першої групи використовуються граничні розрахункові значення навантажень. Для перевірки граничних станів другої групи навантаження встановлюються залежно від умов експлуатації конструкції, яка розглядається [5]. Умовно в даному курсовому проекті прийнято, що вихід за

граничний стан другої групи може бути допущений протягом частки часу  $\eta = 0,02$  встановленого терміну служби  $T_{ef}$  як для об'єктів масового будівництва. Для класу наслідків СС-2  $\gamma_n^{II} = 0,975$ .

До постійних навантажень, які діють на кроквяну ферму, належить власна вага конструкцій, вага плити покриття, вага конструктивного шару покриття.

До змінних тривалих навантажень відносять навантаження від людей, обладнання, снігу з квазіпостійними розрахунковими значеннями.

До змінних короточасних навантажень відносять вагу людей, обладнання, снігу з граничними (перша група граничних станів) чи експлуатаційними (друга група граничних станів) розрахунковими значеннями.

До епізодичних навантажень відносять сейсмічні впливи. З навчальною метою для всіх варіантів прийнято, що вітрові та епізодичні навантаження не враховуються.

Снігове навантаження слід приймати за розділом 8 [5]. Інші кліматичні навантаження та впливи на конструкцію кроквяної ферми необхідно приймати згідно з [5]. Власну вагу конструкції ферми (табл. 2.1) слід приймати згідно з рекомендаціями [3] або за формулою Стрілецького [15]. В табл. 2.1 наведені впливи на кроквяну ферму, які необхідно врахувати в курсовому проекті.

Таблиця 2.1 – Навантаження на кроквяну ферму покриття, кН/м<sup>2</sup>

Номер п/п	Тип навантаження	Характеристичне значення	Коеф. надійності за навантаженням	Коеф. надійності за відповідальністю		Граничне розрахункове навантаження	Експлуатаційне розрахункове навантаження
			$\gamma_{fm}$	1ГС $\gamma_n^I$	2ГС $\gamma_n^{II}$		
Постійні							
1	Вага плити покриття		1,1	1,1	0,975		
2	Вага конструктивного шару покриття		1,3	1,1	0,975		
3	Власна вага конструкції		1,05	1,1	0,975		
Змінні							
4	Снігове навантаження у м. У	Згідно з [5]					
$\Sigma$							

При моделюванні слід виконати аналіз реальних варіантів одночасної дії різних навантажень і визначити найбільш несприятливі їх поєднання. У таблиці 2.2 наведені чотири основні поєднання навантажень, причому 1 – для аналізу за другою групою граничних станів, а з 2, 3, 4 слід вибрати найневигодніше [6].

Таблиця 2.2 – Основні поєднання навантажень

Навантаження	Поєднання			
	1	2	3	4
Постійні	+(нормативні)	+	+	+
Снігові навантаження	+(нормативні)	+	+	
Вітрове навантаження: вздовж буквених осей вздовж цифрових осей			+	+

З навчальною метою при виконанні КП слід враховувати таке поєднання навантажень: постійні та снігові.

### 2.3 Статичний розрахунок елементів ферми

Статичний розрахунок металевих кроквяних ферм проводять, використовуючи припущення про вузлову передачу навантажень та про шарнірне з'єднання елементів у вузлах. При цьому ферму розглядають як статично визначену систему, в елементах якої виникають тільки поздовжні зусилля. Така модель ферми називається розрахунковою схемою [4], в якій зовнішні впливи моделюються зосередженими силами, прикладеними у вузлах верхнього поясу.

Значення цих сил визначається окремо для кожного типу навантаження для того, щоб при встановленні розрахункових зусиль можна було знаходити їх невідповідні комбінації. Зосереджені сили прикладаються до ферми в тих вузлах, в яких опираються несучі елементи покрівлі (прогони чи ребра залізобетонних плит покриття) або елементи кріплення підвісної стелі. Розрахункове вузлове навантаження залежить від вантажної площі, з якої воно зібране (заштриховано на рис. 2.2) та в загальному випадку визначається за формулою:

$$F_i^{zp} = \left( g_{\phi} + \frac{g_{покp}}{\cos \alpha} \right) \cdot B \cdot \frac{d_{i-1} + d_i}{2}. \quad (2.1)$$

де  $g_{покp}$  – вага конструкції покриття, кН/м<sup>2</sup> (табл. 2.1);

$g_{\phi}$  – вага ферми та зв'язків кН на 1м<sup>2</sup> горизонтальної проекції покриття;

$B$  – відстань між фермами;

$d_{i-1}, d_i$  – панелі, які примикають до вузла;

$\alpha$  – кут нахилу верхнього поясу до горизонту.

При кутах нахилу верхнього поясу до горизонту  $\alpha < 20^\circ$  допускається не враховувати ухил поясу в формулі (2.1).

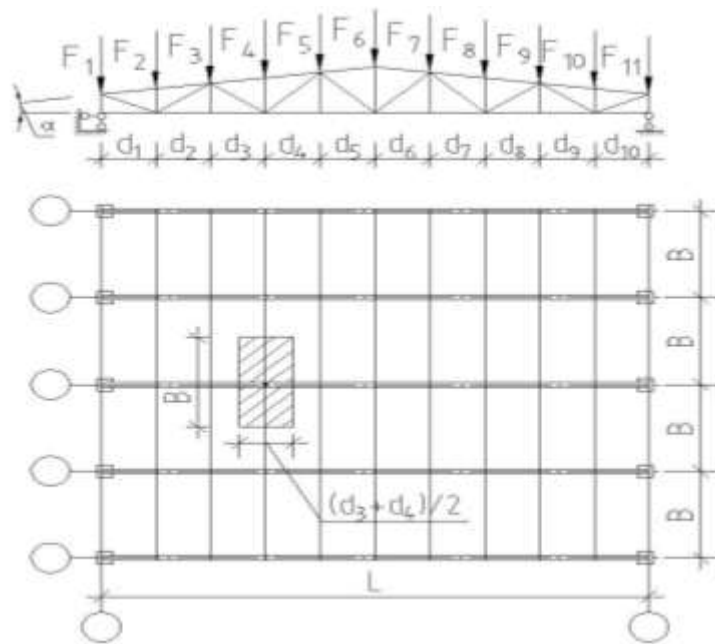


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема ферми

Статичний розрахунок ферм виконується загальноприйнятими методами будівельної механіки (графічними чи аналітичними), або чисельними методами (наприклад методом скінченних елементів). Адекватне врахування жорсткості вузлів можливе тільки при розрахунку на програмних комплексах [3].

Окрім розрахунку ферм на експлуатаційні впливи необхідно додатково перевірити їх у монтажному стані при частковому навантаженні верхнього поясу елементами покрівлі. Незважаючи на те, що в цьому випадку розрахункові зусилля менші, ніж ті, що виникають в процесі експлуатації, під час монтажу можлива втрата стійкості стиснутого поясу з площин ферми внаслідок відсутності необхідного розкріплення в цьому напрямку. Для дотримання потрібної гнучкості (не більше ніж 220) встановлюють тимчасові (на період монтажу) розпірки між фермами. При перевірці монтажне навантаження складається з власної ваги ферм та плит покриття і розміщується тільки на половині прогону. В курсовому проекті таке поєднання навантажень на конструкцію ферми з навчальною метою не розглядається.

Відносні прогини ферм від експлуатаційних впливів, які не мають перевищувати граничних, визначають за [10].

#### 2.4 Вибір типів перерізів елементів ферми

При виборі перерізу елементів ферм слід віддавати перевагу профілям з великим радіусом інерції при найменшій площі поперечного перерізу. Це пояснюється тим, що при роботі на стиск необхідно звести до мінімуму втрати матеріалу, пов'язані із забезпеченням стійкості стержня: чим більший радіус інерції, тим менша гнучкість стержня, отже й більше значення коефіцієнта поздовжнього згину  $\varphi$ .

Найбільше розповсюдження в кроквяних фермах одержали таврові перерізи, скомпоновані з двох прокатних кутиків. Ці перерізи зручні в конструктивному відношенні, забезпечують просте з'єднання з фасонками у вузлах. Комбінуючи типи та розміри кутиків, можна конструювати перерізи з різними радіусами інерції, що дозволяє при різних розрахункових довжинах стержня (в площині –  $l_x$  та поза площиною ферми –  $l_y$ ) підбирати рівностоякий ( $\lambda_x \approx \lambda_y$ ) стержень. На рис. 2.3 наведено основні типи поперечних перерізів ферм.

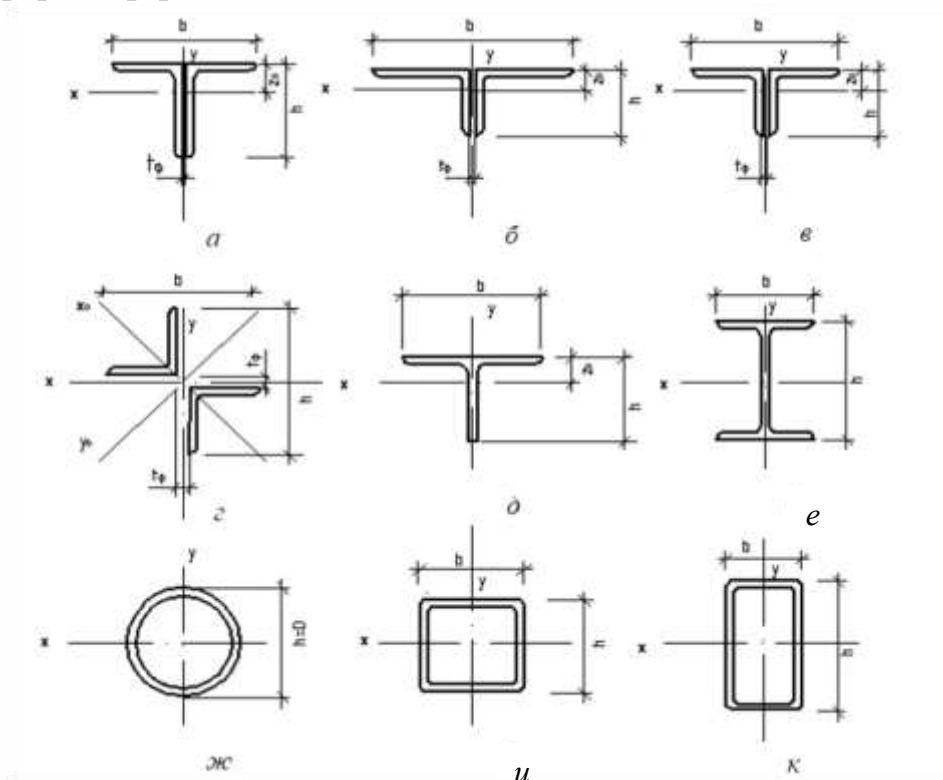


Рисунок 2.3 – Типи перерізів елементів ферм: *a* – з нерівнобічних кутиків великими полицями разом; *б* – те ж малими полицями разом; *в* – з рівнобічних кутиків; *г* – хрестових кутиків; *д* – з тавра; *е* – з двотавра; *ж* – з труби; *и* – з гнutoзварного квадратного профілю; *к* – з гнutoзварного прямокутного профілю

Для поясів ферм найбільш раціональними є перерізи, сформовані з двох нерівнобічних кутиків. Якщо розрахункова довжина поясу в площині та поза площиною ферми однакова ( $l_x = l_y$ ), то нерівнобічні кутики розміщують більшими полицями разом (рис. 2.3, *a*).

Якщо розрахункова довжина  $l_y$  вдвічі більша ніж  $l_x$ , то нерівнобічні кутики слід розміщати малими полицями разом (див. рис. 2.3, *б*).

Тавровий переріз з двох рівнобічних кутиків (див. рис. 2.3, *в*) відповідає стиснутим елементам решітки. Проте на практиці такий тип перерізу широко застосовується й для поясів у зв'язку з обмеженістю випуску нерівнобічних кутиків.

Для стояків, особливо в монтажних вузлах та в площині розміщення вертикальних в'язей, використовують хрестовий переріз з двох рівнобічних кутиків (див. рис. 2.3, *з*), для яких радіуси інерції в обох напрямках однакові.

Враховуючи можливості металургійної промисловості, перерізи з двох рівнобічних кутиків в даний час є основними для кроквяних ферм, також і для типових конструкцій. Використання для елементів ферм широкополічкових таврів та двотаврів, круглих труб та замкнених гнutoзварних профілів дозволяє підвищити ефективність конструкції завдяки більш раціональному розподілу матеріалу по перерізу, застосуванню безфасонкових вузлів, що забезпечує безпосереднє з'єднання розкосів з поясами, підвищенню корозійної витривалості стержнів з меншою поверхнею зіткнення з навколишнім середовищем при одночасному зниженні маси ферм. Так, при використанні в традиційних схемах широкополічкових таврів (див. рис. 2.3, *д*) із збереженням решітки зі спарених кутиків маса ферми знижується на 10–12% внаслідок скорочення витрат сталі на вузлові фасонки.

Прокатні широкополічкові двотаври (рис. 2.3, *е*) застосовують у поясах, що працюють на місцевий згин (навантаження прикладене поза вузлами).

З урахуванням зручності поєднання елементів решітки з горизонтальними поверхнями поясів, розкоси та стояки проектують із замкнених гнutoзварних профілів (див. рис. 2.3, *и, к*). Проте, у зв'язку з технологічними складнощами їх виготовлення (потрібне точне різання торців гнutoзварних профілів відповідно до куту нахилу розкосів і високоякісне зварювання різних за товщинами елементів) такі ферми не знайшли широкого застосування.

У фермах зі зварних труб (див. рис. 2.3, *жс*) забезпечується рівностіткість стержнів за рахунок рівності радіусів інерції  $i_x = i_y$ . Форма перерізу усуває утворення осередків корозії, суттєво скорочує сумарну поверхню ґрунтування та фарбування. Труби є майже ідеальною формою для стиснутих елементів, тому що при мінімальній площі перерізів забезпечують високі значення радіусів інерції завдяки віднесенню матеріалу на певну відстань від центра ваги. Внаслідок цього, а також враховуючи відсутність вузлових фасонки, маса трубчастих ферм на 15–20% менша ніж ферм зі спарених кутиків. Незважаючи на більш високу вартість трубчастих профілів, такі ферми раціональні.

Аналогічними особливостями відрізняються й ферми, спроектовані зі замкнених гнutoзварних прямокутних (для поясів) та квадратних (для решітки) профілів. Загальним недоліком труб та замкнених профілів є необхідність герметизації внутрішніх порожнин для запобігання утворенню осередків корозії.

В курсовому проекті з навчальною метою необхідно компоувати перерізи елементів ферми з рівнобічних кутиків.



## 2.5 Основи розрахунку стиснутих і розтягнутих елементів ферми

Підбір перерізів стержнів виконують відповідно до їх напруженого стану та з урахуванням коефіцієнтів умов роботи  $\gamma_c$  [1]. Потрібні характеристики поперечного перерізу визначають за умовами забезпечення міцності або стійкості, а також граничної гнучкості.

Розрахунок на міцність елементів зі сталі з нормативним опором  $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$  при центральному розтягу і стиску слід виконувати за формулою 1.4.1 [1]

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (2.2)$$

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів зі сталі з відношенням  $R_u / \gamma_u > R_y$ , експлуатація яких можлива і після досягнення металом межі текучості, а також елементів із сталі з нормативним опором  $R_{yn} > 440 \text{ Н/мм}^2$  слід виконувати за формулою (2.2) із заміною значення  $R_y$  на  $R_u / \gamma_u$ .

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску слід виконувати за формулою 1.4.3 [1]

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.3)$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, значення якого при  $\bar{\lambda} \geq 0,4$  необхідно обчислювати за формулою 1.4.4 [1]

$$\varphi = \frac{0,5}{\bar{\lambda}^2} (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2}). \quad (2.4)$$

Значення коефіцієнта  $\delta$  у формулі (2.4) слід обчислювати за формулою 1.4.5 [1]

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (2.5)$$

де  $\alpha$  і  $\beta$  – коефіцієнти, що характеризують початкові неправильності форми та залишкові напруження і визначаються за табл. 2.3 залежно від типу поперечного перерізу стержня та типу кривої стійкості;

$\bar{\lambda}$  – умовна гнучкість стержня, яка визначається за формулою [1]

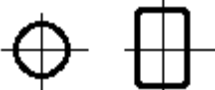
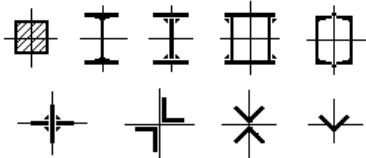
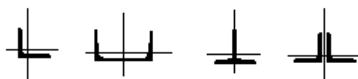
$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Значення коефіцієнтів  $\varphi$ , обчислені за формулою (2.4), слід брати не більшими за  $7,6/\bar{\lambda}^2$  у випадку, коли  $\bar{\lambda} > 3,8$  для типу кривої стійкості  $a$ ,  $\bar{\lambda} > 4,4$  і  $\bar{\lambda} > 5,8$  для типів кривої втрати стійкості відповідно  $b$  і  $c$  (табл. 2.3).

При значеннях  $\bar{\lambda} < 0,4$  для всіх типів кривої стійкості допускається брати  $\varphi = 1,0$ .

Значення коефіцієнтів  $\varphi$  наведені у табл. К.1 додатка К [1].

Таблиця 2.3 – Значення коефіцієнтів  $\alpha$  і  $\beta$

Тип поперечного перерізу	Тип кривої втрати стійкості	Значення коефіцієнтів	
		$\alpha$	$\beta$
	$a$	0,03	0,06
	$b$	0,04	0,09
	$c$	0,04	0,14

## 2.6 Розрахункові довжини елементів плоских ферм

Розрахункові довжини  $l_{ef}$  і  $l_{ef,1}$  стиснутих елементів конструкцій плоских ферм у їхній площині та з площини, слід брати за табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Розрахункові довжини елементів плоских ферм

Напрямок поздовжнього згину елемента ферми	Розрахункові довжини $l_{ef}$ і $l_{ef,1}$		
	поясів	опорних розкосів і опорних стійок	решти елементів ґраток
1	2	3	4
1. У площині ферми $l_{ef}$			
а) для ферм, окрім зазначених у поз. 1, б	$l$	$l$	$0,8 l$
б) для зварних ферм, елементи яких виконані з поодиноких кутиків, і ферм з прикріпленням елементів ґратки до поясів впритул	$l$	$l$	$0,9 l$

Продовження таблиці 2.4

1	2	3	4
2. У напрямку, перпендикулярному до площини ферми (з площини ферми) $l_{ef,1}$ :			
а) для ферм, окрім зазначених у поз. 2, б	$l_1$	$l_1$	$l_1$
б) для ферм з поясами із замкнутих профілів з прикріпленням елементів ґратки до поясів впритул	$l_1$	$l_1$	$0,9 l_1$
3. У будь-якому напрямку для зварних ферм, елементи яких виконані з поодиноких кутиків, при однакових відстанях між точками закріплення елементів у площині та з площини ферми ( $l_{ef} = l$ )	$0,85 l$	$l$	$0,85 l$
Примітка. $l$ – геометрична довжина елемента (відстань між центрами найближчих вузлів) у площині ферми; $l_1$ – відстань між вузлами, закріпленими від зміщення із площини ферми (поясами ферм, спеціальними зв'язками, жорсткими плитами покриттів, прикріпленими до поясу зварними швами або болтами тощо).			

Винятки:

а) розрахункову довжину  $l_{ef,1}$  елемента ферми, по довжині якого із площини конструкції діють зусилля стиску  $N_1$  і  $N_2$  ( $N_1 > N_2$ ) (рис. 2.4), необхідно визначати за формулою 1.9.1 [1]

$$l_{ef,1} = \left( 0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right) l_1. \quad (2.6)$$

При цьому розрахунок загальної стійкості елемента слід виконувати на дію поздовжнього зусилля  $N_1$ .

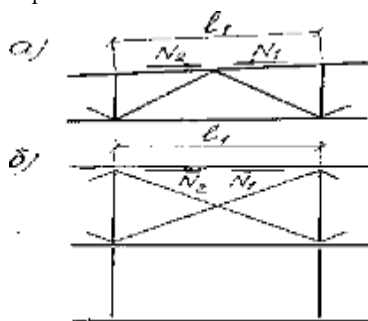


Рисунок 2.4 – Схема для визначення розрахункових довжин поясу ферми: а – схема ферми; б – схема поперечних горизонтальних в'язей між фермами (вид зверху)

Розрахункові довжини  $l_{ef}$  і  $l_{ef,1}$  елементів постійного по довжині перерізу, розкріплених в'язями на ділянках однакової довжини, в яких діють різні поздовжні зусилля, допускається визначати згідно з табл. С.1 додатка С [1].

б) розрахункові довжини  $l_{ef}$  і  $l_{ef,1}$  розкосів ферми із хрестовою ґраткою за наявності з'єднань у вузлах перетину елементів ґратки (рис. 2.5, д) слід брати:

– у площині ферми – такими, що дорівнюють відстані між центрами вузлів кріплення розкосу до поясу ферми і перетину елементів ґратки ( $l_{ef} = l$ );

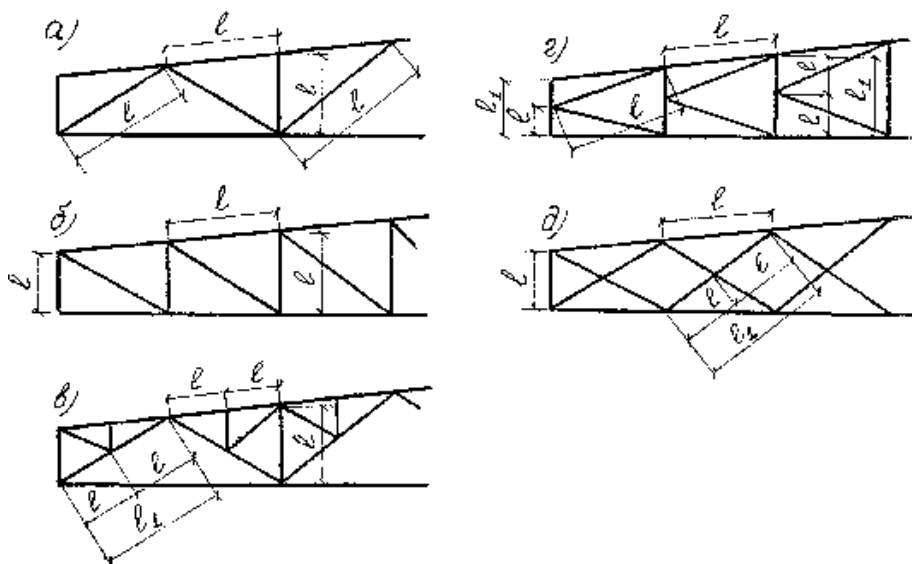


Рисунок 2.5 – Схема ґраток ферм для визначення розрахункових довжин стиснутих елементів: а – трикутна зі стояками; б – розкісна; в – трикутна зі шпренгелями; г – напіврозкісна трикутна; д – хрестова

– з площини ферми: для стиснутих елементів – за табл. 2.5; для розтягнутих елементів – такими, що дорівнюють відстані між вузлами кріплення елементів ґратки до нижнього і верхнього поясів ферми ( $l_{ef,1} = l_1$ ).

Таблиця 2.5 – Розрахункові довжини елементів перехресної ґратки

Конструкція вузла перетину елементів ґратки	Розрахункові довжини $l_{ef,1}$ із площини ферми при підтримувальному елементі		
	розтягнутому	непрацюючому	стиснутому
Обидва елементи не перериваються	$l$	$0,7 l_1$	$l_1$
Підтримувальний елемент переривається і перекривається фасонкою:			
розглядуваний елемент не переривається	$0,7 l_1$	$l_1$	$1,4 l_1$
розглядуваний елемент переривається і перекривається фасонкою	$0,7 l_1$	–	–

Примітка.  $l$  – відстань між центрами вузлів кріплення елемента ґратки до поясу ферми і перетину елементів;  $l_1$  – відстань між вузлами кріплення елемента ґратки до нижнього і верхнього поясів ферми.

Радіус інерції  $i$  перерізів елементів із поодиноких кутиків при визначенні гнучкості слід приймати таким, що дорівнює:

мінімальному радіусу інерції ( $i = i_{\min}$ ) – при розрахунковій довжині елемента не меншій за  $0,85l$  (де  $l$  – відстань між центрами найближчих вузлів);

радіусу інерції кутика відносно його осі, що проходить перпендикулярно до або паралельно площині ферми ( $i = i_x$  або  $i = i_y$ ), залежно від орієнтації площини згину ферми – у решті випадків.

## 2.7 Граничні гнучкості елементів

Гнучкість елемента  $\lambda = l_{ef} / i$  не повинна перевищувати значення граничної гнучкості  $\lambda_u$ , які наводяться у табл. 2.6 – для стиснутих елементів і в табл. 2.7 – для розтягнутих елементів [1].

Для елементів конструкцій, які належать до категорії за призначенням В (табл. В.1 додатка В [1]) у будівлях і спорудах I та II класів відповідальності згідно з ДБН В.1.2–14–2008, а також для всіх елементів конструкцій у будівлях і спорудах III класу відповідальності допускається збільшувати значення граничної гнучкості на 10%.

Таблиця 2.6 – Граничні гнучкості при стиску

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість стиснутих елементів $\lambda_u$
1	2
1. Пояси, опорні розкоси і стояки, що передають опорні реакції:	
а) плоских ферм, структурних конструкцій і просторових конструкцій із труб або парних кутиків заввишки до 50 м;	$180 - 60\alpha$
б) просторових конструкцій з поодиноких кутиків, а також просторових конструкцій із труб і парних кутиків заввишки понад 50 м.	120
2. Елементи, окрім зазначених у поз. 1 і 7:	
а) плоских ферм, зварних просторових і структурних конструкцій із поодиноких кутиків, просторових і структурних конструкцій із труб і парних кутиків;	$210 - 60\alpha$
б) просторових і структурних конструкцій із поодиноких кутиків з болтовими з'єднаннями.	$220 - 40\alpha$
3. Верхні пояси ферм, не закріплені у процесі монтажу (граничну гнучкість після завершення монтажу слід приймати за поз.1).	220
4. Основні колони.	$180 - 60\alpha$
5. Другорядні колони (стояки фахверку, ліхтарів тощо), елементи решітки колон, елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче балок кранових колій).	$210 - 60\alpha$
6. Елементи в'язей, окрім зазначених у поз. 5, а також стержні, призначені для зменшення розрахункової довжини стиснутих елементів, та інші ненавантажені елементи, окрім зазначених у поз. 7.	200

Продовження таблиці 2.6

1	2
7. Стиснуті і ненавантажені елементи просторових конструкцій таврового і хрестового перерізу, що підлягають дії вітрових навантажень, при перевірці гнучкості у вертикальній площині.	150
Примітка. $\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c}$ – коефіцієнт, який береться не меншим як 0,5 (у необхідних випадках замість $\varphi$ слід застосувати $\varphi_e$ ).	

Таблиця 2.7 – Граничні гнучкості при розтягу

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість розтягнутих елементів $\bar{\lambda}_u$ при дії на конструкцію навантажень		
	динамічних, прикладених безпосередньо до конструкції	статичних	від кранів (див. прим. 5) і залізничних поїздів
1. Пояси і опорні розкоси плоских ферм (також гальмівних) і структурних конструкцій	250	400	250
2. Елементи ферм і структурних конструкцій, окрім зазначених у поз. 1	350	400	300
Примітки:			
1. У конструкціях, що не підлягають динамічним впливам, гнучкість розтягнутих елементів слід перевіряти лише у вертикальних площинах.			
2. Для елементів в'язей, у яких прогин під дією власної ваги не перевищує $l/150$ , при дії на конструкцію статичних навантажень допускається приймати $\lambda_u = 500$ .			
3. Гнучкість розтягнутих попередньо напружених елементів не обмежується.			
4. Для розтягнутих елементів, в яких може змінюватись знак зусилля, граничну гнучкість слід приймати як для стиснутих елементів, при цьому з'єднувальні прокладки в елементах складеного перерізу необхідно встановлювати з кроком, що не перевищує $40i$ .			
6. Для нижніх поясів балок ферм кранових колій при кранах груп режимів роботи 1К – 6К допускається приймати $\lambda_u = 200$ .			
7. До динамічних навантажень, прикладених безпосередньо до конструкції, належать навантаження, які беруться в розрахунках на витривалість або з урахуванням коефіцієнтів динамічності.			

Товщину фасонки вибирають за найбільшим зусиллям в елементах решітки, що діє, як правило, в опорному розкосі. Вона береться однаковою для усієї ферми (табл. 2.8), проте при прогоні 36 м допустимо використовувати дві товщини  $t_\phi$  у межах однієї відправної марки з різницею між ними не більше 2 мм.

Таблиця 2.8 – Рекомендовані товщини вузлових фасонки

Максимальне зусилля в опорному розкосі, кН	80-250	260-400	410-600	610-1000	1010-1400	1410-1800	Понад 1800
$t_\phi$ , мм	8	10	12	14	15	18	20

При виборі номерів профілів слід керуватися такими міркуваннями.

1. З метою забезпечення найбільшої технологічності конструкції необхідно уніфікувати перерізи, утримуючи кількість типорозмірів у межах 5–6 для ферм прогоном до 30 м та 7–8 – при прогонах 36 м. При цьому ферми

прогонами до 30 м виконують, як правило, з поясами постійного перерізу по довжині (у цьому випадку достатньо підібрати переріз один раз за максимальним зусиллям в поясі), а при прогонах 36 м змінюють переріз поясів один раз. Переріз поясу, як правило, змінюють за рахунок зміни його ширини, зберігаючи товщину однаковою. Це зручно при конструктивному оформленні стику та пов'язано з розмірами зварних швів. Стиснуті опорні розкоси проектують з тих же (або близьких) профілів, що й стиснуті пояси. Проміжні розкоси (стиснуті та розтягнуті) звичайно мають 1–2 типорозміри, а стояки виконують однаковими.

2. Не слід використовувати в одній фермі профілі одного типорозміру, що відрізняються тільки товщиною чи матеріалом. Це може призвести до їх випадкової взаємозаміни в процесі виготовлення, отже й до непередбачених ситуацій при експлуатації.

3. При виборі профілів слід намагатися використовувати більш тонкі з них, в яких площа перерізу менша, а радіус інерції більший. Наприклад, для кутика  $\perp 100 \times 7$ :  $A = 13,8 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 3,08 \text{ см}$ ; для  $\perp 100 \times 10$ :  $A = 19,2 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 3,05 \text{ см}$ , тобто радіуси інерції майже однакові, а площі (а це означає, що й власна вага) відрізняються значно.

4. За умови забезпечення необхідної жорсткості стержня при транспортуванні та монтажі висота (діаметр) стержня не має бути меншою 50 мм. Для зручності накладання зварних швів та запобігання перепаленню елементів мінімальна товщина прокатних профілів дорівнює 5 мм, а для труб та замкнених гнutoзварних виробів – 3 мм (пояси, опорні розкоси) та 2,5 мм (інші елементи).

5. Висота перерізів поясів з таврів складає орієнтовно  $1/15$ – $1/10$  довжини панелі.

6. У фермах з труб відношення діаметрів поясів та елементів решітки має бути не більшим 3. Товщину труб беруть в межах  $1/30$ – $1/40$  діаметрів поясів та до  $1/90$  діаметрів розкосів і стояків.

7. Розміри гнutoзварних профілів для елементів решітки ферм підбирають з урахуванням забезпечення місцевої стійкості стінок перерізів. У цьому зв'язку відношення розрахункової висоти стінки, що визначається відстанню між закругленнями перерізу, до товщини не має перевищувати 45 для поясів і 60 для розкосів. Для зручності накладання зварних швів розміри елементів решітки за шириною (поза площиною ферми) мають бути не більше ніж  $D - 2 \cdot (t + t_d)$ , де  $D$  – висота перерізу поясу;  $t$  та  $t_d$  – товщини, відповідно поясу та розкосу. Висоту перерізу розкосів  $d$  (в площині ферми) беруть не менше ніж  $d \geq 0,6 \cdot D$ .

8. У фермах з поясами з труб, широкополічкових двотаврів і таврів необхідно перевірити відношення висоти профілю (діаметра труби) до довжини панелі поясу:  $h/l \leq 1/10$ . Таке ж співвідношення встановлено й у випадку розцентрування вузлів у трубчастих та гнutoзварних фермах –  $e/D \leq 1/10$  ( $e$  – відстань від точки перетину осей елементів решітки до осі поясу). Якщо вказані умови не виконуються, слід виконати новий статич-

ний розрахунок ферми як статично невизначуваної системи із жорсткими вузлами з метою визначення поздовжніх зусиль та згинальних моментів в елементах.

9. При значних зусиллях в елементах доцільно використовувати в одній конструкції різні сталі, застосовуючи більш міцну для поясів, а менш міцну – для розкосів і стояків.

10. Для забезпечення спільної роботи двох кутиків, що складають тавровий переріз, їх з'єднують між собою об'єднувальними листовими планками – прокладками. Прокладки розміщують по довжині стержня на відстанях, що не повинні перевищувати  $40i_1$  – для стиснутих і  $80i_1$  – для розтягнутих елементів. За характеристику  $i_1$  приймають радіус інерції одного кутика відносно власної осі, що паралельна площині прокладок (рис. 2.6). Незалежно від довжини стержня в стиснутих елементах передбачають не менше двох, а в розтягнутих – не менше однієї прокладки.

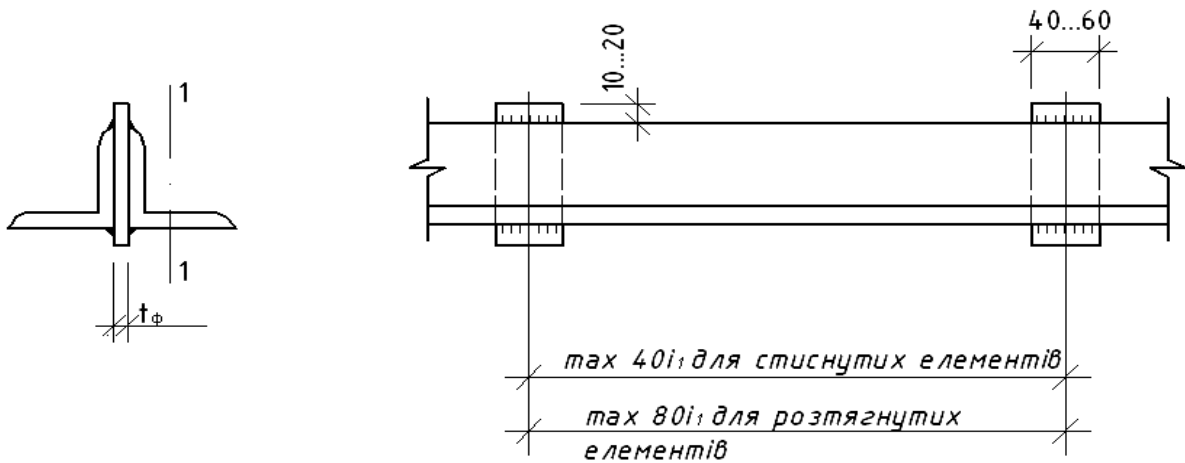


Рис. 2.6 – Розміщення прокладок

Розміри прокладок визначають конструктивно за умови розміщення зварних швів, що кріплять їх до елемента. Ширина прокладок 40–60 мм, а висота на 10–20 мм більша, ніж ширина полиці кутика в кожен бік. Товщина прокладок береться однаковою з товщиною вузлових фасонки.



### 3 ПРИКЛАД ВИКОНАННЯ ПРОЕКТУ

#### 3.1 Компонування конструктивної схеми

##### 3.1.1 Збір навантажень

Вихідні дані на проектування:

1. Поперечний прогін $L$ , м	30;
2. Крок колон $B$ , м	6,1;
3. Район будівництва	м. Житомир;
4. Параметр $H$ , м	$1/8 L$ ;
5. Параметр $H_1$ , м	1,2;
6. Конструкція покриття	залізобетонні ребристі плити;
7. Термін експлуатації	20 років;
8. Сталь	C275.

Матеріал конструкцій: кутики – сталь C275 за ГОСТ 27772–88\*  
 $R_y = 270$  МПа, для фасонного прокату 2...20 мм.

Фасонки беремо зі сталі C285 з  $R_y = 270$  МПа, для листового прокату 4...10 мм,  $R_y = 260$  МПа, для листового прокату 10...20 мм за табл. Е2 [1].

Беремо напівавтоматичне зварювання під флюсом зварювальним дротом марки СВ-08А (ГОСТ 2246–70\*) діаметром  $d = 2$  мм.

Для монтажу застосовується ручне зварювання електродами Э42А за ГОСТ 9467–75\* (табл. Ж.1, [1]).

Болти нормальної точності класу 5.6.

Клас наслідків об'єкта – СС2. Приймаємо значення коефіцієнтів надійності для усталених ситуацій ( $\gamma_n^I = 1,1$ ,  $\gamma_n^{II} = 0,975$ ) [табл. 5, 2].

Ферми не зазнають безпосереднього динамічного впливу.

Для прикладу збору навантажень у даному курсовому проекті приймаємо конструкцію покриття влаштовану із залізобетонних ребристих плит покриття розміром 6,1×3 м.

Поверху плит покриття влаштовано чотиришаровий руберойдовий шар із захисним шаром гравію, що втоплений у бітумну мастику.

Приймаємо, що будівля опалювана, тому покриття утеплене мінераловатними плитами.

Оскільки в завданні не вказано розміри будівлі в плані, задаємо чотирипрогонами в напрямку  $B$  зі встановленням елементів хрестоподібних в'язей по нижньому поясу через вузол та горизонтальних розпірок (рис. 3. 1).

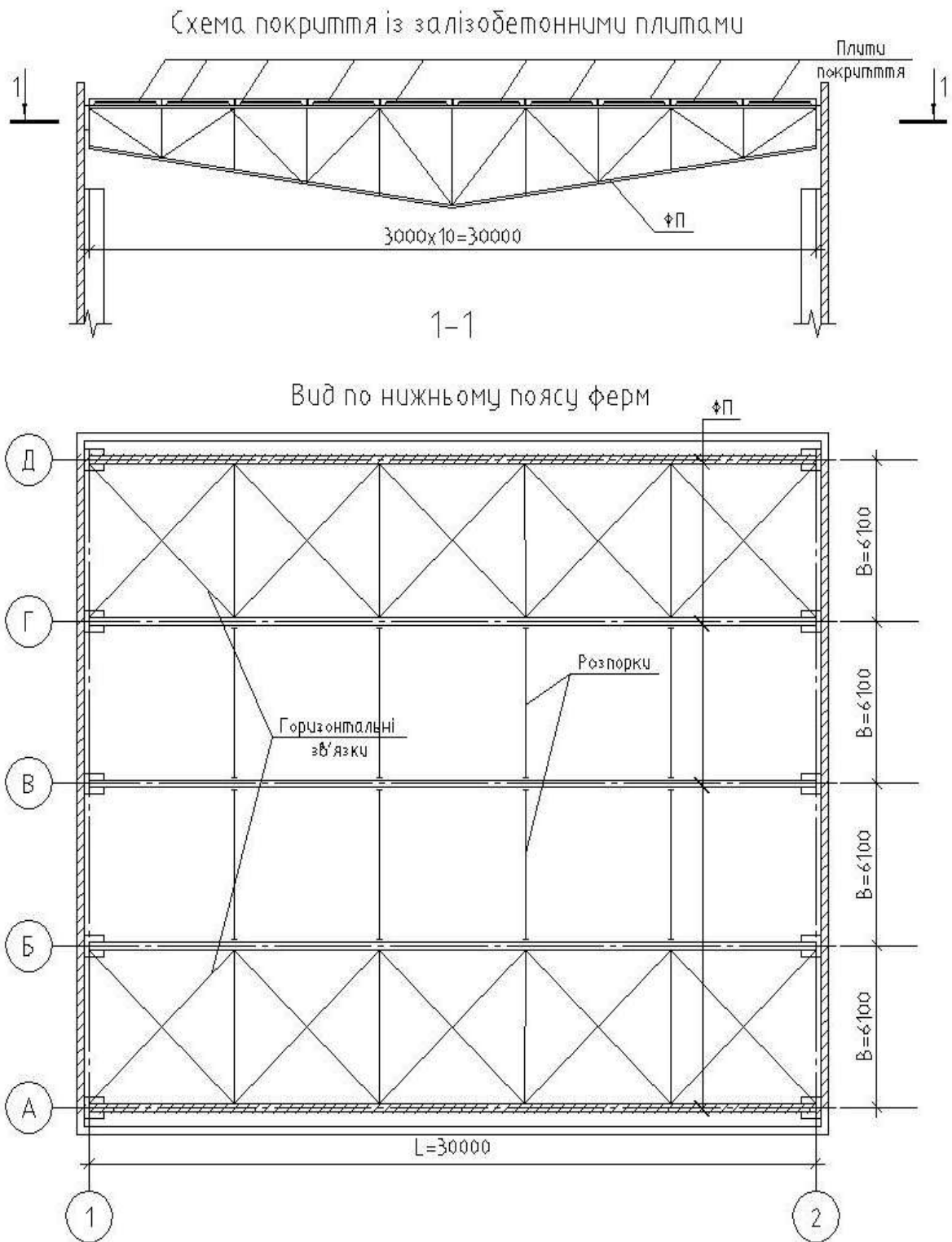


Рисунок 3.1 – Конструктивна схема будівлі

### 3.1.2 Визначення зусиль

Для визначення розрахункових зусиль в стержнях ферми попередньо виконуємо збір навантажень на конструкцію ферми та зводимо його у табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Збір навантажень на кроквяну ферму, кН/м<sup>2</sup>

Тип навантаження	Характеристичне значення навантаження	Коеф. надійності за навантаженням	Коеф. надійності за відповідальністю	Коеф. надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження	
		$\gamma_{fm}$	$\gamma_n^I$	$\gamma_n^{II}$	Граничне	Експлуатаційне
<b>Постійне навантаження</b>						
1. Шар гравію, втоплений у бітумну мастику, $t = 15$ мм, $\gamma = 20$ кН/м <sup>3</sup>	0,3	1,3	1,1	0,975	0,43	0,29
2. Чотири шари руберойду на бітумній мастиці $0,04 \times 4 = 0,16$	0,16	1,3	1,1	0,975	0,23	0,16
3. Цементно-піщана стяжка $t = 20$ мм, $\gamma = 20$ кН/м <sup>3</sup>	0,4	1,3	1,1	0,975	0,57	0,39
4. Утеплювач – мінераловатні плити, густиною $\gamma = 300$ кг/м <sup>3</sup> за товшки 80 мм	0,24	1,2	1,1	0,975	0,32	0,23
5. Пароізоляція з одного шару руберойду	0,05	1,2	1,1	0,975	0,07	0,05
6. Збірні залізобетонні ребристі плити покриття $6,1 \times 3$ м ( $g = 2650 \times 6,1/6$ кг)	1,47	1,1	1,1	0,975	1,78	1,43
7. Власна вага ферми зі зв'язками [табл. 3.1, 4] $0,3 + 0,05 = 0,35$	0,35	1,05	1,1	0,975	0,4	0,34
Всього:	-	-	-	-	3,80	2,89
<b>Змінне навантаження</b>						
8. Снігове навантаження для м. Житомир	-	-	-	-	1,21	0,72
Повне навантаження	-	-	-	-	5,01	3,61

Снігове навантаження для м. Житомир згідно з [4] складає  $S_0 = 1,46$  (кПа).

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття згідно з формулою 8.1 [4]

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C. \quad (3.1)$$

За завданням термін експлуатації будівлі складає 20 років, тому  $\gamma_{fm} = 0,83$  за табл. 8.1 [4]. Коефіцієнт  $C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1$ , оскільки кут нахилу верхнього поясу ферми до горизонталі ( $\mu = 1$  при  $\alpha \leq 25^\circ$  за додатком

Ж [4], режим експлуатації покрівлі не зазначений у завданні на проектування, тобто  $C_e = 1$ , висота над рівнем моря для м. Житомир менша 0,5 км, тобто  $C_{alt} = 1$ ). Отже, граничне розрахункове значення снігового навантаження  $S_m = 0,83 \cdot 1,46 \cdot 1 = 1,21$  (кН/м<sup>2</sup>).

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження розраховуємо за формулою 8.2 [4]

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C, \quad (3.2)$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження. Беремо згідно з п. 8.12 [4]  $\gamma_{fe} = 0,49$ , як для об'єктів масового будівництва. Отже  $S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0,49 \cdot 1,46 \cdot 1 = 0,715$  (кН/м<sup>2</sup>).

Квазіпостійне значення снігового навантаження визначаємо за формулою (8.3) [4]

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C = (0,4 \cdot 1,46 - 0,16) \cdot 1 = 0,424 \text{ (кН/м}^2\text{)},$$

де  $\bar{S} = 160$  Па;

$S_0, C$  – те ж саме, що у формулі (3.1).

Вузлове навантаження на ферму за формулою (2.1):

– граничне розрахункове

$$F_i^{zp} = \left( g_\phi + \frac{g_{покp}}{\cos \alpha} \right) \cdot B \cdot \frac{d_{i-1} + d_i}{2} = \left( 0,4 + \frac{4,61}{1} \right) \cdot 6,1 \cdot 3 = 91,74 \text{ (кН)},$$

– експлуатаційне розрахункове

$$F_i^{експл} = \left( g_\phi + \frac{g_{покp}}{\cos \alpha} \right) \cdot B \cdot \frac{d_{i-1} + d_i}{2} = \left( 0,34 + \frac{3,27}{1} \right) \cdot 6,1 \cdot 3 = 66,08 \text{ (кН)}.$$

Усереднений коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fm, сер}$ .

$$\gamma_{fm, сер} = \frac{q^{гран}}{q^{експл}}. \quad (3.3)$$

де  $q^{гран}$ ,  $q^{експл}$  – повне значення граничного, та відповідно, експлуатаційного навантаження, що зібране за табл. 3.1.

За табл. 3.1 запишемо  $\gamma_{fm, сер} = \frac{5,01}{3,61} = 1,388$ . Оскільки при дійсній роботі

в ригелі поперечної рами виникають поздовжні зусилля, а в даній роботі ферма розраховується в контексті самостійної конструкції, навантаження

від рамного зусилля умовно беремо таким, що дорівнює нулю. Зусилля визначаємо графічним способом (рис. 3.2) за допомогою діаграми Максвелла–Кремони.

Оскільки ферма симетрична та у розрахунку взято симетричний сніговий вплив, то визначаємо зусилля лише у половині від усієї кількості елементів. Отримані значення зводимо до табл. 3.2.

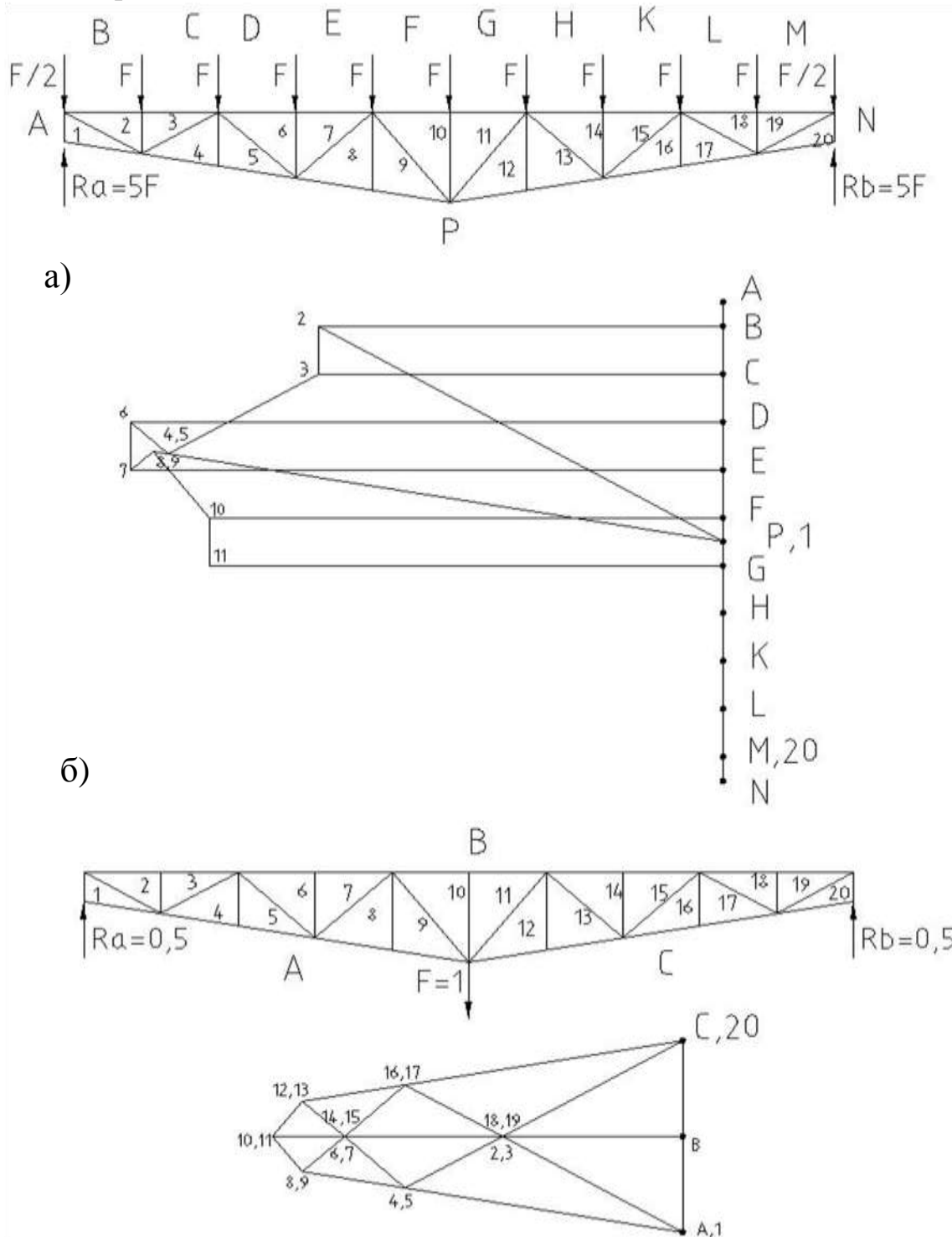


Рисунок 3.2 – Діаграми зусиль для підбору перерізів (а) та перевірки жорсткості (б)

Таблиця 3.2 – Зусилля в елементах ферми

Елемент ферми	Позначення стержня	Зусилля від одиничного завантаження	Розрахункове граничне зусилля, кН	
			стиск “-“	розтяг “+”
1	2	3	4	5
Верхній пояс	B-2	-0,877	-724,04	-
	C-3	-0,877	-724,04	-
	D-6	-1,648	-1058,42	-
	E-7	-1,648	-1058,42	-
	F-10	-2	-917,31	-
Нижній пояс	1-P	0	-	0
	4-P	1,371	-	925,21
	5-P	1,371	-	925,21
	8-P	1,838	-	1009,35
	9-P	1,838	-	1009,35
Стояки	A-1	0	-456,68	-
	2-3	0	-91,74	-
	4-5	0	0	-
	6-7	0	-91,74	-
	8-9	0	0	-
	10-11	0	-91,74	-
Розкоси	1-2	1,009	-	833,46
	3-4	-0,546	-308,02	-
	5-6	0,401	-	90,24
	7-8	-0,275	-	53,00
	9-10	0,237	-163,15	-

Згідно з отриманими зусиллями (табл. 3.2), з урахуванням рекомендацій [3], призначаємо розмір фасонки  $t_{\phi}=14$  (мм) за максимальним зусиллям у відправній одиниці.

### 3.2 Підбір перерізів елементів ферми

#### 3.2.1 Верхній пояс

Беремо верхній пояс без змін перерізу по всій довжині та розраховуємо його на максимальне зусилля –  $D-6 = -1058,42$  (кН). Задаємося гнучкістю для поясів  $\lambda = 90$  згідно з рекомендаціями [2]. Тоді за формулою (2.4) знайдемо коефіцієнт стійкості при центральному стиску. Отже,  $\bar{\lambda} = 90 \sqrt{\frac{270}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,258$ . За табл. 2.3 для перерізу зі спарених кутиків беремо коефіцієнти  $\alpha=0,04$ ,  $\beta=0,14$  (тип кривої стійкості “с”).

Тоді  $\delta = 9,87(1 - 0,04 + 0,14 \cdot 3,258) + 3,258^2 = 24,594$ . Коефіцієнт стійкості  $\varphi$

$$\varphi = \frac{0,5}{3,258^2} (24,594 - \sqrt{24,594^2 - 39,48 \cdot 3,258^2}) = 0,516.$$

З умови стійкості при центральному стиску за формулою (2.3), де  $\gamma_c = 0,8$  для стиснутих основних елементів (табл. 1.1.1, [1]), знаходимо потрібну площу перерізу

$$A_{\text{норм}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1058,42 \cdot 10^4}{0,516 \cdot 270 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 94,88 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Беремо переріз з рівнобічних кутиків  $2\perp 160 \times 12$  за ДСТУ 2551–93 та виписуємо із сортаменту його характеристики:  $A=74,8 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 4,94 \text{ см}$ ,  $i_y = 7,09 \text{ см}$ . Граничні гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} = \frac{300}{4,94} = 60,73 \rightarrow \varphi_x = 0,709. \lambda_x = 60,73 < \lambda_{u(x)} = 124,57.$$

$$\lambda_{u(x)} = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_x R_y \gamma_c A_{\text{факт}}} = 180 - 60 \frac{1058,42 \cdot 10}{0,709 \cdot 270 \cdot 0,8 \cdot 74,8} = 180 - 60 \cdot 0,924 = 124,57.$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y} = \frac{300}{7,09} = 42,55 \rightarrow \varphi_y = 0,822. \lambda_y = 42,29 < \lambda_{u(y)} = 123,05.$$

$$\lambda_{u(y)} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \frac{N}{\varphi_y R_y \gamma_c A_{\text{факт}}} = 180 - 60 \frac{1058,42 \cdot 10}{0,822 \cdot 270 \cdot 0,8 \cdot 62,8} = 180 - 60 \cdot 0,949 = 123,05.$$

Перевірка стійкості стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{min}} A} = \frac{1058,42}{0,709 \cdot 74,8} = 19,96 \text{ (кН/см}^2\text{)} \leq R_y \gamma_c = 27 \cdot 0,8 = 21,6 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Стійкість забезпечена.

### 3.2.2 Нижній пояс

Виходячи зі значень отриманих зусиль (табл. 3.2), беремо для нижнього поясу єдиний переріз за максимальним зусиллям 1033,83 кН. Потрібна площа

$$A_{\text{норм}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{1033,83 \cdot 10^4}{270 \cdot 10^3 \cdot 1} = 38,29 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Тут  $\gamma_c = 1$ . Беремо рівнобічні кутики  $2\perp 100 \times 10$  за ДСТУ 2551–93 та виписуємо із сортаменту їх характеристики:  $A_{\text{факт}} = 38,4 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 3,05 \text{ см}$ ,  $i_y = 4,67 \text{ см}$ .

**Перевіряємо гнучкість**

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{304}{3,05} = 99,34 < \lambda_{u(x)} = 400 \text{ (табл. 1.9.10, [1])}.$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{608}{4,67} = 129,90 < \lambda_{u(y)} = 400.$$

Тут  $l_{ef,y} = 608$ , тому що в'язі по нижньому поясу розташовуємо через вузол (див. рис. 3.1). Тому  $l_{ef,y} = 2l = 2 \cdot 304 = 608$  (см). Міцність забезпечена автоматично, оскільки фактична площа перерізу  $A_{факт} = 38,4 \text{ см}^2 > A_{номр} = 38,29 \text{ (см}^2\text{)}$ .

$$\sigma = \frac{N}{A_{факт}} = \frac{1033,83}{38,4} = 26,92 \text{ (кН/см}^2\text{)} < R_y \gamma_c = 27 \cdot 1 = 27 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Підбір перерізів стиснутих розкосів та стояків виконуємо за методикою підбору стержнів стиснутих верхніх поясів ферм, розтягнутих розкосів – за методикою підбору перерізів розтягнутих поясів ферм. Результати розрахунків зводимо у таблицю Д.1 додатка Д.

### 3.3 Розрахунок зварних швів та конструювання вузлів ферми

#### 3.3.1 Зварні шви

Для кріплення стержнів використовуємо напівавтоматичне зварювання під флюсом дротом СВ-08А діаметром  $d = 2$  мм за ГОСТ 2246–70\*. Коефіцієнти та розрахункові опори при розрахунку за металом шва:  $\beta_f = 0,9$  (табл. 1.12.2, [1]).  $R_{wf} = 180$  МПа (табл. Ж.2, [1]).  $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 180 = 162$  (МПа). При розрахунку за металом межі сплавлення:

$$\beta_z = 1,05 \text{ (табл. 1.12.2, [1])}. R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ (МПа)}.$$

Тут  $R_{un} = 370$  (МПа) для сталі С245 (табл. Е.2, [1]).

$\beta_f R_{wf} = 162$  (МПа)  $<$   $\beta_z R_{wz} = 166,5$  (МПа). Отже, несучу здатність зварних з'єднань визначатимемо за міцністю металу шва, що знаходиться за формулою 1.12.2, [1]:

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1. \quad (3.4)$$

Або

$$l_w = \frac{\alpha_{об(n)} N}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + a, \quad (3.5)$$

де  $a$  – величина, яка додається (1...2 см) на непровар;



$n$  – кількість швів ( $n = 2$ );

$\alpha_{об(n)}$  – коефіцієнт, що враховує частку зусилля, яка передається на обушок (перо). Для рівнобічних кутиків згідно з рекомендаціями [2]  $\alpha_{об} = 0,7$ ;  $\alpha_n = 0,3$ . Товщина зварного шва повинна бути в межах  $k_{f\min} \leq k_f \leq k_{f\max}$ . Причому  $k_{f\min}$  – мінімальний катет шва, що визначається за табл. 1.12.1 [1], максимальний катет шва  $k_{f\max} \leq 0,9t$  – для шва по перу;  $k_{f\max} \leq 1,2t$  – для шва по обушку. Тут  $t$  – товщина найтоншого елемента в з'єднанні. Кількість різних за товщиною швів на всю ферму не повинна бути більше чотирьох [7]. Максимальна кількість різних за товщиною кутових швів повинна бути не більша чотирьох [6–8]. Мінімальну товщину кутового шва згідно з п. 1.12.1.5 [1] беремо не менше 40 мм, довжину – кратну 10 мм.

Розкоси та стояки кріпимо до вузлових фасонки на розрахункові зусилля в цих стержнях. Кріплення поясів до фасонки у тих випадках, коли переріз поясів не змінюється, розраховуємо на різницю зусиль у суміжних панелях поясу, наприклад D-6 – 3-C для верхнього поясу (рис. 3.3). При дії зосередженого навантаження  $F$  загальна довжина зварних швів розраховується для сприйняття приведеного зусилля кріплення поясів до фасонки [6–8]

$$\sum l_w = \frac{\sqrt{(N_{D-6} - N_{3-C})^2 + F^2}}{\beta_f R_{of} \gamma_c}. \quad (3.6)$$

Ці шви за розрахунком часто виходять невеликої довжини, однак їх зазвичай приймають суцільними по всій довжині фасонки мінімальної довжини [8].

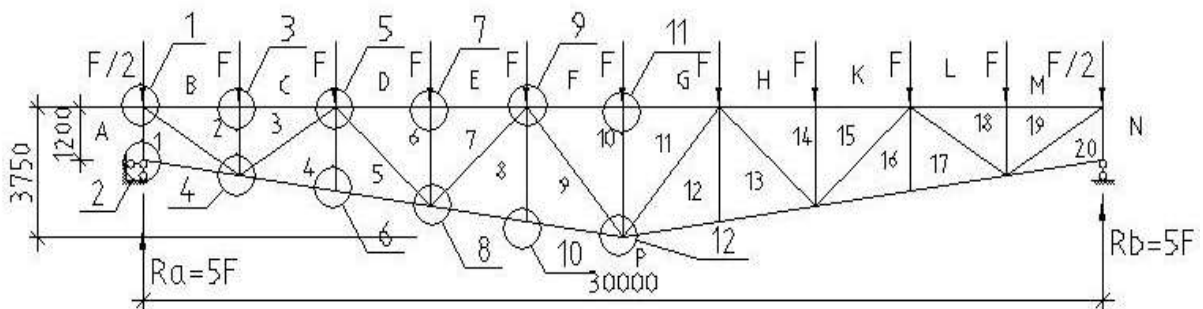


Рисунок 3.3 – Розрахункові вузли ферми

Різниця зусиль в поясі, де до нього підходять лише стояки (вузли 6, 10 на рис. 3.3) дорівнює нулю. Кріплення стояка до фасонки та поясу до фасонки виконується на розрахункове зусилля в стояку  $N_{ст}$ . Кріплення поясу до фасонки у вузлах 3, 7 (рис. 3.3) розраховується на зусилля від зосередженого навантаження  $F$ .

Якщо переріз поясів має змінне значення або переривається у вузлі, тоді необхідно перекривати його листовими накладками або накладками з кутиків. Рішення з листовими накладками більш універсальне, оскільки накладками з кутиків можна перекривати лише кутики з однаковою товщиною полиць [8]. Робота вузла з преривчастими поясами досить складна, тому він розраховується значною мірою досить умовно. Куттик з більшим зусиллям заводиться за центр вузла на 300...500 мм, причому між з'єднаними поясами лишають зазор 40...50 мм. Товщину накладки приймають за розрахунком, але не меншою ніж товщина фасонки. Площа накладки повинна бути не менша ніж площа пера меншого поясу, який виступає. Спрощена перевірка послабленого перерізу виконується за формулою [7]

$$\sigma = \frac{N_p}{A_{\text{умовн}}} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.7)$$

де  $N_p$  розрахункове зусилля в елементі, яке рекомендується вибирати на 20% більшим дійсного, внаслідок деякої нечіткості роботи вузла, тобто  $N_p = 1,2N_1$ ;

$A_{\text{умовн}} = \sum A_{\text{накл}} + t_\phi \cdot 2b$  – умовна розрахункова площа, що дорівнює сумі площ накладок та частині площі фасонки висотою  $2b$  ( $b$  ширина полиці кутика, що кріпиться).

Шви, що кріплять листову накладку до поясів, розраховуються на зусилля у накладці [7]

$$N_n = A_n \sigma, \quad (3.8)$$

де  $\sigma$  – напруження у накладці, визначене за формулою (3.7), а шви, що кріплять кутики поясу до фасонки, – на розрахункове зусилля  $N_p$  в поясах без зусилля, що передається з кутика на куттик накладкою [8]

$$N_p = \max \left\{ \frac{1,2N_1 - N_n}{2}; \frac{1,2N_2 - N_n}{2} \right\}; \quad N_p = \max \left\{ \frac{1,2N_2 - N_n}{2}; \frac{1,2N_1 - N_n}{2} \right\}. \quad (3.9)$$

де  $N_1, N_2$  – зусилля в панелях поясу по ліву та праву сторону від стику, відповідно.

### 3.3.2 Розрахунок вузлів

Опорний вузол (вузол 2, рис. 3.3).

Беремо торцевий лист товщиною  $t = 20$ , шириною  $b = 180$  мм зі сталі С285 за ГОСТ 27772–88\*. Напруження зминання у торця

$$\sigma_{зм} = \frac{R_A}{A_{обн}} = \frac{5 \cdot F}{2 \cdot 18} = \frac{5 \cdot 91,74}{36} = 12,74 \text{ (кН/см}^2\text{)} < R_p = 37,07 \text{ (кН/см}^2\text{)},$$

де  $R_A$  – опорна реакція ферми,  $R_p$  – опір зминання торцевої поверхні за наявності пригонки (табл. 1.3.1, [1]),  $R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{380}{1,025} = 37,07 \text{ (кН/см}^2\text{)}$ .

Беремо для зварювання сталей С275 та С285 напівавтоматичне зварювання під флюсом зварювальним дротом марки СВ-08А (ГОСТ 2246–70\*) діаметром  $d = 2$  мм з розрахунковим опором  $R_{wf} = 180$  (МПа). Товщину швів кріплення нижнього поясу ( $\perp 100 \times 10$ ) розраховуємо на зусилля в стояку  $N_{A-1} = -458,68$  кН та призначаємо: по перу  $k_f = 8$  мм, по обушку  $k_f = 10$  мм, коефіцієнт  $\beta_f = 0,9$  [табл. 1.12.2, 1]

$$l^o = \frac{\alpha_{об} N}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + a = \frac{0,7 \cdot 458,68 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 10,91 = 12 \text{ (см)};$$

$$l^n = \frac{\alpha_n N}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + a = \frac{0,3 \cdot 458,68 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 6,31 = 8 \text{ (см)}.$$

Кріплення стояка ( $\perp 100 \times 63 \times 7$ ) при  $k_f = 6$  (мм) по перу,  $k_f = 9$  (мм) по обушку,

$$l^o = \frac{\alpha_{об} N}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + a = \frac{0,68 \cdot 458,68 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 11,70 = 12 \text{ (см)};$$

$$l^n = \frac{\alpha_n N}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + a = \frac{0,32 \cdot 458,68 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 7,55 = 8 \text{ (см)}.$$

Беремо обидва шви по 12 см. Перевірка опорної фасонки на зріз, а також швів її кріплення ( $k_f = 8$  мм) до торцевого листа:

$$\tau = \frac{R_A}{h \cdot t_\phi} = \frac{5 \cdot 91,74}{33 \cdot 1,4} = 9,93 \text{ кН/см}^2 < R_s = 0,58 \frac{R_{un}}{\gamma_m} = 0,58 \frac{38}{1,025} =$$

$$= 21,50 \text{ (МПа)},$$

де  $R_s$  – розрахунковий опір зсуву.

$$\tau_\omega = \frac{R_A}{2 \cdot 0,7 k_f l_{\omega 1}} = \frac{5 \cdot 91,74}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot (33 - 1)} = 12,80 \text{ (кН/см}^2\text{)} < R_{\omega f} = 18,0 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Опорний столик беремо з листа товщиною 40, шириною 200 та довжиною 250 мм. Визначаємо потрібний катет шва  $k_f$  для кріплення столика до колони

$$k_f = \frac{1,33 \cdot N}{0,7 \cdot l_{\text{ол}} \cdot R_{\text{of}}} = \frac{1,33 \cdot R_A}{0,7 \cdot (19 + 2 \cdot 24) \cdot 180} = \frac{1,33 \cdot 5 \cdot 91,74 \cdot 10}{8442} = 0,72 \text{ (см)},$$

де 1,33 – коефіцієнт, що враховує можливість нерівномірної передачі опорного тиску. Беремо  $k_f = 0,8$  (см). Болти М20, що кріплять опорний фланець до колони, беремо конструктивно. Креслення вузла зображено на рис. 3.4.

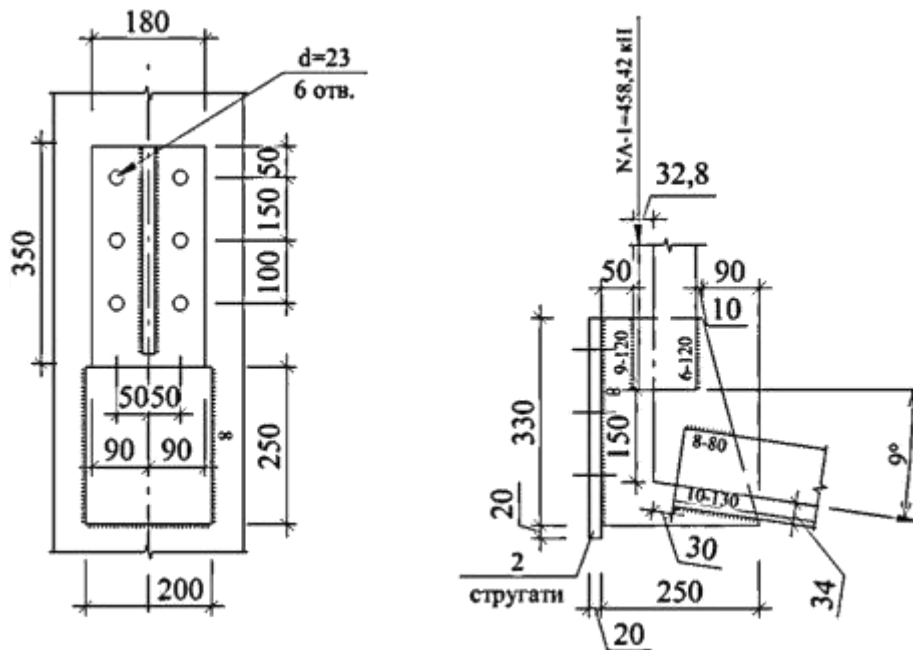


Рисунок 3.4 – До конструювання опорного вузла

*Проміжний вузол (вузол 9, рис. 3.3).*

Креслення цього вузла наведено на рис. 3.5.

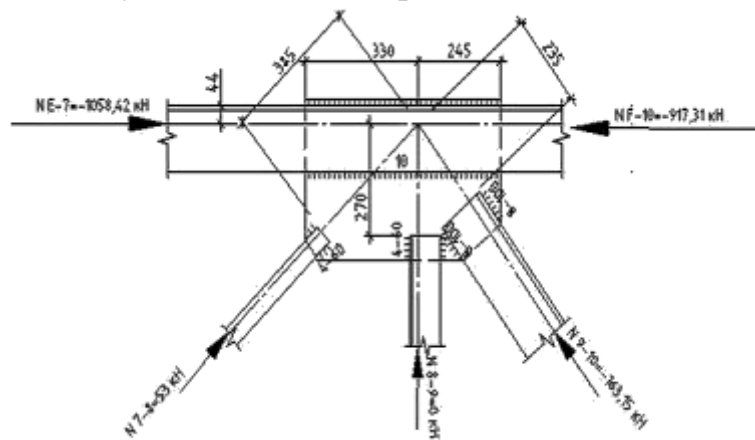


Рисунок 3.5 – До розрахунку проміжного вузла

Зусилля, на яке розраховується довжина зварних швів кріплення верхнього поясу до вертикальної фасонки, з урахуванням дії зосередженого навантаження силою  $F$ , визначається за формулою (3.6)

$$N = \sqrt{(N_{F-10} - N_{E-7})^2 + F^2} = \sqrt{(-1058,42 - (-917,31))^2 + 91,74^2} = 168,31 \text{ (кН)}.$$

Беремо катети швів: по перу та по обушку  $k_f = 1,0$  см. Тоді

$$l_{\omega}^o = \frac{0,7 \cdot 168,31 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 4,64 = 5 \text{ (см)};$$

$$l_{\omega}^n = \frac{0,3 \cdot 168,31 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 2,56 = 3 \text{ (см)}.$$

Конструктивно зварювання ведемо на всю довжину фасонки, причому повинна виконуватись умова щодо максимальної довжини флангового шва (п. 1.12.1.5 б, [1])

$$l_{uu} \leq 85\beta_f k_f. \quad (3.10)$$

Кріплення правого розкосу 9–10 ( $\perp 140 \times 10$ ) при катетах швів по перу та обушку  $k_f = 0,8$  см

$$l_{\omega}^o = \frac{0,7 \cdot 163,15 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 5,40 = 6 \text{ (см)};$$

$$l_{\omega}^n = \frac{0,3 \cdot 163,15 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 2,89 = 3 \text{ (см)}.$$

Стояк 8–9 ( $\perp 50 \times 5$ ) кріпимо конструктивно ( $N_{8-9} = 0$ ) швом з  $k_f = 0,4$  см по перу та обушку на мінімальну довжину 60 мм. Розкіс 7–8 кріпимо швом з  $k_f = 0,6$  см по перу та  $k_f = 0,4$  см обушку на довжину 70 мм

$$l_{\omega}^o = \frac{0,7 \cdot 53 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 2,91 = 3 \text{ (см)};$$

$$l_{\omega}^n = \frac{0,3 \cdot 53 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 1,22 = 2 \text{ (см)}.$$

Беремо мінімальну довжину шва 60 мм. За таким же принципом розраховують решту проміжних вузлів ферми.

Верхній вузол зі зміною перерізів у поясі (вузол 5 на рис. 3.3).

Довжини швів, що кріплять розкоси та стояки до фасонки, розраховуємо аналогічно до попередніх стержнів за формулою (3.5), виконуючи умову (3.10). Переріз кожної з листових накладок верхнього поясу беремо 160×20 мм. Перевіряємо міцність послабленого перерізу за формулою (3.7)

$$\sigma = \frac{N_p}{A_{\text{умовн}}} = \frac{1,2 \cdot 724,04}{2 \cdot 16 \cdot 2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 14} = 8,42 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 27 \cdot 1 = 27 \text{ кН/см}^2,$$

де  $\gamma_c = 1$  за табл. 1.1.1 [1].

Довжину швів, що кріплять накладку до верхнього поясу, розраховуємо на зусилля в накладці за формулою (3.8)

$$N_n = A_n \sigma = 16 \cdot 2 \cdot 8,42 = 269,44 \text{ (кН)}.$$

Беремо для кріплення кутика  $\perp 140 \times 10$  катет шва  $k_f = 0,6$  см, для кутика  $\perp 160 \times 12$  катет шва  $k_f = 0,6$  см

$$l_{\omega}^{140 \times 10} = \frac{N_n}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{269,44 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 28,72 = 30 \text{ (см)};$$

$$l_{\omega}^{160 \times 12} = \frac{269,44 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 20,02 = 20 \text{ (см)}.$$

Беремо два флангових шви по 20 см для кожної половини стику. Розрахунковим зусиллям для кріплення лівих кутиків до фасонки буде більше значення з формули (3.9)

$$N_p = 1,2N_{C-3} - 2N_n = 1,2 \cdot 724,04 - 2 \cdot 188,1 = 492,65 \text{ (кН)};$$

$$N_p = \frac{1,2N_{C-3}}{2} = \frac{1,2 \cdot 724,04}{2} = 434,42 \text{ (кН)}.$$

Призначаємо катети швів у обушка ( $k_f = 10$  мм) та у пера ( $k_f = 4$  мм)

$$l_{\omega}^o = \frac{0,7 \cdot 492,65 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 11,64 = 13 \text{ (см)};$$

$$l_{\omega}^n = \frac{0,3 \cdot 492,65 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 12,40 = 13 \text{ (см)}.$$

Зварювання ведемо на довжину 20 см. Аналогічно для правих кутиків  $\perp 160 \times 12$

$$N_p = 1,2N_{D-6} - 2N_n = 1,2 \cdot 1058,42 - 2 \cdot 188,1 = 893,9 \text{ (кН)};$$

$$N_p = \frac{1,2N_{D-6}}{2} = \frac{1,2 \cdot 1058,42}{2} = 635,05 \text{ (кН)}.$$



де  $M_e$  – момент від вузлових ексцентриситетів;

$A$ ,  $W$  – площа поперечного перерізу та момент опору сталі однієї з панелей поясу розцентрованого вузла.

Для правої панелі з більшим зусиллям  $N_{D-6} = 1058,42$  (кН) запишемо умову (3.11)

$$M_e = N_{D-6} \cdot (z_{01} - z_{02}) = 1052,48 \cdot (4,39 - 3,82) = 599,91 \text{ (кН} \cdot \text{см)};$$

$$W = \frac{I_x}{b - z_{01}} = \frac{2 \cdot 913}{16 - 4,39} = 157,28 \text{ (см}^3\text{)};$$

$$599,91 \leq 157,28 \cdot \left(27 - \frac{1052,48}{74,8}\right) = 2033,54.$$

де  $z_{01}$ ,  $z_{02}$  – відстань від центра ваги для кутиків  $\perp 160 \times 12$  та  $\perp 140 \times 10$ , відповідно, за сортаментом (ДСТУ 2551–93);

$b$  – висота рівнобічного кутика;

$I_x$  – момент інерції відносно осі  $x$ - $x$  (в площині ферми) для однієї половини стику поясу.

Умову виконано. Міцність перерізу з урахуванням дії ексцентриситету забезпечено. У випадку, коли умова (3.11) не виконується, потрібно зменшити плече сили, тобто вибрати більший номер кутика з переліку вибраних для ферми. Якщо ж і тоді неможливо забезпечити умову міцності з урахуванням дії згинальних моментів від розцентрування вузла, то проєктують суцільний переріз всього поясу.

*Верхній монтажний вузол (вузол 11 на рис. 3.3).*

Для заварювання монтажних вузлів використовуємо електроди Э42 за ГОСТ 9467–75 з розрахунковим опором  $R_{wf} = 180$  МПа (табл. Ж.2, [1]). Беремо дві накладки  $170 \times 20$  мм. Міцність ослабленого перерізу обчислюємо за спрощеною методикою

$$\sigma = \frac{1,2N}{A_{\text{умовне}}} = \frac{1,2N_{F-10}}{2 \cdot 17 \cdot 2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 16} = \frac{1,2 \cdot 917,31}{116,8} = 9,76 \text{ кН/см}^2 < R_y = 27 \text{ кН/см}^2.$$

Зусилля в листовій накладці

$$N_n = A_n \cdot \sigma = 17 \cdot 2 \cdot 9,42 = 331,84 \text{ (кН)}.$$

Сумарна довжина швів (з однієї сторони), що кріплять одну накладку до кутиків верхнього поясу, при товщині швів  $k_f = 10$  мм



$$\sum l_{ш} = \frac{N_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f}} = \frac{331,84 \cdot 10}{0,7 \cdot 1,0 \cdot 180} = 26,33 \text{ см.}$$

Беремо 30 см. Розподіл довжини швів: 2 шви по 15 см. Зусилля, на яке розраховується довжина швів кріплення поясу до вертикальної фасонки, розраховуємо за формулою (3.9):

$$N_p = 1,2 \cdot 917,31 - 2 \cdot 331,84 = 437,1 \text{ (кН).}$$

$$N_p = \frac{1,2 \cdot 917,31}{2} = 550,39 \text{ (кН).}$$

Беремо більше значення. При товщині швів по обуху  $k_f = 10$  мм, по перу  $k_f = 6$  мм потрібна довжина швів:

$$l_{\omega}^o = \frac{0,7 \cdot 550,39 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 180 \cdot 1} + 4 = 19,29 = 20 \text{ (см);}$$

$$l_{\omega}^n = \frac{0,3 \cdot 550,39 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 4 = 14,92 = 15 \text{ (см).}$$

На зусилля  $N_p = 550,39$  кН розраховуємо шви вертикальних листових накладок півфасонки при  $t_n = 14$  мм,  $k_f = 8$  мм

$$l_{\omega} = \frac{N_p}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f}} = \frac{550,39 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 180} = 28,73 \text{ (см)} = 30 \text{ (см).}$$

Креслення вузла зображено на рис. 3.8.

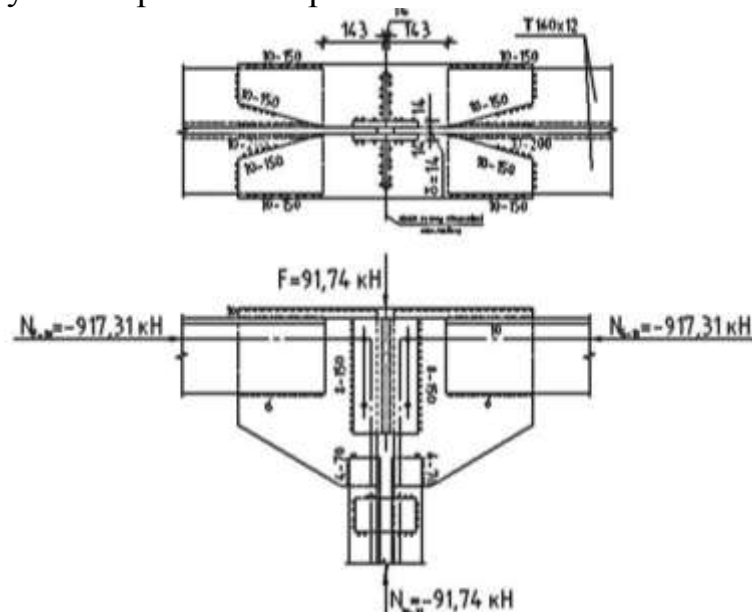


Рисунок 3.8 – Конструювання верхнього монтажнього вузла

Нижній монтажний вузол (вузол 12 на рис. 3.3) зображено на рис. 3.9.

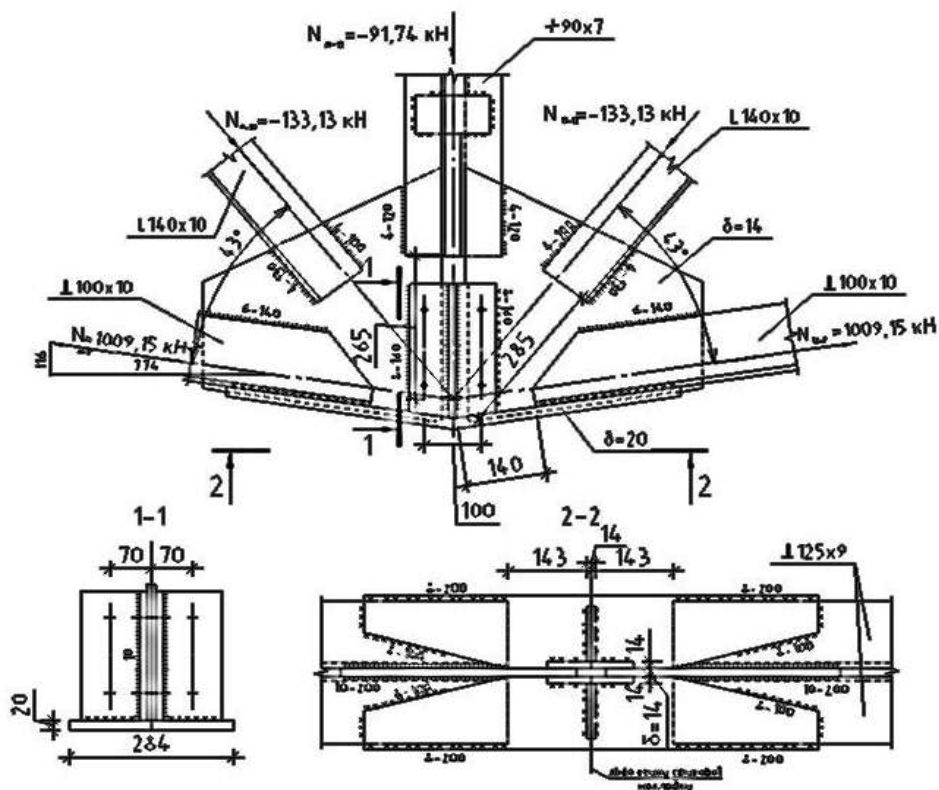


Рисунок 3.9 – До розрахунку нижнього монтажнього вузла

Розрахунок аналогічний до розрахунку верхнього вузла. Беремо дві накладки 120×20 мм. Міцність ослабленого перерізу обчислюємо за спрощеною методикою

$$\sigma = \frac{1,2N}{A_{\text{умовне}}} = \frac{1,2N_{9-P}}{2 \cdot 12 \cdot 2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 10} = \frac{1,2 \cdot 1033,83}{52} = 23,85 \text{ кН/см}^2 < R_y = 27 \text{ кН/см}^2.$$

Зусилля в листовій накладці

$$N_n = A_n \cdot \sigma = 12 \cdot 2 \cdot 23,85 = 572,58 \text{ (кН)}.$$

Сумарна довжина швів (з однієї сторони), що кріплять накладку до кутків верхнього поясу при товщині швів  $k_f = 0,8$  мм

$$\sum l_w = \frac{N_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}} = \frac{572,58 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 180} + 3 = 60 \text{ (см)}.$$

Розподіл довжини швів: 2 шви по 20 см, два шви по 10 см. Зусилля, на яке розраховується довжина швів кріплення поясу до вертикальної фасонки, розраховуємо за формулою (3.9):

$$N_p = 1,2 \cdot 1033,83 - 2 \cdot 572,58 = 95,44 \text{ (кН)}.$$

$$N_p = \frac{1,2 \cdot 1033,83}{2} = 620,3 \text{ (кН)}.$$

Беремо більше значення. При товщині швів по обушку  $k_f = 10$  мм, по перу  $k_f = 6$  мм потрібна довжина швів

$$l_\omega^o = \frac{0,7 \cdot 620,3 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 18,23 = 20 \text{ (см)};$$

$$l_\omega^n = \frac{0,3 \cdot 620,3 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 13,31 = 14 \text{ (см)}.$$

На зусилля  $N_p = 620,3$  кН розраховуємо шви вертикальних листових накладок півфасонки при  $t_n = 14$  мм,  $k_f = 8$  мм

$$l_\omega = \frac{N_p}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot R_{\omega f}} = \frac{620,3 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 180} + 1 = 31,76 \text{ (см)} = 32 \text{ (см)}.$$

Зварні шви для кріплення розкосів та стояків до фасонки розраховуємо за значеннями зусиль в цих елементах.

### 3.4 Розрахунок прогину

Визначаємо прогин ферми за формулою Мора

$$f = \sum \frac{\overline{N}_i N_{pi}}{EA_i} l_i, \quad (3.12)$$

де  $\overline{N}_i$  – зусилля в  $i$ -му елементі від одиничного завантаження  $P = 1$  по шуканому напрямку (див. рис. 3.2, б);

$N_{pi}$  – зусилля в  $i$ -му елементі;

$l_i$  – геометрична довжина  $i$ -го елемента;

$EA_i$  – погонна жорсткість при розтягу/стиску  $i$ -го елемента.

Запис всіх складових формули (3.12) наведено у табл. 3.3, причому сумарне переміщення є збільшеним вдвічі значенням суми по всіх рядках, окрім переміщення стояка 10–11, оскільки ферма симетрична відносно елемента 10–11, який враховано один раз.

Таблиця 3.3 – Переміщення центрального нижнього вузла ферми

Елемент ферми	Позначення стержня	Зусилля $N_p$ від гран. значення, кН	Зусилля $N_1$ від одиничної сили	Геометрична довжина $L_i$ , см	Площа $A$ , см <sup>2</sup>	Модуль пружності сталі $E$ , кН/см <sup>2</sup>	Переміщення, см
Верхній пояс	B-2	-724,04	-0,877	300	54,6	$2,06 \times 10^4$	1,69E-01
	C-3	-724,04	-0,877	300	54,6	$2,06 \times 10^4$	1,69E-01
	D-6	-1058,42	-1,648	300	74,8	$2,06 \times 10^4$	3,40E-01
	E-7	-1058,42	-1,648	300	74,8	$2,06 \times 10^4$	3,40E-01
	F-10	-917,31	-2,000	300	74,8	$2,06 \times 10^4$	3,57E-01
Нижній пояс	1-P	0,00	0,000	304	38,4	$2,06 \times 10^4$	0,00E+00
	4-P	1005,90	1,371	304	38,4	$2,06 \times 10^4$	5,30E-01
	5-P	1005,90	1,371	304	38,4	$2,06 \times 10^4$	5,30E-01
	8-P	1033,83	1,878	304	38,4	$2,06 \times 10^4$	7,46E-01
	9-P	1033,83	1,878	304	38,4	$2,06 \times 10^4$	7,46E-01
Стояки	A-1	-458,68	-0,500	120	27,6	$2,06 \times 10^4$	4,84E-02
	2-3	-91,74	0,000	171	27,6	$2,06 \times 10^4$	0,00E+00
	4-5	0,00	0,000	222	13,8	$2,06 \times 10^4$	0,00E+00
	6-7	-91,74	0,000	273	13,8	$2,06 \times 10^4$	0,00E+00
	8-9	0,00	0,000	3324	13,8	$2,06 \times 10^4$	0,00E+00
	10-11	-91,74	0,000	375	27,6	$2,06 \times 10^4$	0,00E+00
Розкоси	1-2	833,46	1,010	345	31,2	$2,06 \times 10^4$	4,52E-01
	3-4	-308,02	-0,546	345	27,3	$2,06 \times 10^4$	1,03E-01
	5-6	90,24	0,402	406	4,8	$2,06 \times 10^4$	1,49E-01
	7-8	53,00	-0,275	406	4,8	$2,06 \times 10^4$	-5,99E-02
	9-10	-163,15	0,237	480	27,3	$2,06 \times 10^4$	-3,30E-02
Сумарне переміщення							9,17

Усереднене значення коефіцієнта надійності за навантаженням за формулою (3.3)

$$\gamma_{fn,сеп} = \frac{5,01}{3,61} = 1,388.$$

Жорсткість визначаємо, виходячи з естетико-психологічних вимог, (табл. 1, [10]) з урахуванням знижувального коефіцієнта для прогину від граничного  $f^{гран}$  значення до експлуатаційного  $f^{експл}$  [6]

$$f^{експл} = \frac{f_{гран}}{\gamma_{фсер}} \cdot \frac{q_{констр}^{експл} + \frac{S_p}{S_e} \cdot q_{снігове}^{експл}}{q_{констр}^{експл} + q_{снігове}^{експл}} = \frac{9,17}{1,388} \cdot \frac{2,90 + 0,593 \cdot 0,715}{3,61} = 6,08 \text{ (см)},$$

$$f^{експл} = 6,08 \text{ (см)} < [f] = \frac{l}{275} = \frac{3000}{275} = 10,9 \text{ (см)},$$

де  $q_{констр}^{експл}$  – експлуатаційне значення навантаження від власної ваги конструкції покриття;

$q_{снігове}^{експл}$  – експлуатаційне значення снігового навантаження;

$\frac{S_p}{S_e}$  – коефіцієнт, що враховує квазіпостійну частку снігового експлуатаційного навантаження

$$\frac{S_p}{S_e} = \frac{0,424}{0,715} = 0,593;$$

$\frac{l}{275}$  – граничне значення прогину, отримане за інтерполяцією (табл. 1, [10]).

Таким чином гранично допустимий прогин менший фактичного.

За отриманими значеннями перерізів для елементів ферми виконуємо графічну частину на стадії КМ (конструкції металеві).

## ЛІТЕРАТУРА

1. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-143:2010. – [Чинний від 2011–12–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 216 с. – (Національні стандарти України).
2. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинний від 2009–12–01]. – К. : Укрархбудінформ, 2009. – 37 с. – (Національні стандарти України).
3. Металеві конструкції : підруч. для студ. вищ. навч. закл. / [О. О. Нілов В. О. Пермяков, О. В. Шимановський та ін.]. – К. : Вид-во Сталь, 2010. – 869 с.
4. Пермяков В. О. Металеві конструкції ферми / В. О. Пермяков, І. Д. Белов. – К. : КНУБА, 2006. – 170 с. – ISBN 966-627-118-4.
5. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинний від 2007–01–01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 59 с. – (Національні стандарти України).
6. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций : [ учебное пособие] / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский. – К. : Книжное изд-во НАУ, 2006. – 808 с.
7. Кузин Н. Я. Проектирование и расчёт стальных ферм покрытий промышленных зданий / Кузин Н. Я. – М. : Изд-во АСВ, 1998. – 184 с.
8. Лихтарников Я. М. Расчёт стальных конструкций : справ. пособие / Лихтарников Я. М., Ладыженский Д. В., Клыков В. М. – К. : Будівельник, 1984. – 368 с.
9. Васильев А. А. Металлические конструкции : учеб. пособие для техникумов / Васильев А. А. – М. : Стройиздат, 1975. – 420 с.
10. Мандриков А. П. Примеры расчёта металлических конструкций : учеб. пособие для техникумов / Мандриков А. П. – М. : Стройиздат, 1991. – 431 с.
11. Прогини та переміщення. Вимоги проектування : ДБН Б В.1.2-3:2006. – [Чинний від 2007–01–01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 13 с. – (Національні стандарти України).
12. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
13. Методичні вказівки до оформлення курсових проектів (робіт) у Вінницькому національному технічному університеті. / Уклад.: Г. Л. Лисенко, А. Г. Буда, Р. Р. Обертюх. – Вінниця : ВНТУ, 2006. – 60 с.
14. Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій: ДСТУ Б.А.2.4-43:2009 [Чинний від 2010–31–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 36 с. – (Національні стандарти України).
15. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. ДСТУ Б А.2.4-7-95 (ГОСТ 21.501-93). [Чинний від 1995–04–06]. на заміну ГОСТ 21.107-78, ГОСТ 21.501-80, ГОСТ 21.502-78, ГОСТ 21.503-80. – К. : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996. – 55 с. – (Національний стандарт України).

## **ДОДАТКИ**

## ДОДАТОК А

### Завдання до КП із будівельних конструкцій (спецкурс)

Таблиця А. 1 – Числові дані

Варіант	Варіант схеми ферми	Поперечний прогін $L$ , м	Крок колон, $V$ , м	Район будівництва	Висота ферми $H$ , м	Висота опорного стояка $H_1$ , м	Довжина панелі $l$ , м	Конструкція покриття	Термін експлуатації, років	Сталь
Для 1-ої групи										
101	1	24	5,2	Севастополь	3,6	1,5	2,4	з/б	40	C245
102	2	24	5,4	Суми	3,0	1,0	2,4	з/б	50	C255
103	3	21	5,6	Луцьк	4,2	1,8	3,0	п	30	C275
104	4	24	5,8	Івано-Франківськ	3,0	1,2	2,4	п	20	C285
105	5	18	6,0	Київ	3,0	1,2	1,8	п	40	C245
106	6	36	6,2	Запоріжжя	3,6	1,5	3,6	п	50	C255
107	7	30	6,4	Черкаси	3,6	–	2,5	б/п	30	C275
108	8	24	6,6	Харків	3,6	–	2,0	б/п	20	C285
109	15	24	5,2	Одеса	3,0	–	3,0	б/п	40	C245
110	10	30	5,4	Полтава	3,0	–	3,0	б/п	50	C255
111	11	27	5,6	Рівне	3,0	–	3,0	б/п	30	C275
112	12	24	5,8	Житомир	3,0	–	3,0	б/п	20	C285
113	13	24	6,0	Біла Церква	3,0	–	3,0	п	40	C245
114	14	24	6,2	Львів	3,0	–	3,0	п	50	C255
115	15	18	6,4	Вінниця	3,0	–	2,25	п	30	C275
116	1	18	6,6	Харків	3,4	1,3	1,8	п	20	C285
117	2	30	5,2	Макіївка	3,0	1,5	3,0	п	40	C245
118	3	21	6,6	Ужгород	4,0	1,2	3,0	з/б	50	C255
119	4	30	5,6	Харків	3,6	1,5	3,0	з/б	30	C275
120	5	24	5,8	Донецьк	3,0	1,0	2,4	з/б	20	C285
121	6	18	6,0	Івано-Франківськ	3,0	1,5	1,8	з/б	40	C245
122	7	36	6,2	Рівне	4,0	–	3,0	з/б	50	C255
123	8	30	6,4	Вінниця	4,0	–	2,5	п	30	C275
124	6	24	6,6	Харків	3,5	2,5	2,4	п	20	C285
125	10	24	5,2	Одеса	3,6	–	2,4	п	40	C245
126	11	27	5,4	Суми	2,7	–	3,0	п	50	C255
127	12	18	5,6	Рівне	2,5	–	2,25	п	30	C275
128	13	18	5,8	Конотоп	2,6	–	2,25	з/б	20	C285
129	14	24	6,0	Чернігів	3,3	–	3,0	б/п	40	C245
130	15	24	6,2	Запоріжжя	3,5	–	3,0	б/п	50	C255
131	1	18	6,4	Львів	3,0	1,6	1,8	б/п	20	C235
132	2	24	6,6	Тернопіль	3,2	1,4	2,4	б/п	30	C255
133	3	21	7,2	Чернігів	3,6	1,2	3,0	з/б	40	C275
134	4	24	5,2	Рівне	3,8	1,2	2,4	п	40	C285
135	5	30	6,0	Суми	3,0	1,4	3,0	п	20	C245
136	6	24	7,0	Кіровоград	3,4	1,4	2,4	п	20	C245
137	7	24	5,0	Київ	2,8	–	2,0	п	30	C235
138	8	18	6,8	Запоріжжя	3,2	–	1,5	з/б	30	C285

Примітка. З/б – залізобетонні плити покриття, п – прогони; б/п – безпрогонова покриття.



Продовження таблиці А.1

Варіант.	Варіант схеми ферми	Поперечний прогін $L$ , м	Крок колон, $B$ , м	Район будівництва	Висота ферми $H$ , м	Висота опорного стояка $H_1$ , м	Довжина панелі $n$ , м	Конструкція покриття	Термін експлуатації, років	Сталь
Для 2-ої групи										
101	1	18	6,6	Хмельницький	3,6	1,6	1,8	з/б	20	C285
102	2	18	6,0	Мелітополь	3,5	1,4	1,8	з/б	50	C255
103	3	21	5,4	Калуш	3,6	1,2	3,0	з/б	40	C275
104	4	18	6,4	Краматорськ	3,8	1,2	1,8	б/п	30	C245
105	5	30	6,8	Ялта	3,2	1,4	3,0	б/п	20	C285
106	6	30	5,6	Мог.-Подільський	3,6	1,8	3,0	б/п	50	C255
107	7	18	7,2	Черкаси	3,8	–	1,5	б/п	40	C275
108	8	30	6,6	Харків	3,3	–	2,5	б/п	30	C245
109	3	21	6,0	Чернівці	3,3	1,3	3,0	б/п	20	C285
110	10	18	5,4	Шостка	3,4	–	1,8	з/б	50	C255
111	11	27	6,4	Рівне	3,8	–	3,0	з/б	40	C275
112	12	24	6,8	Житомир	3,5	–	3,0	з/б	30	C245
113	13	18	5,6	Біла Церква	3,4	–	2,25	з/б	20	C285
114	14	18	7,2	Львів	3,3	–	2,25	з/б	50	C255
115	15	24	6,6	Вінниця	3,8	–	3,0	з/б	40	C275
116	1	24	6,0	Харків	3,8	1,8	2,4	з/б	30	C245
117	2	24	5,4	Луганськ	3,6	1,8	2,4	з/б	20	C285
118	3	21	6,4	Ужгород	3,8	1,6	3,0	з/б	50	C255
119	4	18	6,8	Харків	3,4	1,8	1,8	з/б	40	C275
120	5	30	5,6	Донецьк	3,8	1,4	3,0	з/б	30	C245
121	6	24	7,2	Сімферополь	3,5	1,5	2,4	з/б	20	C285
122	7	24	6,6	Чернігів	3,2	–	2,0	з/б	50	C255
123	8	18	6,0	Донецьк	2,9	–	1,5	б/п	40	C275
124	3	21	6,8	Львів	3,8	2,0	3,0	б/п	30	C245
125	10	30	6,4	Миколаїв	3,8	–	3,0	б/п	20	C285
126	11	27	6,8	Славута	2,7	–	3,0	б/п	50	C255
127	12	24	5,6	Рівне	2,8	–	3,0	б/п	40	C275
128	13	18	7,2	Конотоп	3,8	–	2,25	п	30	C245
129	14	18	6,6	Чернігів	3,6	–	2,25	п	20	C285
130	15	24	6,0	Херсон	3,2	–	3,0	п	50	C255
131	1	24	6,4	Хмельницький	2,8	1,2	2,4	п	40	C235
132	2	18	6,8	Вінниця	2,2	1,2	1,8	п	40	C245
133	3	21	7,0	Київ	2,8	1,4	3,0	п	30	C275
134	4	30	6,8	Чернігів	3,0	2,0	3,0	п	40	C285
135	5	24	6,4	Херсон	2,8	1,2	2,4	б/п	50	C255
136	6	18	6,6	Дніпропетровськ	3,0	2,0	1,8	б/п	30	C245
137	7	18	6,2	Донецьк	3,0	-	1,5	б/п	20	C235
138	8	24	6,0	Ужгород	3,6	-	2,0	з/б	30	C245

Примітка. З/б – залізобетонні плити покриття, п – прогони; б/п – безпрогонова покриття.

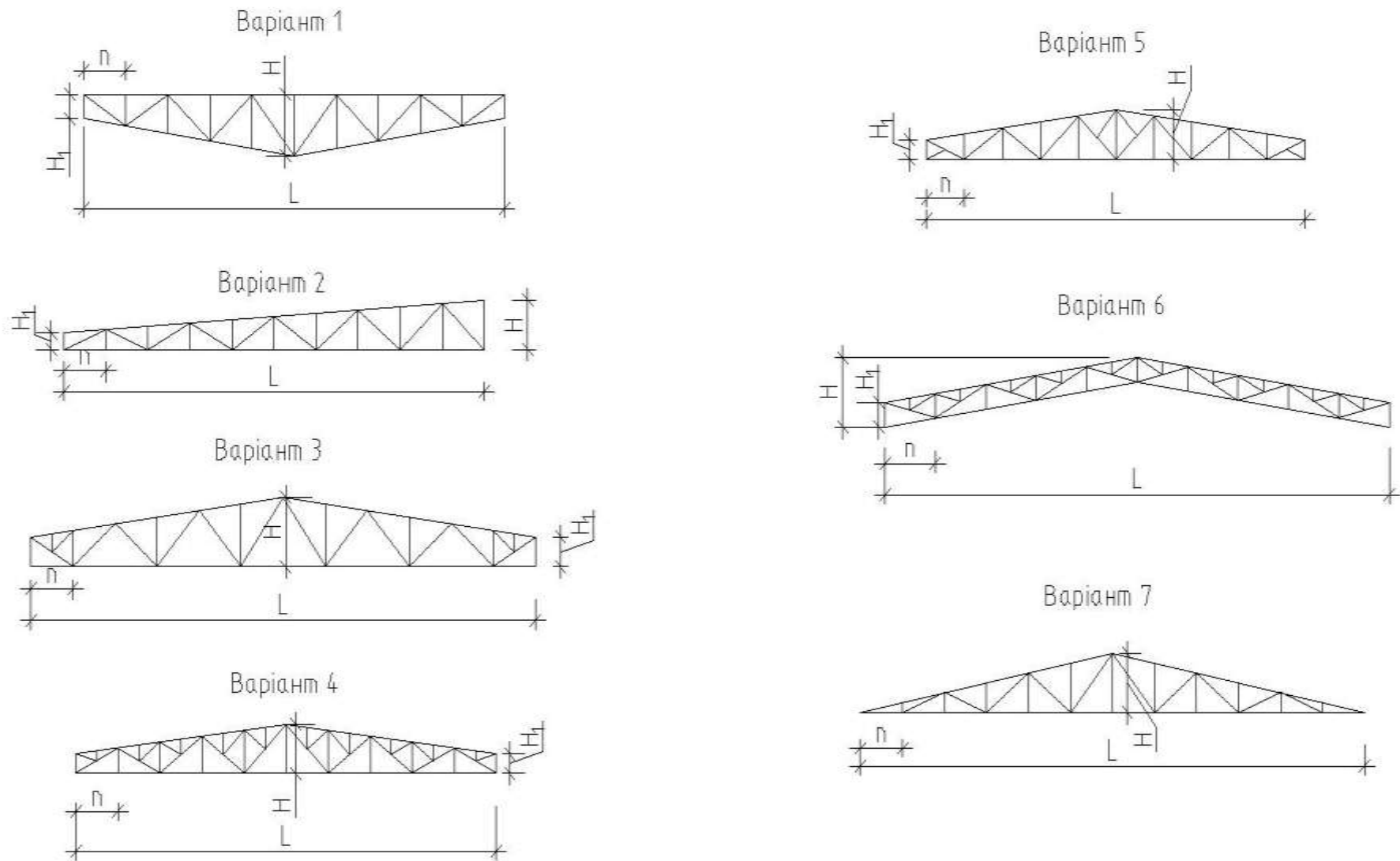


Рисунок А.1 – Схеми ферм для варіантів 1–7

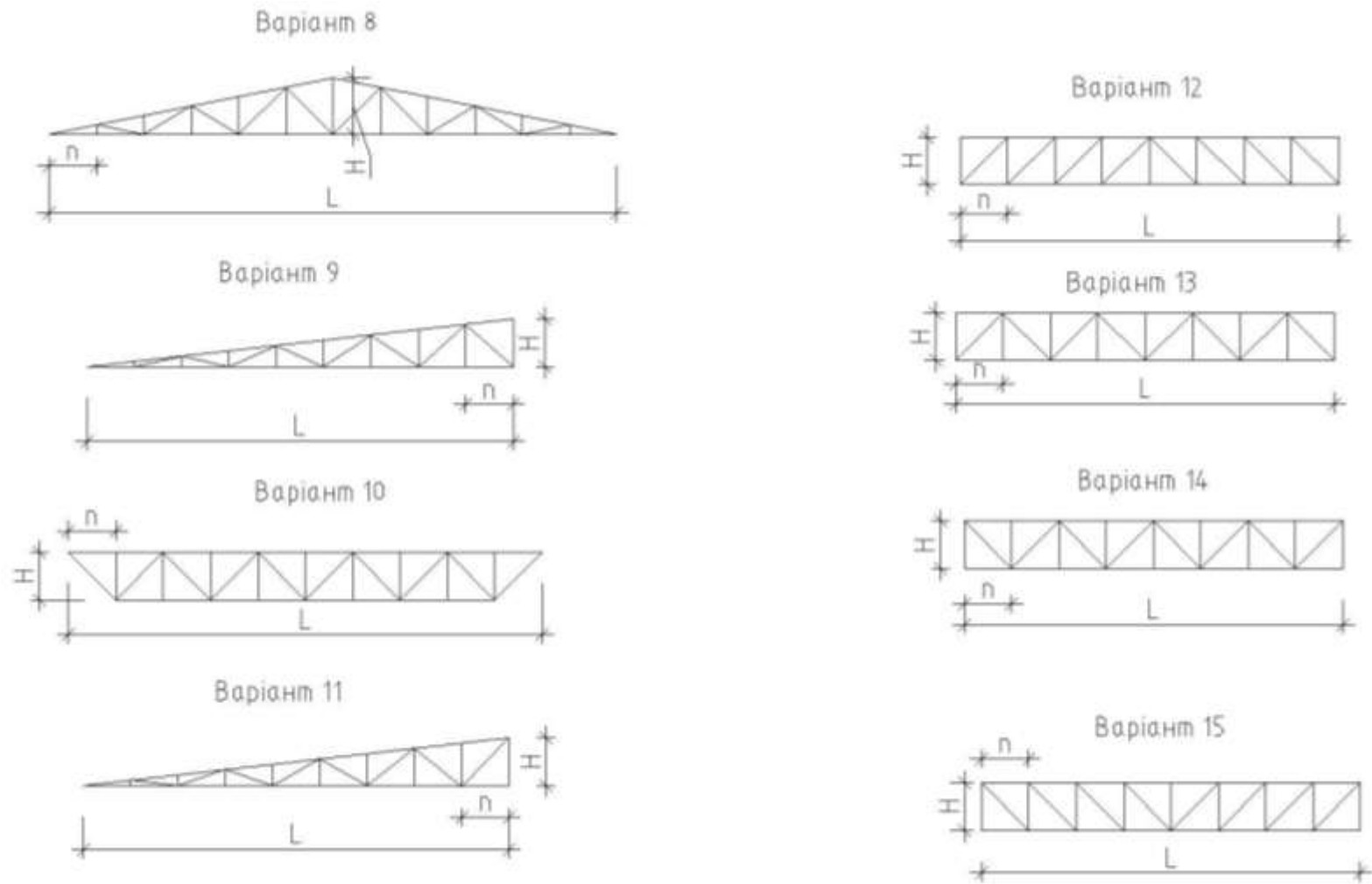


Рисунок А.2 – Схеми ферм для варіантів 8–15

## ДОДАТОК Б

Бланк індивідуального завдання на курсовий проект

ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА, МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ТА  
АРХІТЕКТУРИ

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри БМГА

Моргун А. С.

Група \_\_\_\_\_

Студент (ка) \_\_\_\_\_

Дата видачі \_\_\_\_\_

Термін здачі \_\_\_\_\_

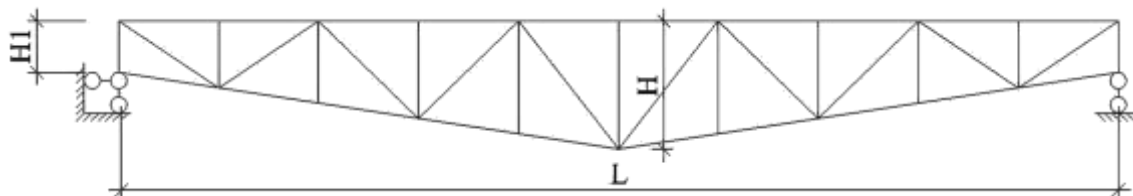
### ІНДИВІДУАЛЬНЕ ЗАВДАННЯ № 7

з дисципліни «Будівельні конструкції (спекурс)»

Тема: «Проектування елементів покриття будівлі»

Вихідні дані для виконання роботи.

1. Схема з вихідними даними щодо району забудови, матеріалів конструкцій.



Конструктивне рішення елемента покриття, який розробляється

- |                              |                               |
|------------------------------|-------------------------------|
| 1. Поперечний прогін $L$ , м | 30.                           |
| 2. Крок колон $B$ , м        | 6,1.                          |
| 3. Район будівництва         | м. Житомир.                   |
| 4. Параметр $H$ , м          | $1/8 L$ .                     |
| 5. Параметр $H_1$ , м        | 1,2.                          |
| 6. Конструкція покриття      | залізобетонні ребристі плити. |
| 7. Термін експлуатації       | 20 років.                     |
| 8. Сталь                     | C275.                         |

Зміст та орієнтовна трудомісткість виконання проекту у відносних показниках:

- |  |        |
|--|--------|
| 1. Компонування конструкції перекриття чи покриття   | - 10 % |
| 2. Розроблення розрахункової схеми. Збір навантажень. Призначення попередніх перерізів елементів з конструктивних міркувань у двох варіантах | - 20 % |
| 3. Розрахунок і конструювання елементів конструкцій перекриття чи покриття, розрахунок основних вузлів у варіанті з металу                   | - 20 % |
| 4. Розрахунок основних вузлів у варіанті з металу  | - 20 % |
| 5. Оформлення робочих креслень та пояснювальної записки  | - 20 % |
| 6. Попереднє погодження проектного рішення. Доопрацювання та захист проекту  | - 10%  |

Алгоритм виконання проекту

1. На основі схеми каркаса будівельної конструкції (великопрогонової ферми, фрагмента конструкцій перекриття), розробити модель (розрахункову схему).
2. Виконати збір навантажень відповідно до району забудови.
3. Виконати розрахунок моделі конструкції.
4. Визначитися з перерізами основних елементів, використовуючи метод граничних станів. Для цього використати конструктивний матеріал (метал). Для перерізів елементів з металу обмежитися сортаментом, який охоплює не більше 8 різних типорозмірів (умова уніфікації).
5. Занотувати отримані результати у табличній формі.
6. Зарисувати остаточну схему будівельної конструкції на стадії КМ з маркуванням основних елементів та відомістю перерізів відповідно до чинних норм.

Обсяг роботи та наповнення курсового проекту

1. Курсовий проект повинен складатися з оформленої належним чином пояснювальної записки та графічної частини.
2. Загальний обсяг пояснювальної записки від 30 до 35 аркушів формату А4.
3. Графічна частина повинна складатись з двох аркушів формату А2, розроблених на стадії КМ.
4. Розподіл балів на при оцінюванні курсового проекту:  
пояснювальна записка – 30 балів;  
графічна частина – 20 балів;  
захист роботи – 50 балів.

Завдання отримав \_\_\_\_\_

Керівник курсового проекту \_\_\_\_\_

## ДОДАТОК В

Бланк титульного аркуша

Форма № Н-6.01

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет  
Кафедра БМГА

### ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

з дисципліни «Будівельні конструкції (спецкурс)»  
на тему: «Проектування елементів покриття будівлі»

08-08.КМ.123.00.000 ПЗ

Студента(ки) III курсу Б-10 групи  
напряму підготовки 6.060101 – Будівництво  
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна ін-  
женерія

\_\_\_\_\_ Петренка І. М. \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

Керівник \_\_\_\_\_ к. т. н., доц. Бікс Ю. С. \_\_\_\_\_  
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Національна шкала \_\_\_\_\_

Кількість балів: \_\_\_\_\_ Оцінка: ECTS \_\_\_\_\_

Члени комісії

\_\_\_\_\_ (підпис) \_\_\_\_\_ (прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_ (підпис) \_\_\_\_\_ (прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_ (підпис) \_\_\_\_\_ (прізвище та ініціали)

м. Вінниця – 2017 рік

## ДОДАТОК Г

Приклад анотації, вступу та висновків до курсового проекту

### АНОТАЦІЯ

В даному курсовому проекті запроектовано металеву ферму прогоном 30 м у м. Житомир з покриттям у вигляді залізобетонних ребристих плит.

Розраховано навантаження, яке діятиме в процесі експлуатації будівлі на ферму, розраховане зусилля в стержнях ферми, підібрано елементи перерізу ферми зі спарених рівнополичкових кутиків, які кріплять за допомогою фасонки.

Виконаний розрахунок швів кріплення вузлів до фасонки та запроектовано 4 вузли: опорні вузли верхнього та нижнього поясу, монтажний вузол та проміжний вузол нижнього поясу. Перевірено прогин за другою групою граничних станів.

### ВСТУП

Фермою називається система стержнів, з'єднаних між собою у вузлах, які утворюють геометрично незмінну конструкцію. При вузловому навантаженні жорсткість вузлів несуттєво впливає на роботу конструкції, і в більшості випадків їх можна розглядати як шарнірні. В цьому випадку всі стержні ферми діють тільки на розтяг чи осьовий стиск. Ферми можуть бути плоскими чи просторовими. Плоскі ферми сприймають навантаження, прикладене тільки в їх площині, тому їх потрібно закріплювати зв'язками.

Основними елементами ферми є пояси, які утворюють контур ферми, та решітка, яка складається з розкосів та стояків. З'єднання елементів у вузлах виконується примиканням елементів один до одного або за допомогою фасонки. Елементи ферм центруються по осях центра тяжіння для зниження вузлових моментів та забезпечення роботи стержнів на осьові зусилля. Пояси ферми працюють на поздовжнє зусилля та момент; решітка ферми сприймає, в основному, поперечні сили, виконуючи функції стінки балки.

Вибір статичної системи та обрис ферми – це перший етап проектування конструкцій, який залежить від призначення та архітектурно-конструкторського рішення споруди і виконується на основі порівняння декількох варіантів. В даному курсовому проекті плоска ферма виконує функцію покриття, вона проста у виготовленні та монтажі, не потребує складних вузлів, але досить металомістка.

Прогін та довжина ферми визначаються експлуатаційними вимогами та загальнокомпонувальними рішеннями споруди. Для трапецієподібних ферм конструктивних обмежень щодо висоти немає, висоту ферми беруть, виходячи з критерію найменшої ваги, а також вимог щодо перевезення,

монтажу та уніфікації. Вага ферми складається з ваги поясів та решітки, зі збільшенням висоти ферми вага поясів зменшується, оскільки зусилля в поясах обернено пропорційне висоті  $H$ . В елементах решітки навпаки, зі збільшенням висоти ферми збільшується їх маса, оскільки збільшується їх довжина.

Для кріплення прогонів до верхнього поясу в конструкції ферми заздалегідь запроектовують кутики з отворами для болтів. При обпиранні ребристих залізобетонних плит, як у нашому випадку, верхній пояс підсилюють накладками товщиною 12 мм при кроці ферм 6 м.

Ферми з двох кутиків таврового перерізу використовуються в неагресивному і слабоагресивному середовищі. У фермах з двох кутиків, складених тавром, стержні у вузлах з'єднуються за допомогою фасонки. Кріплення стержнів до фасонки виконується зварюванням чи на болтах. Перший варіант найбільш розповсюджений. В зварних фермах кутики кріпляться до фасонки фланговими швами, кінці швів виводять на торці стержня на 20 мм. По можливості фасонки випускають за обушки кутиків на 10–20 мм і це місце не заварюють.

При прикладанні зовнішніх навантажень у вузлах елементи ферми сприймають тільки поздовжні зусилля стиску або розтягу. Якщо зовнішні навантаження утворюють моменти (при позавузловому прикладанні зосереджених сил, при наявності вузлових ексцентриситетів або вузлових моментів), стержні працюють як позацентрово-стиснуті або позацентрово-розтягнуті. За аналогією із суцільними балками умовно вважають, що у верхніх та нижніх поясах ферм осьові зусилля виникають від балкових згинальних моментів, а в гратці – розкосах та стояках – від поперечних сил.

При невеликих навантаженнях та великих прогонах ферми є більш економічними, ніж суцільні балки, завдяки раціональному використанню матеріалу стержнів – при осьових зусиллях нормальні напруження розподіляються по перерізу рівномірно, в той час як при згині найбільш напруженими є тільки крайні волокна. Крім того, ферми мають значну висоту, що забезпечує необхідну жорсткість конструкції при відносно малих витратах матеріалу. Ферми потребують значно більших трудовитрат у порівнянні з балками. Вони можуть мати будь-який обрис залежно від компоновальних та функціональних вимог. Ферми раціональні при різних навантаженнях, також і суттєвих, що характерно, наприклад, для мостових конструкцій.

Галузь застосування ферм досить широка, але найбільше розповсюдження вони знайшли в покриттях виробничих та громадських будівель, а також у великогабаритних спорудах (великопрогонові конструкції, башти, опори ліній електропередач, транспортні галереї, прогонові будови мостів, в'язеві системи каркасів будівель тощо).



## ВИСНОВКИ

В даному курсовому проекті було запроєктовано несучу конструкцію покриття промислової будівлі у варіанті металевої ферми прогоном 30 м в м. Житомир. Будівля каркасна одноповерхова, термін експлуатації – 20 років. В ході виконання курсового проекту скомпоновано конструкцію покриття, розроблено розрахункову схему, розраховано й сконструйовано вузли. Для розрахунку ферми та підбору перерізу поясів були зібрані навантаження, визначені зусилля у елементах ферми. В результаті отриманих даних були підібрані такі калібри:

- верхній пояс –  $2 \angle 160 \times 12$ ,  $A_{заг} = 74,80 \text{ см}^2$ ;  $2 \angle 140 \times 10$ ,  $A_{заг} = 54,6 \text{ см}^2$ ;
- нижній пояс –  $2 \angle 100 \times 10$ ,  $A_{заг} = 38,4 \text{ см}^2$ ;
- розкоси – опорний розкіс –  $2 \angle 100 \times 8$ ,  $A_{заг} = 31,2 \text{ см}^2$ ;
- проміжні розкоси –  $\angle 140 \times 10$ ,  $A = 27,3 \text{ см}^2$ ,  $\angle 50 \times 5$ ,  $A_{заг} = 4,8 \text{ см}^2$ ;
- стояки –  $2 \angle 100 \times 63 \times 7$ ,  $A_{заг} = 22,2 \text{ см}^2$ ,  $\angle 90 \times 7$ ,  $A = 12,3 \text{ см}^2$ .

Загалом використано п'ять типорозмірів прокатних гарячекатаних кутиків, що добре корелюється з реальною кількістю при проектуванні великопрогонових конструкцій металевих ферм. Також в ході виконання роботи були розраховані та запроєктовані основні вузли ферми, розраховані зварні шви. Виконано перевірку прогину конструкції за другою групою граничних станів.

В графічній частині втілено основні результати проведеної роботи. Креслення виконано на стадії КМ.

Виконавши даний проект, я набув основних навичок щодо розрахунку та конструювання великопрогонових металевих конструкцій ферм, з урахуванням вимог сучасних норм проектування металевих конструкцій. Дана робота є основою для подальшого вдосконалення отриманих знань та підходів щодо конструкторської практики в реальних умовах сучасного будівельного виробництва.

**ДОДАТОК Д**  
Приклад оформлення розрахункових таблиць

Таблиця Д.1 – Підбір перерізів елементів ферми

Елемент ферми																		
Позначення стержня																		
Розрахункове зусилля, кН																		
Переріз																		
Площа, см <sup>2</sup>																		
Розрахункова довжина, см																		
Радіус інерції																		
Гнучкість																		
Гранична гнучкість																		
φ <sub>min</sub>																		
γ <sub>c</sub>																		
фактичні, σ																		
допустимі, R <sub>y</sub> /γ <sub>c</sub>																		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		
Верхній пояс		B-2	-724,04	Г Г140×10	54,6	300	300	4,33	6,26	69,3	48	123,6	133,3	0,652	0,8	11,58	19,2	
		C-3	-724,04															
Верхній пояс		D-6	-	Г Г160×12	74,8	300	300	4,94	7,09	60,7	42,3	122,24	129,43	0,731	0,8	18,48	19,2	
		E-7	-															
Верхній пояс		F-10	-917,31	Г Г160×12	74,8	300	300	4,94	7,09	60,7	42,3	122,24	129,43	0,731	0,8	18,48	19,2	
Нижній пояс		1-P	0,00	Г Г100×10	38,4	303	606	3,05	4,67	78,5	107,6	400	127,74	134,25	16,72	26,2	27	
		4-P	1005,90															
Нижній пояс		5-P	1005,90	Г Г100×10	38,4	303	606	3,05	4,67	78,5	107,6	400	127,74	134,25	16,72	26,2	27	
		8-P	1033,83															
Нижній пояс		9-P	1033,83	Г Г100×10	38,4	303	606	3,05	4,67	78,5	107,6	400	127,74	134,25	16,72	26,2	27	

Продовження таблиці Д.1

1	Стояки					Розкоси					12	13	14	15	16	17
2	A-1	-458,68	Г 100×63×7	22,2	120	120	3,19	2,80	37,62	42,87	125,8	123,9	0,8	1	25,24	27
3	2-3	-91,74	L 90×7	11,1	137	171	2,15	2,15	72,6	90,7	156,7	163,4	0,658	0,8	17,05	21,6
4	4-5	0,00			178	222	2,15	2,15	89,3	111,6	210	210	0,553	0,8	-	21,6
5	6-7	-91,74			218	273	2,15	3,4	106,1	83,7	171,6	180,2	0,457	0,8	12,28	21,6
6	8-9	0,00			259	324	2,15	2,15	122,8	153,5	210	210	0,376	0,8	-	21,6
7	10-11	-91,74			Г 90×7	22,1	300	375	4,21	4,21	139,5	110,1	153,7	169,8	0,312	0,8
8	1-2	833,46	L 100×10	38,4	276	345	4,94	4,94	57,9	72,5	400	400	-	1	20,2	27
9	3-4	-308,02	Г 140×10	27,3	276	345	3,86	5,63	74,1	63,6	173,2	176,6	0,649	0,8	11,76	21,6
10	5-6	90,24	L 50×5	4,8	325	406	2,15	2,15	133	166,5	400	400	-	1	16,3	27
11	7-8	53,00	L 50×5	4,8	325	406	1,53	2,61	187	137			-	1	3,77	24
12	9-10	-163,15	Г 140×10	27,3	384	480	3,07	4,62	125,1	104	173,6	181,5	0,367	0,8	11,64	21,6

Таблиця Д. 2 – Підбір перерізів катетів та довжин зварних швів

Елемент ферми	Позначення стержня	Розрахункове зусилля, кН	Переріз	Шов по обушку			Шов по перу		
				$N_{об}$ , кН	$k_f$ , мм	$l\omega$ , см	$N_n$ , кН	$k_f$ , мм	$l\omega$ , см
Верхній пояс	В-2	-724,04	Г Г140×10	-506,83	10	53	-217,21	8	53
	С-3	-724,04		-506,83	10	20	-217,21	8	20
	Д-6	-1058,42	Г Г160×12	-740,89	10	20	-317,53	8	20
	Е-7	-1058,42		-740,89	10	57	-317,53	8	57
	Ф-10	-917,31		-642,12	10	20	-275,19	8	20
Нижній пояс	1-Р	0,00	Д Л100×10	0,00	10	6	0,00	8	6
	4-Р	1005,90		704,13	10	14	301,77	8	14
	5-Р	1005,90		704,13	10	14	301,77	8	14
	8-Р	1033,83		723,68	10	18	310,15	8	14
	9-Р	1033,83		723,68	10	14	310,15	8	14
Стояки	А-1	-458,68	Г Г100×63×7	-321,08	8	22	-137,60	6	22
	2-3	-91,74	Г Г100×63×7	-62,38	6	6	-29,36	6	6
	4-5	0,00	Л 90×7	0,00	4	6	0,00	4	6
	6-7	-91,74	Г Г90×7	-64,22	6	6	-27,52	6	6
	8-9	0,00	Л 90×7	0,00	4	6	0,00	4	6
	10-11	-91,74	Д Г90×7	-64,22	6	6	-27,52	6	6
Розкоси	1-2	833,46	Л 100×8	583,42	8	10	250,04	8	10
	3-4	-308,02	Г Г140×10	-215,61	6	20	-92,41	4	8
	5-6	90,24	Л 50×5	63,17	6	6	27,07	6	6
	7-8	53,00	Л 50×5	37,10	6	6	15,90	6	6
	9-10	-163,15	Г Г140×10	-114,21	4	10	-48,95	4	13



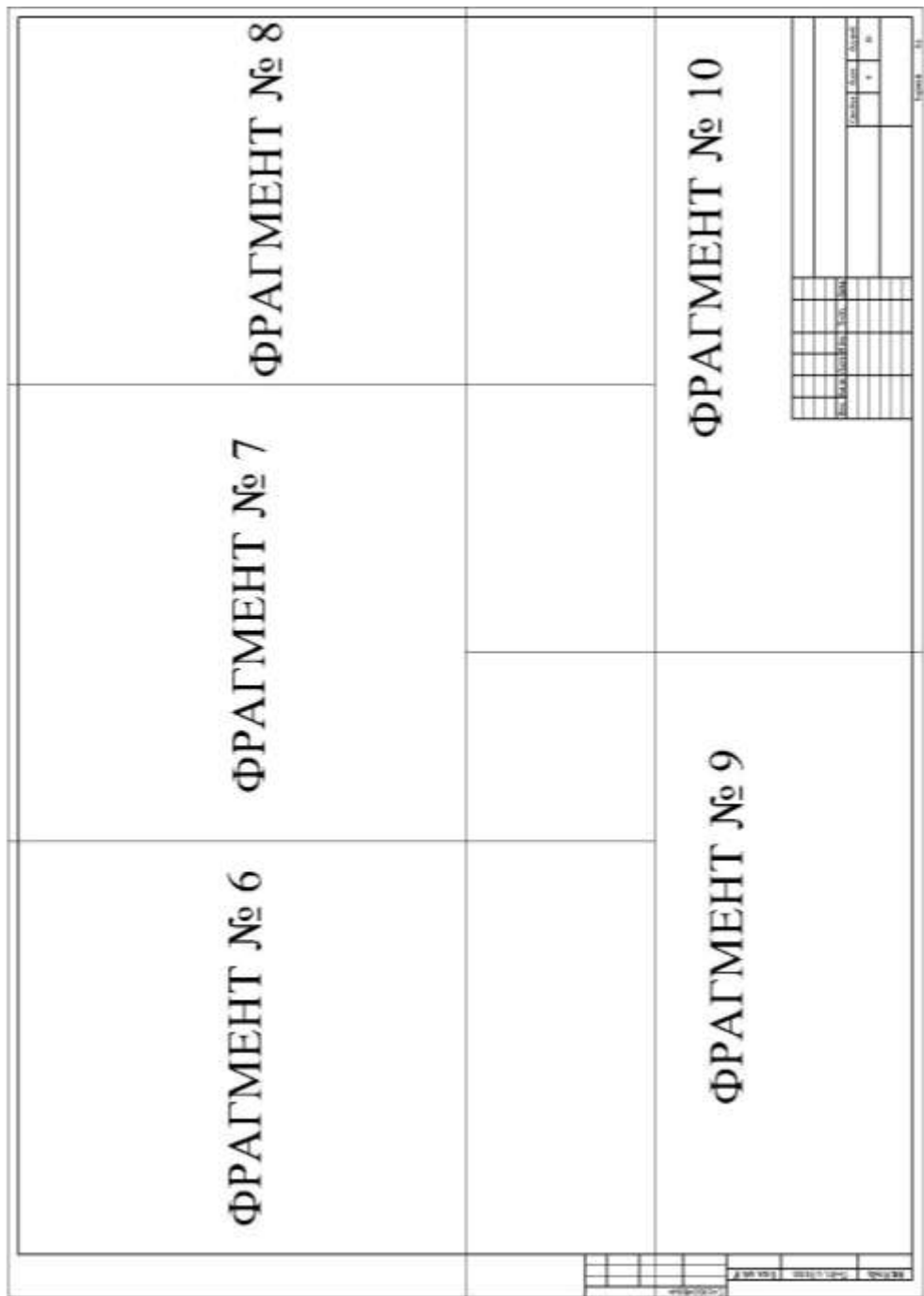


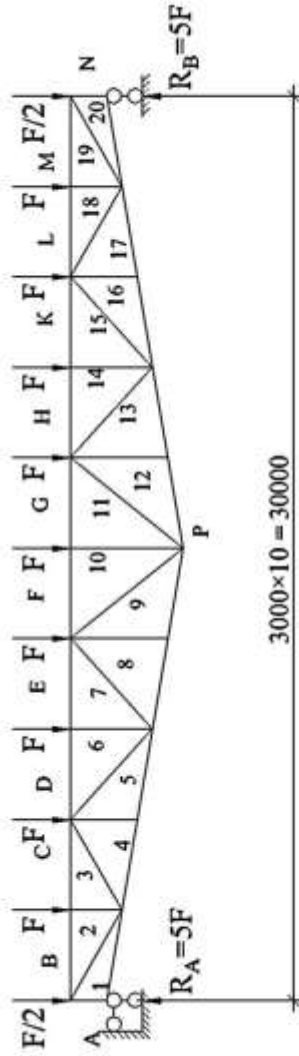
Рисунок Е.2 – Приклад формування другого формату графічної частини



## ФРАГМЕНТ 2

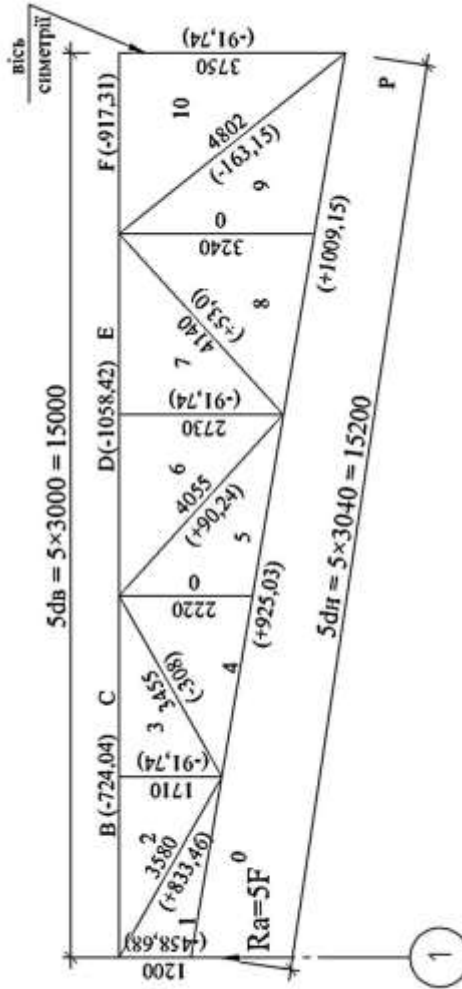
Розрахункова схема ферми та  
геометрична схема відправної одиниці

Розрахункова схема ферми покриття ФП-1



Геометрична схема відправної одиниці Ф-1

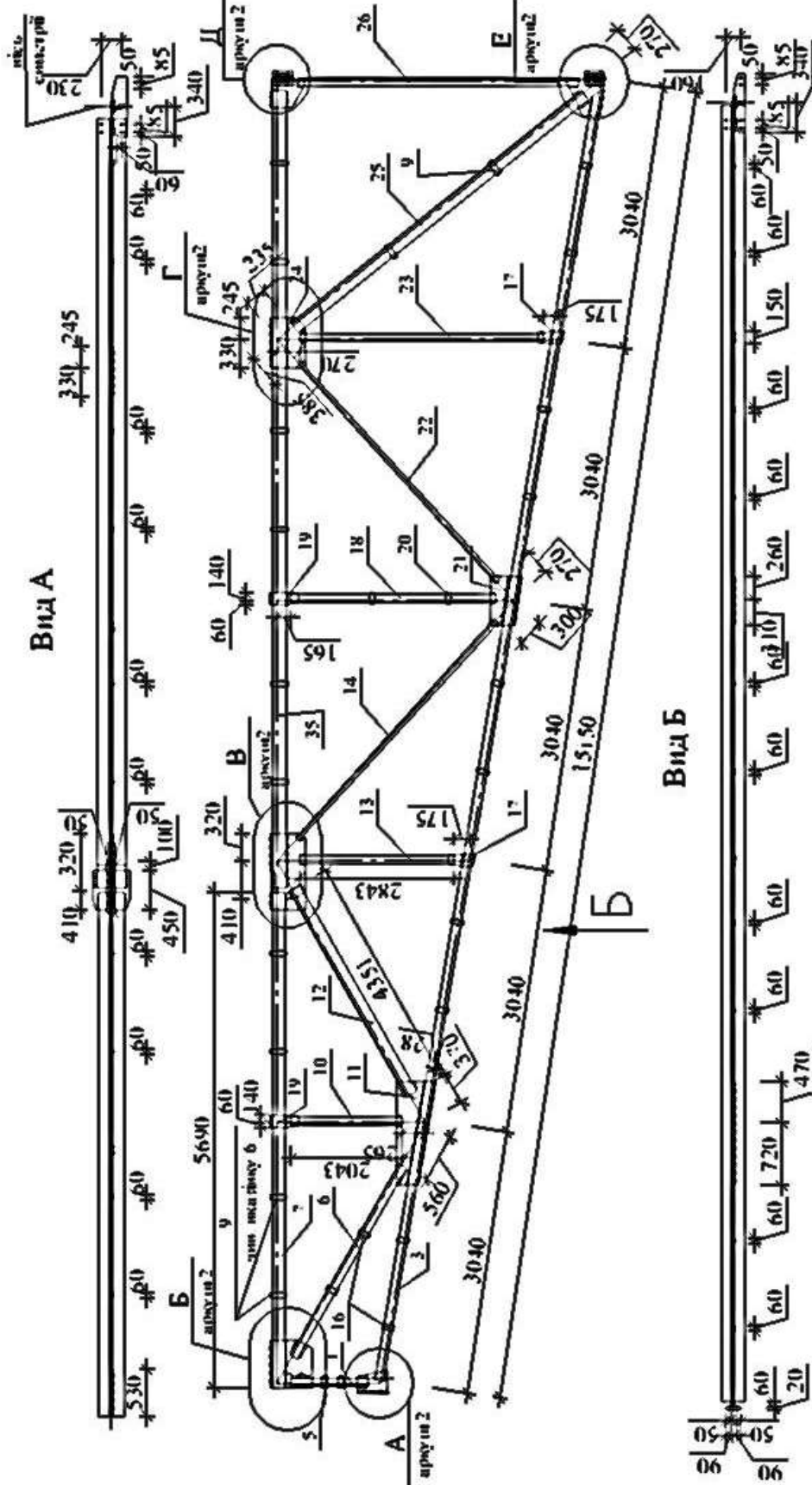
із визначеними зусиллями в елементах (розміри в мм, зусилля в кН)





### ФРАГМЕНТ 3

Відправна одиниця ферми Ф-1



**ФРАГМЕНТ 4**  
**Специфікація елементів відправної**  
**одиниці ферми покриття Ф-1**

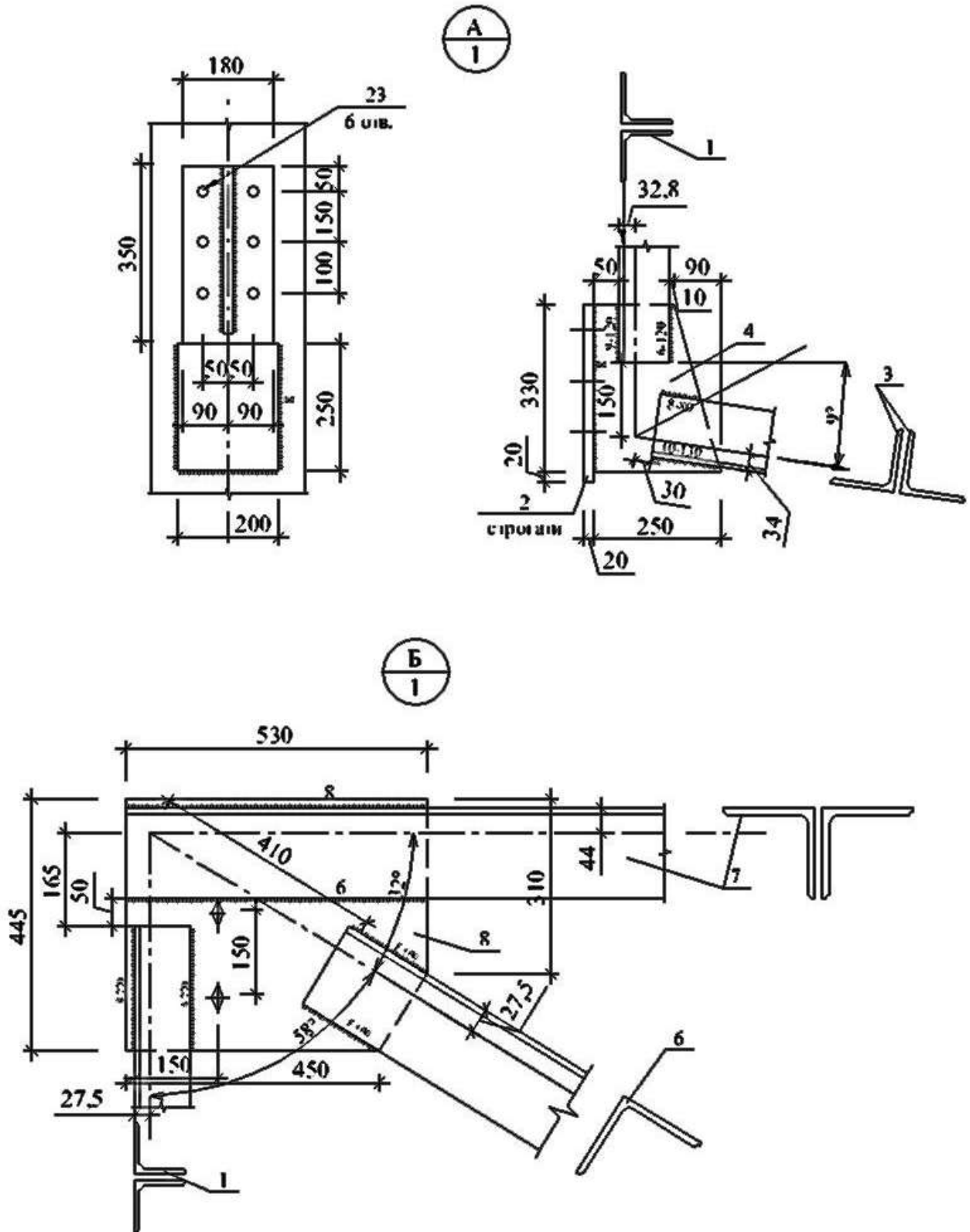
Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Примітка
ФН-1		Ферма покриття Ф-1	2	2422,00	
1	ГОСТ 8510-93	<b>Т100х60х7 L=390</b>	2	9,88	19,76
2	ГОСТ 19281-89	<b>-350х20 L=180</b>	1	9,89	
3	ДСТУ 2551-93	<b>Л100х10 L=15150</b>	2	290,89	581,78
4	ГОСТ 19281-89	<b>-285х14 L=370</b>	1	9,34	
5	ГОСТ 19281-89	<b>-120х14 L=60</b>	2	0,79	1,58
6	ДСТУ 2551-93	<b>Л100х10 L=2570</b>	1	49,34	
7	ДСТУ 2551-93	<b>Т140х10 L=5690</b>	2	122,35	244,70
8	ГОСТ 19281-89	<b>-530х14 L=445</b>	1	25,39	
9	ГОСТ 19281-89	<b>-180х14 L=60</b>	12	1,19	14,28
10	ДСТУ 2551-93	<b>Л90х7 L=1275</b>	1	12,29	
11	ГОСТ 19281-89	<b>-510х14 L=1200</b>	1	45,91	
12	ДСТУ 2551-93	<b>Л140х10 L=2720</b>	2	58,47	116,94
13	ДСТУ 2551-93	<b>Л90х7 L=1775</b>	1	17,13	
14	ДСТУ 2551-93	<b>Л50х5 L=3400</b>	1	12,82	
15	ГОСТ 19281-89	<b>-850х14 L=325</b>	1	36,43	
16	ГОСТ 19281-89	<b>-145х14 L=60</b>	12	0,96	11,52
17	ГОСТ 19281-89	<b>-150х14 L=290</b>	2	4,03	8,06
18	ДСТУ 2551-93	<b>Л90х7 L=2350</b>	2	22,65	45,30
19	ГОСТ 19281-89	<b>-200х14 L=315</b>	2	4,40	8,80
20	ГОСТ 19281-89	<b>-110х14 L=60</b>	2	0,72	1,44
21	ГОСТ 19281-89	<b>-570х14 L=370</b>	1	20,57	
22	ДСТУ 2551-93	<b>Л50х5 L=3380</b>	1	12,74	
23	ДСТУ 2551-93	<b>Л90х7 L=2800</b>	1	27,0	
24	ГОСТ 19281-89	<b>-575х14 L=390</b>	1	24,44	
25	ДСТУ 2551-93	<b>Л140х10 L=4280</b>	2	92,02	184,04

Продовження специфікації у фрагменті 5.

**ФРАГМЕНТ 5**  
**Специфікація елементів відправної**  
**одиниці ферми покриття Ф-1 (Продовження)**

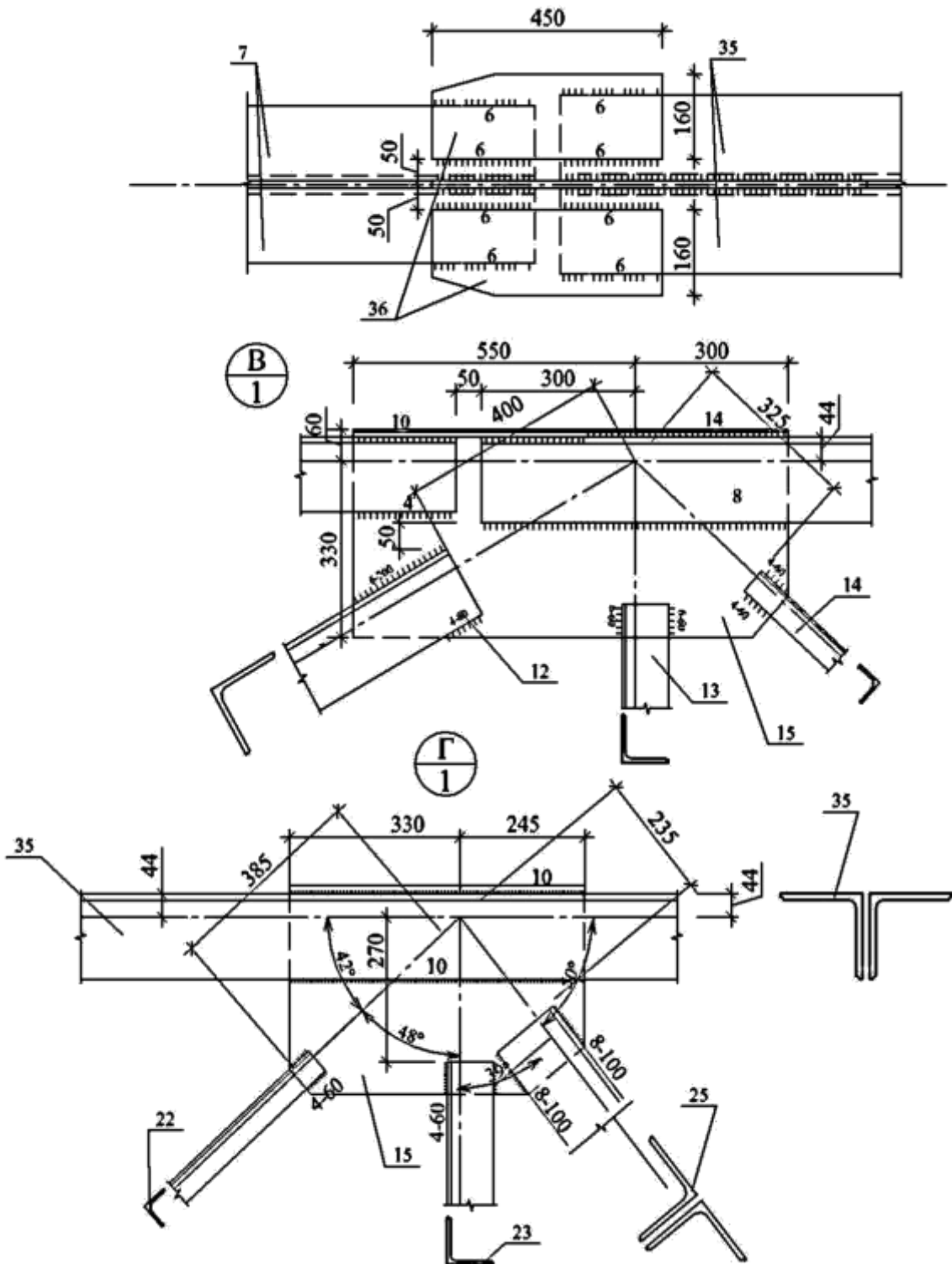
Специфікація елементів відправної одиниці ферми покриття ФП-1 (Продовження)								
Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Примітка			
26	ДСТУ 2551-93	□ 90x7 L-3230	1	31,14				
27	ГОСТ 19281-89	-150x14 L-245	2	4,04	8,08			
28	ГОСТ 19281-89	-140x14 L-70	3	1,08	3,24			
29	ГОСТ 19281-89	-140x14 L-70	1	11,34				
30	ГОСТ 19281-89	-680x20 L-170	1	16,56				
31	ГОСТ 19281-89	-240x14 L-100	4	2,64	10,56			
32	ГОСТ 19281-89	-150x14 L-250	1	4,12				
33	ГОСТ 19281-89	-460x415 L-250	1	15,21				
34	ГОСТ 19281-89	-790x20 L-135	1	14,15				
35	ДСТУ 2551-93	□ 160x12 L-9160	2	269,30	538,60			
36	ГОСТ 19281-89	-450x20 L-160	2	10,98	21,96			
		Зварні шви 1%			209			
<p>1. Даний аркуш читати разом із аркушем КМ-2.</p> <p>2. Матеріал конструкцій - сталь С275, фасонки - сталь С285 за ГОСТ 27772.</p> <p>3. Зварювальні роботи виконувати напівавтоматичним зварюванням під флюсом зварювальним дротом марки СВ-08А за ГОСТ 2246-70* діаметром <math>d = 2</math> мм.</p> <p>4. Всі зварні шви не обумовлені у кресленні приймати <math>kf = 6</math> мм.</p> <p>5. Поз. 5, 9, 16, 20 встановлювати між вузлами ферми на рівних відстанях.</p>								
			<b>08-08.КМ 123.00.456</b>					
			Проектування елементів покриття будівлі					
Зм.	Кіл. уч.	Арк.	№ док.	Підп.	Дата			
				Металева кроквяна ферма прогоном		Стадія	Аркуш	Аркушів
				30 м у м. Житомир		У	5	10
Розробч	Іваненко І. І.				Специфікація елементів відправної одиниці ферми Ф-1  <i>ВІИТУ, каф. БМГА</i>			
Перевірч	Петренко А. А.							
Н.контр.	Сидоренко В. А.							

**ФРАГМЕНТ 6**  
Нижній (А) та верхній (Б) опорні вузли



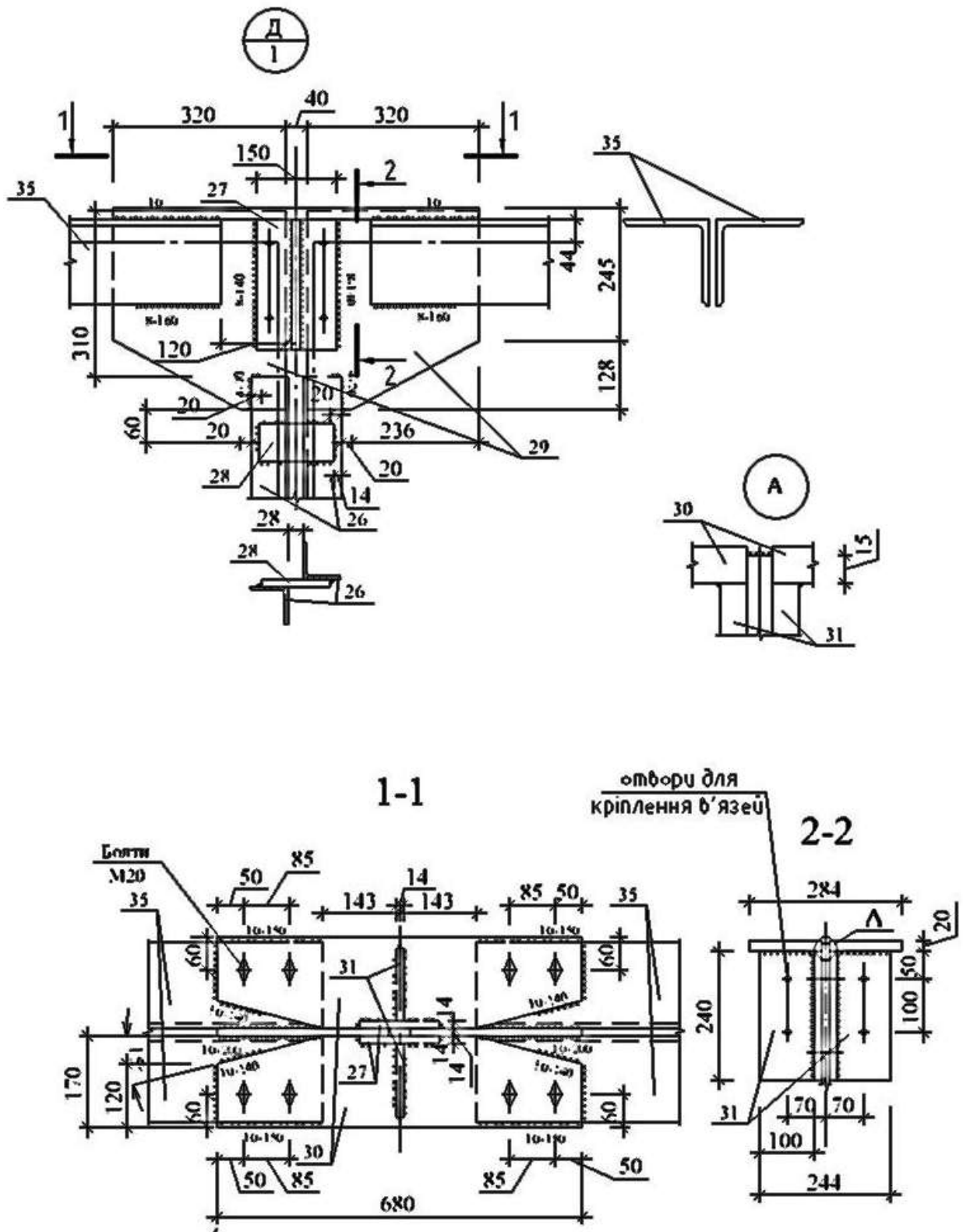
# ФРАГМЕНТ 7

Проміжний вузол верхнього поясу  
зі зміною (В) та без зміни (Г) перерізу



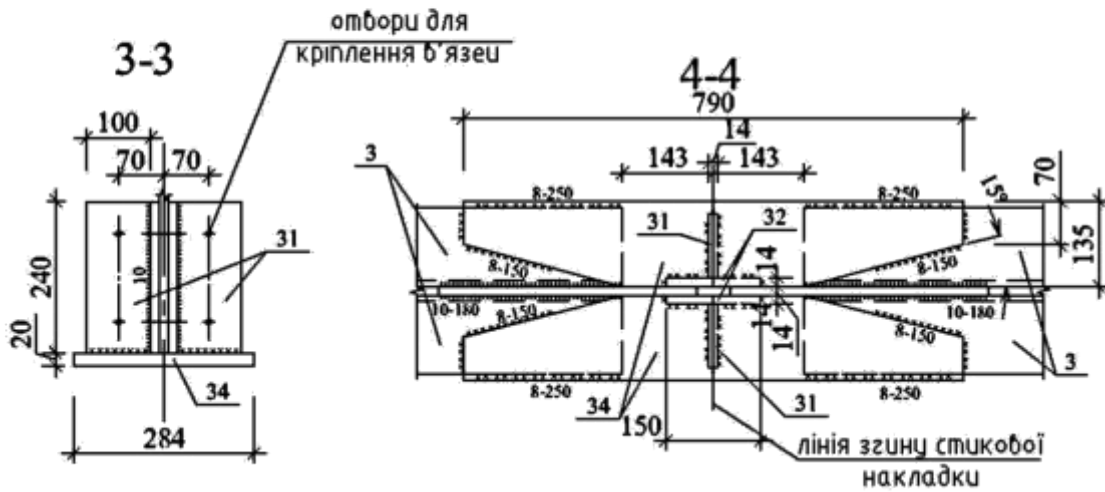
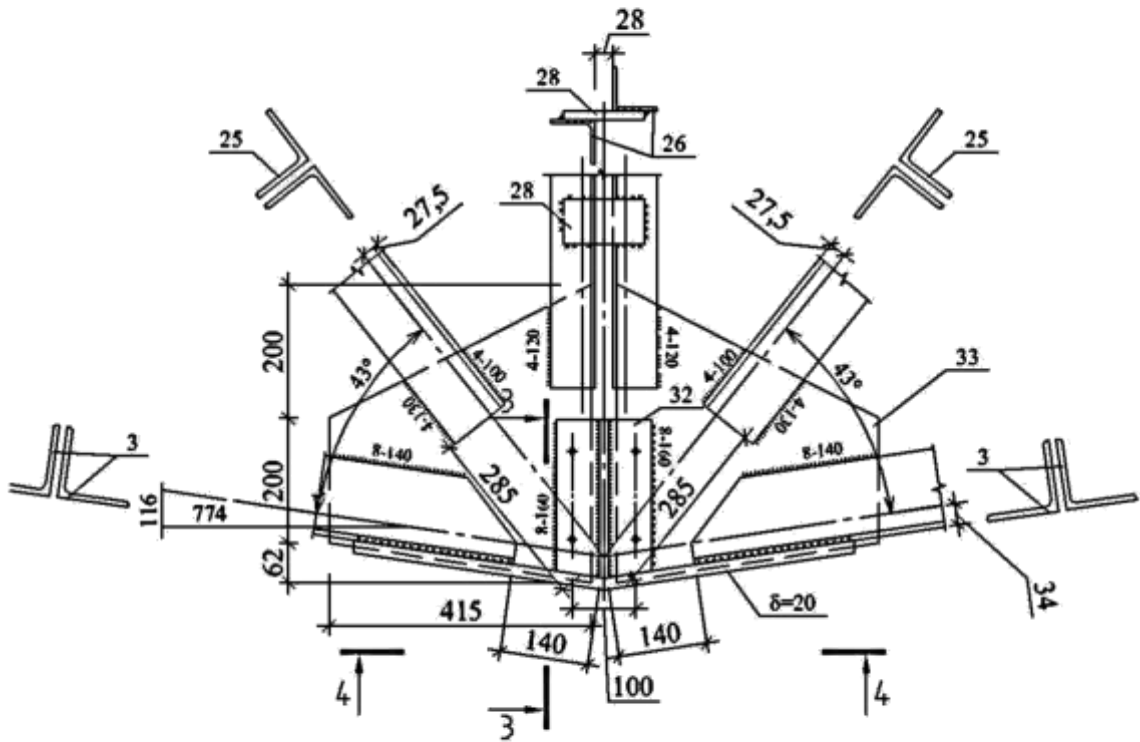
# ФРАГМЕНТ 8

Монтажний вузол верхнього поясу (Д)



# ФРАГМЕНТ 9

## Монтажний вузол нижнього поясу (Е)



## ФРАГМЕНТ 10

### Специфікація металопрокату відправної одиниці ферми покриття Ф-1

Специфікація металопрокату відправної одиниці ферми покриття Ф-1								
Найменування профілю ГОСТ, ТУ	Найменування або марка металу ГОСТ, ТУ	Номер або розміри профілю, мм	№ з.п.	Маса металу за видами елементів конструкцій, т				Загальна маса, т
				ВІІ	НІІ	С	Р	
Кутики сталеві гарячекатані рівнополічкові ДСТУ 2551-93	С275 ГОСТ 27772-88	50x5	1				0,026	0,026
		90x7	2			0,133		0,133
		100x10	3		0,582		0,049	0,631
		100x63x7	4			0,02		0,02
		140x10	5	0,245			0,301	0,546
		160x12	6	0,538				0,538
	Разом:		7	0,783	0,582	0,153	0,376	
Всього профілю:			8	0,783	0,582	0,153	0,376	1,894
Прокат листовий гарячекатаний ГОСТ 19281-89	С285 ГОСТ 27772-88	t14	9	0,118	0,117	0,005	0,0035	0,243
		t20	10	0,0276	0,024			0,052
	Разом:	11	0,146	0,141	0,005	0,0035		
Всього профілю:			12	0,146	0,141	0,005	0,0035	0,295
Всього маса металу:			13	0,929	0,723	0,158	0,379	2,189
У тому числі за марками або найменуванням:								
Сталь С275			14	0,783	0,582	0,153	0,376	1,894
Сталь С285			15	0,146	0,141	0,005	0,0035	0,295
<p>1. Даний аркуш читати разом із аркушем КМ-1.</p> <p>2. Виготовлення металоконструкцій виконувати згідно з СНиП III-18-75 "Правила производства и приёмки работ. Металлические конструкции".</p> <p>3. Не вказані на кресленні отвори виконати <math>\varnothing 23</math>, не вказані болти - М20 нормальної точності.</p> <p>4. Монтажні вузли 3,4 виконувати електродом Э42А за ГОСТ 9467-75*.</p>								
				<b>08-08.КМ 123.00.456</b>				
				Проектування елементів покриття будівлі				
Зм.	Кіл. уя.	Арк.	№ док.	Підп.	Дата			
						Мсталєва кроквяна ферма прогоном		
						30 м у м. Житомир		
						Стадія	Аркуш	Аркушів
						У	10	10
Розробч	Ливаненко І. І.					Специфікація металопрокату відправної одиниці ферми Ф-1		
Перевірч	Цстрєско А. А.							
Н.контр.	Сидоренко В. А.							
						<i>ВІТУ, каф. БМГА</i>		



*Навчальне видання*

Бікс Юрій Семенович  
Попов Володимир Олексійович

**ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ПОКРИТТЯ  
(ПЕРЕКРИТТЯ) БУДІВЛІ  
ЧАСТИНА 1. ВЕЛИКОПРОГОНОВА МЕТАЛЕВА  
КРОКВЯНА ФЕРМА**

Навчальний посібник

Редактор В. Дружиніна

Оригінал-макет підготовлено Ю. Біксом

Підписано до друку  
Формат 29,7×42¼. Папір офсетний.  
Гарнітура Times New Roman.  
Друк різнографічний. Ум. друк. арк.  
Наклад пр. Зам. №

Вінницький національний технічний університет,  
навчально-методичний відділ ВНТУ.  
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95,  
ВНТУ, к. 2201.  
Тел. (0432) 59-87-36.  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи  
серія ДК №3516 від 01.07.2009 р.

Віддруковано у Вінницькому національному технічному університеті  
в комп'ютерному інформаційно-видавничому центрі.  
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95,  
ВНТУ, ГНК, к. 114.  
Тел. (0432) 59-87-38.  
publish.vntu.edu.ua; email : kivc.vntu@gmail.com  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи  
серія ДК №3516 від 01.07.2009 р.