

Факультет інженерії машин, споруд і технологій  
(повна назва факультету)  
Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

на тему: Проект реконструкції адміністративної будівлі в Дубно з дослідженням  
напружено-деформівного-стану балки із орієнтовано-стружкової плити

Тернопіль  
2020

Міністерство освіти і науки України  
**Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя**

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій  
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ  
Завідувач кафедри  
Ясній В.П.  
(підпис) (прізвище та ініціали)  
«    » 20\_\_ р.

**З А В Д А Н Н Я  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

студенту Ількову Івану В'ячеславовичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект реконструкції адміністративної будівлі в Дубно з дослідженням  
напружено-деформівного-стану балки із орієнтовано-стружкової плити

Керівник роботи Чорномаз Наталія Юріївна, к.т.н.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)  
1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
8-10 листів формату А1

## 6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Клепчик В.М. ст. викладач		
Нормоконтроль	Данильченко С.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

ІЛЬКОВ І.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Чорномаз Н.Ю.

(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

ВСТУП .....	5
РОЗДІЛ 1. Архітектурна частина .....	8
1.1 Історія створення будівлі .....	8
1.2 Характеристика природно-кліматичних умов району .....	9
1.3 Генеральний план .....	11
1.4 Конструктивні рішення .....	11
1.5 Інженерне забезпечення .....	16
1.6 Теплотехнічний розрахунок.....	18
1.6.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін будівлі.....	18
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний .....	21
2.1 Розрахунок ферми, використовуваної для покриття будівлі в осях 10-17.....	21
2.1.1. Вихідні дані для проектування кроквяної трикутної металодерев'яної ферми ФС-1 .....	21
2.1.2 Визначення навантажень, що діють на ферму ФС-1 .....	23
2.1.3 Розрахунок обрешітки даху .....	24
2.1.4 Визначення орієнтовної ваги ферми ФС1 (переріз елементів якої прийнято попередньо).....	25
2.1.5 Визначення найбільших (розрахункових) нормальних зусиль в елементах ферми ФС-1 .....	26
2.1.6 Розрахунок ферми марки ФС-1 по першій групі граничних станів .....	27
2.2 Розрахунок вузлів ферми ФС-1 .....	31
2.3 Розрахунок ферми ФС-1 за граничними станами другої групи .....	35
2.4 Дах над ділянкою будівлі в осях К-П.....	37
2.4.1 Існуючий дах. Дефекти елементів даху .....	37
2.4.2 Запроектоване конструктивне рішення даху .....	38
2.4.3 Розрахунок крокв .....	39
2.4.4 Стійка.....	41
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний.....	42
3.1 Загальні дані .....	42

3.2 Методика випробувань .....	43
3.3 Результати випробувань .....	45
3.4 Висновки .....	46
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях .....	47
4.1 Охорона праці .....	47
4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці .....	47
4.1.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні громадської будівлі .....	48
4.1.3 Вентиляція .....	50
4.2 Цивільний захист .....	52
4.2.1 Законодавство України про цивільну оборону .....	52
4.2.2 Евакуація відвідувачів приміщень при пожежах .....	53
ВИСНОВКИ .....	56
Бібліографія .....	57

## ВСТУП

Попит на адміністративні будівлі в Україні завжди залишається стабільним. Поряд із цим масштаби зведення такого типу будівель не задовольняють попит ринку. Оскільки нове будівництво потребує значних капіталовкладень в розвиток інженерних мереж та інфраструктури. Саме тому останнім часом все більш частіше можна зустріти випадки реконструкції існуючих будівель під адміністративні [1]. В цьому випадку вдається заощадити кошти на підведення комунікацій, і як правило, поряд із такими будівлями досить добре розвинуті транспортні шляхи.

Поряд із вищенаведеними факторами актуальним залишається питання економічної ефективності реконструйованих будівель, оскільки сам процес реконструкції відбувається із втручанням в існуючі конструкції та потребує більших капітальних витрат на відміну від нового будівництва.

Комплексне здешевлення можливе при застосуванні сучасних будівельних матеріалів та технологій. Так, при застосуванні балок виготовлених із використанням OSB плит вдається значно знизити вагу конструктивних елементів даху без втрати несучої здатності. Таким чином, знизиться навантаження на існуючі конструкції, що істотно вплине на масштаби самої реконструкції. OSB плити виготовляються із відходів деревини, що також сприяє розвитку природоохоронним тенденціям.

Враховуючи вищезазначені обставини та фактори важливим є розуміння того, наскільки можлива заміна класичних дерев'яних балок із клеєфанерною стінкою на більш прогресивні балки із використанням OSB плит. Так, важливим є порівняльна характеристика прогинів балок, що дозволить наочно продемонструвати можливість застосування балки із OSB плит.

Дослідження деформативності прийнятих конструктивних варіантів балок дають можливість з високою довірчою ймовірністю визначити функціональну придатність конструкції, а одержані результати становитимуть теоретичний і практичний інтерес.

**Актуальність теми.** Значне збільшення частки об'єктів реконструкцій зумовлює пошук новітніх конструктивних рішень, застосування яких зумовили б певний економічний ефект. Так, дерев'яні балки громадських будівель прекрасно сприймають вплив на них різноманітних зовнішніх та внутрішніх чинників, однак, значна власна вага створює обмеження в застосуванні при різного роду реконструкціях. При цьому наявність більш сучасних балок із клеєфанерною стінкою та балок із стінкою з OSB плити створює передумови для їх застосування. Тому дослідження деформативності балок із клеєфанерною стінкою та балок із стінкою з OSB плити має важливе економічне значення.

**Доцільність проведення досліджень** обумовлена тим, що отримані дані створюють передумови для зниження вартості реконструкції адміністративних будівель та їх частин.

**Метою роботи** є розробка проекту реконструкції адміністративної будівлі в Дубно із дослідженням напружено-деформівного стану балки із орієнтовано-стружкової плити.

**Завданнями роботи** є:

- на основі існуючих проектних рішень розробити основні об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення при реконструкції адміністративного будинку.;
- провести розрахунок основних конструктивних елементів даху;
- експериментальних шляхом визначити прогини балки із клеєфанерною стінкою;
- експериментальних шляхом визначити прогини балки із стінкою з OSB плити;
- на підставі аналізу отриманих розрахункових даних дати рекомендації стосовно можливості застосування одного з випробовуваних елементів;
- розробити заходи по охороні праці, цивільному захисту населення.

**Галуззю застосування** результатів роботи є проектування, виготовлення, експлуатація та відновлення пошкоджених балок із стінкою з OSB плити.

**Об'єктом дослідження** є двотаврові балки балок із стінкою з OSB плити.

**Предметом дослідження** є прогини двотаврової балки із стінкою з OSB плити.

**Методами дослідження** є експериментальний метод.

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в тому, що:

– отримала подальший розвиток методика експериментального визначення прогину двотаврової балки із стінкою з OSB плити.

**Практичне значення отриманих результатів.** Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для вдосконалення та оптимізації конструкції двотаврових балок із стінкою з OSB плити.

**Апробація результатів** магістерської роботи виконана роботи виконана на IX Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.).

**Публікація результатів** магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

**Ключові слова:** OSB плита, балка, прогини.



## РОЗДІЛ 1. Архітектурна частина

### 1.1 Історія створення будівлі



Рис.1.1 Загальний вигляд площі у другій половині XIX століття

Велика репрезентативна будівля на розі вулиці Лисенка і вулиці Пекарської - одна з головних компонентів в ансамблі забудови центрального кварталу міста. Вона займає всю ширину кварталу між вулицею Лисенка і вулицею Пекарської, включаючи чотири первісно самотійних будівлі.

Найперша з них, мабуть, двоповерхова, розташована по червоній лінії Радянської вулиці і відноситься до кінця XVIII століття. Близько середини XIX століття на розі кварталу і по вулиці Лисенка побудовано три будинки, з'єднаних арочними воротами. У другій половині XIX століття вони належали місцевому купцю. А в 1890-і роки вони перейшли у власність міста. У кутовому триповерховому будинку з 1896 року перебувала губернська земська управа.

Цегляна обштукатурена будівля утворює єдину Г-подібну композицію з пластичним округленням на розі кварталу з боку площі. Цей кут відзначений бельведером - круглим світловим барабаном з куполом, що грає винятково важливу містобудівну роль. Фасади кутової частини будівлі по вулиці Лисенка в основному зберегли характер членувань і декору архітектури ранньої еклектики

середини XIX століття. Два нижні поверхи з простими прямокутними вікнами об'єднані рустом. Арочні вікна третього поверху обрамлені лиштвами і завершені сандриками-полічками. Простінки верхнього поверху оброблені пілястрами.

## 1.2 Характеристика природно-кліматичних умов району

Ділянка будівництва розташована в місті Дубно.

Район розташування об'єкта будівництва, згідно норм, відноситься до II кліматичній зоні.

На основі даних про повторюваність напрямків вітру за січень і липень побудуємо розу вітрів:

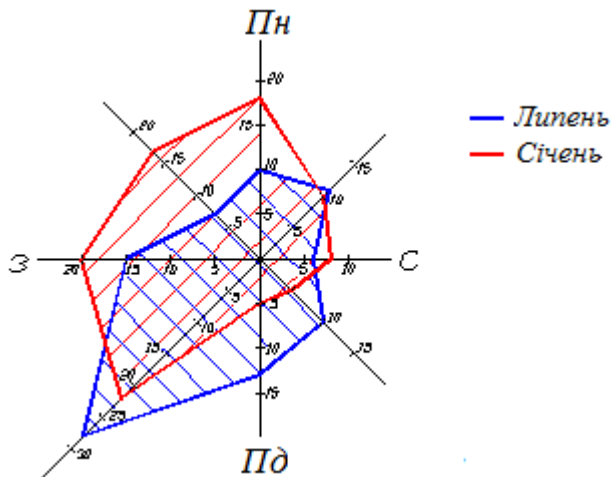


Рис. 1.2 Роза вітрів

Таблиця 1.1 Кліматичні параметри теплої періоду року

995	Барометричний тиск, ГПа
20,6	Температура повітря, °С, вірогідністю 0,95
24,8	Температура повітря, °С, вірогідністю 0,98
23	Середня максимальна температура повітря найтеплішого місяця, °С
36	Абсолютна максимальна температура повітря, °С
11,1	Середня добова амплітуда температури повітря н найтеплішого місяця, °С
75	Середня місячна відносна вологість повітря найтеплішого місяця, %
59	Середня місячна відносна вологість повітря в 15 год найтеплішого місяця, %
444	Кількість опадів за квітень-жовтень, мм
68	Добовий максимум опадів, мм
3	Переважаючий напрямок вітру за червень-серпень
0	Мінімальна з середніх швидкостей вітру по румбам за липень, м/с

### 1.3 Генеральний план

Будівля адміністрації що реконструюється розташовується у Рівненській області в м. Дубно.

Рельєф ділянки реконструкції спокійний з абсолютними відмітками від 129.500 до 130.200. Ділянка ремонту має все необхідне для будівництва, а саме:

розташування в центрі міста;

під'їзду - автодорога з асфальтобетонним покриттям.

Межами ділянки служать:

з півночі - вулиця Пекарська;

з півдня - вулиця Миколи Лисенка.

Техніко-економічні показники генплану:

1. Площа ділянки, де розташований об'єкт - 3017 м<sup>2</sup>
2. Щільність забудови території - 1142 м<sup>2</sup>
3. Площа озеленення - 664 м<sup>2</sup>
4. Площа доріг і майданчиків з твердим покриттям - 1211 м<sup>2</sup>
5. Коефіцієнт забудови - 0,38
6. Коефіцієнт озеленення - 0,22

### 1.4 Конструктивні рішення

Стан конструктивних елементів на момент обстеження (квітень-травень 2018)

**А) Фундаменти.** Був викопаний шурф з метою визначення типу, матеріалу і глибини закладення фундаменту.

Фундаменти будівлі – стрічкові, бутового мурування. Ширина підосви фундаменту - 1,2 м. Глибина закладення фундаменту - 2 м. Міцність бутового каменю визначена за допомогою приладу вимірювача міцності бетону ІПС-

МГ4 (метод ударного імпульсу). Стан фундаменту задовільний і не вимагає проведення ремонтно - відновлювальних робіт. Дефектів, що зменшують несучу здатність не виявлено. Фізичний знос фундаменту-15%.

#### **Б) Цоколь та відмостка.**

Відмостка дворового фасаду будівлі виконана з асфальтового покриття. Спостерігаються контр-ухили, вибоїни, тріщини, неякісно проведені ремонтні роботи. Стан вимощення незадовільний і вимагає проведення ремонтно-відновлювальних робіт. Фізичний знос вимощення - більше 40%

Цоколь будівлі виступаючий, висотою 60 (см) від вимощення будівлі, облицьований керамічною плиткою на цементно-піщаному розчині. Стан конструкції цоколя (облицювання) задовільний.

Фізичний знос - 10 %

#### **В) Стіни.**

Зовнішні несучі стіни будівлі виконані з цегли двох типів: 1) глиняної звичайної розмірами 260x120x65 (мм) і 2) повнотілої силікатної цегли розмірами 250x120x65 (мм) на складному розчині. Внутрішні цегляні опори підпокрівельного простору і окремі ділянки стін будівлі по вулиці виконані із силікатної цегли розмірами 250x120x88 (мм). Зовнішні стіни будівлі поштукатурені і пофарбовані. В результаті довготривалих протікань покрівлі і несправностей в системі організованого водостоку, відбувалося намокання стін будівлі, особливо карнизної і цокольної частині. Відзначається відпадання окремих масивів штукатурного шару, втрата фарбувального шару. Цегляна кладка в місцях відсутності штукатурки намокає і розморожується. Також відзначається наявність волосяних тріщин хаотичного характеру штукатурного шару стін будівлі. Стан штукатурного і фарбувального шару незадовільний і вимагає проведення ремонтно-реставраційних робіт. Фізичний знос штукатурного і фарбувального шару - 40%.

Стан цегляної кладки карнизів також незадовільний і вимагає проведення робіт по вичинки цегляної кладки стін будівлі.

Фізичний знос цегляних стін - до 30%

Цегляні перемички віконних прорізів виконані із звичайної глиняної цегли розмірами 260x120x65 (мм). В результаті постійних протікання покрівлі та пошкодження штукатурного шару дворового фасаду будівлі, спостерігається руйнування і деструкція цегли перемичок і простінків, випадання розчину зі швів кладки. Стан цегляних перемичок незадовільний.

Фізичний знос цегляних перемичок - більше 40%.

Потрібно проведення ремонтно-відновлювальних робіт.

### **Г) Дах, покрівля, водостік.**

Дах над будівлею двоскатний, система крокв наклонна, горищного типу, виконана з дерев'яних крокв, з'єднаних по довжині косим прирубом. Крок крокв різний і становить від 2,2 до 1,5 (м). Роботи з просочування дерев'яних елементів кроквяної системи антисептиками і антипіренами не проводилися. Теплоізоляційний матеріал перекриття: шлак і пароізоляція прийшли в непридатність.

Решетування даху виконано з обрізної дошки січенням 250 (200) x25 (20) мм. Покрівля будинку виконана з листів оцинкованого заліза товщиною 0,55 (мм), розмір листів покрівлі становить 1200x2450 (мм). Решетування виконана без влаштування розподільних дощок, що при даному кроці крокв неприпустимо.

Листи покрівлі зазнали значної корозії. Листи покрівельного заліза звисів даху замінені в 2005 році будівельною фірмою РБУ-15.

Система водовідведення даху організована і здійснюється за допомогою настінних жолобів і водостічних труб.

Підпокрівельний простір сильно захаращено будівельним сміттям, що залишилося після проведення ремонтно-відновлювальних робіт покрівлі.

Вентиляція і природне освітлення підпокрівельного простору здійснюється за допомогою трьох прямокутних слухових вікон розмірами 1300x860 (мм) і одного прямокутного вікна в цегляному фронтоні будівлі по вулиці Лисенка. Частина вікон не функціонує (закриті металевими листами). Стан деревини віконних заповнень незадовільний.

При візуальному огляді кроквяної системи виявлені такі недоліки:

- 1) повна відсутність підкосів до крокв на ділянці по вулиці Лисенка;
- 2) відсутність окремих підкосів кроквяної системи на ділянці даху по вулиці Лисенка.
- 3) є дефекти: стиків крокв, підкосів і лежнів;
- 4) дефекти стиків коникових вузлів крокв;
- 5) місцеві ослаблення прогонів і крокв;
- 6) поперечний переріз деяких крокв прийнято діаметром 130-140 мм, можливість використання яких необхідно обґрунтувати розрахунком;
- 7) численні протікання покрівлі, що призвело до ураження гниллю кров'яних і підкров'яних елементів;
- 8) неякісно виконані роботи раніше виконувані при ремонті кроквяної системи та покрівлі;

Перераховані вище дефекти говорять про ненадійність кроквяної системи будівлі. Стан крокв'яних і підкровок'яних конструкцій даху будівлі незадовільний, місцями передаварійний і вимагає проведення ремонтно - відновлювальних робіт.

Фізичний знос несучих елементів і обрешітки - 40%.

Фізичний знос покрівлі - 35%.

#### **Д) Світловий барабан і купол бельведера будівлі.**

Конструкція світлового барабана і купола бельведера будівлі виконані з деревини. Природне освітлення купола здійснюється за допомогою семи овальних віконних прорізів. Стан віконних заповнень незадовільний.

Відзначається відсутність фарбувального шару деревини віконних заповнень, плетіння розсохлися і пожолобилися, частково відсутнє скління.

Зовні світловий барабан оштукатурений по драні складним розчином, товщина якого досягає 60 (мм), і пофарбований. Спостерігаються відшарування масивів штукатурного шару світлового барабана, гнильне ураження деревини карнизної частини світлового барабана і драні. Стан штукатурного шару світлового барабана незадовільний, необхідне проведення ремонтно - реставраційних робіт.

Покрівля виконана з оцинкованого заліза товщиною 0,55 (мм). Листи покрівлі зазнали значної корозії. Стан покрівельного заліза незадовільний.

Основна несуча конструкція купола - металодерев'яні, виконана з дерев'яних колод елементів і тяжів круглого перетину, що сприймають тиск від основної несучої конструкції купола і від осового стовпа. Проміжні журавці і обрешітка виконані з дощок. Ремонтні роботи по конструкціях купола будівлі із просоченням деревини купола не проводилися з моменту його побудови.

При візуальному огляді виявлено такі недоліки:

- 1) численні протікання покрівлі купола;
- 2) лати в зонах протікання згнили;
- 3) лати виконано з неприпустимо малим перерізом;
- 4) Журавці купола уражені гниллю приблизно на 40%.

Ретельний огляд купола неможливий через відсутність доступу до конструкцій купола. З цієї причини залишається незрозумілим загальний стан опорних вузлів купола. Тому необхідно провести додаткове детальне обстеження до проведення ремонтно - відновлювальних робіт.

Стан конструкцій світлового барабана і куполу бельведера будівлі незадовільний, місцями передаварійний і потребує термінового проведення ремонтно - реставраційних робіт. Фізичний знос основних несучих елементів - 40%. Фізичний знос обрешітки - 60%



**Е) Інженерні мережі, розташовані в межах підпокрівельного простору.**

У підпокрівельному просторі розташована верхня розводка труб опалення, система примусової вентиляції, каналізаційні стояки санвузлів, розводка електрики для освітлення підпокрівельного простору.

Каналізаційні стояки не виведено за межі підпокрівельного простору. Вентиляційні шахти біля гребеня будівлі виведені за межі покрівлі на неприпустимо малу висоту. Вентиляційні камери частково зруйновані, в деяких відсутні мотори вентиляційних установок.

Теплоізоляція труб опалення порушена, труби опалення кріпляться до кроквяних елементів, що також є недоліком. Відомості про капітальний ремонт інженерних мереж не були представлені «Замовником». Стан труб опалення та теплоізоляції - незадовільний (покриті іржею).

**Ж) Віконні заповнення.**

**Віконні заповнення виконані двох типів: дерев'яні та пластикові.**

Віконні заповнення, виконані з хвойних порід деревини, мають подвійне скління і роздільні рами, пофарбовані масляною фарбою. Рами віконних заповнень розсохлися, пожолобилися, прилади частково пошкоджені.

Стан віконних дерев'яних заповнень визнано незадовільним і потребує проведення ремонтно-відновлювальних робіт.

Фізичний знос віконних заповнень - більше 40%

**З) Зовнішнє декоративне оздоблення дворових фасадів будівлі.**

Дворові фасади позбавлені декоративного оздоблення.

## **1.5 Інженерне забезпечення**

Будівля обладнана всіма видами інженерного забезпечення:

- електропостачанням;
- центральне опалення;

- водопостачання - від місцевої системи водопостачання;
- каналізація побутова - від місцевої каналізаційної системи;
- внутрішнє освітлення - світлодіодними лампами;
- гаряче водопостачання - від місцевої системи водопостачання.

#### **Опалення та вентиляція.**

Опалення здійснюється через центральні мережі. У будівлю передбачена витяжна вентиляція з природним спонуканням.

#### **Гаряче водопостачання.**

Гаряче водопостачання центральне.

#### **Господарсько - питне і протипожежне водопостачання.**

Зовнішні мережі водопостачання живляться від центральної мережі. Протипожежне водопостачання передбачається від господарсько-питного джерела. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння становлять 10 л/с.

#### **Господарсько - побутова каналізація.**

Будівля обладнана центральною каналізаційною мережею.

#### **Електропостачання.**

Електропостачання здійснюється по кабельних лініях.

#### **Освітлення.**

Внутрішнє освітлення в приміщеннях передбачено світлодіодними лампами

#### **Пожежна сигналізація.**

Будівля обладнується первинними засобами пожежогасіння вогнегасниками ручними вуглекислими ОУ-5 та системами пожежної сигналізації та оповіщення про пожежу.

#### **Телефонізація.**

Проектом передбачена міська телефонна мережа. Телефонні апарати встановлюються в усіх кабінетах адміністрації.

## 1.6 Теплотехнічний розрахунок

### 1.6.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін будівлі

В даний час огорожувальні конструкції будівлі являють собою цегляні стіни без всякого утеплювача товщиною 770 мм. Сучасним нормам такі стіни не відповідають. Тому в архітектурній частині я вирішив запропонувати утеплення за рахунок плит, що навішуються на стіни зсередини. У графічній частині утеплення не показано і стіни мають товщину, зазначену вище.

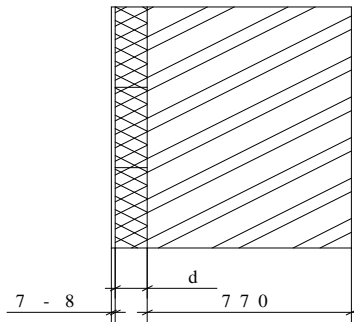


Рис. 1.3 Схема огорожувальної конструкції

Як утеплювач приймаємо мінераловатні плити на основі базальтового волокна типу "ROCKWOOL", які мають щільність  $120 \text{ кг / м}^3$  і коефіцієнт теплопровідності  $0,037 \text{ Вт / м}^2\text{°C}$ . Розрахунок полягає в підборі товщини плит утеплювача.

Згідно ДБН. «Будівельна кліматологія і геофізика» середня температура  $t_{оп}$  і тривалість періоду з середньою добовою температурою повітря  $\leq 8^\circ\text{C}$   $Z_{оп}$  для Дубно :

$$t_{оп} = -3,0^\circ\text{C};$$

$$Z_{оп} = 218 \text{ діб.}$$

Визначимо градуси-добу опалювального періоду за формулою:

$$ГC_{оп} = (t_B - t_{оп})Z_{оп}, ^\circ\text{C} \cdot \text{дб}, \quad (1.1)$$

де  $t_B$  — розрахункова температура внутрішнього повітря, приймаємо  $18^\circ\text{C}$ ;

$t_{оп}$  і  $Z_{оп}$  — середня температура і тривалість періоду з середньою добовою температурою повітря менш  $8^\circ\text{C}$ .

$$ГД_{оп} = (18 - (-3)) \times 218 = 4578 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot \text{дб}$$

$$\text{Для } ГД_{оп} = 4000, \quad R_0^{TP} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

$$\text{Для } ГД_{оп} = 6000, \quad R_0^{TP} = 3,5 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

$$\text{Інтерполяцією отримуємо } R_0^{TP} = 2,88 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

Визначаємо термічний опір огорожувальної конструкції:

$$R_k^1 = \delta_1^1/\lambda_1 + \delta_2^1/\lambda_2 = 0,770/0,87 + \delta_2^1/0,037 = 0,885 + \delta_2^1/0,037, \quad (1.2)$$

де  $R_k$ ,  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ , - термічний опір, товщина цегляної кладки, шукана товщина утеплювача для стін товщиною 770 мм.

Загальний опір теплопередачі:

$$R_{об} = R_B + R_k + R_H, \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}, \quad (2.3)$$

де  $R_B$  - величина, зворотна коефіцієнту теплосприйняття, що визначається за формулою:

$$R_B = \frac{1}{\alpha_B} = \frac{1}{8,7} = 0,115, \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} = (2.4)$$

$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  — коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні;

$R_k$  - сумарний опір теплопередачі матеріалів стіни,  $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ ;

$R_H$  - величина, зворотна коефіцієнту теплопередачі, що визначається за формулою:

$$R_H = \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{23} = 0,043, \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}, \quad (1.3)$$

$\alpha_B = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{С}$  - коефіцієнт теплопередачі для зимових умов зовнішньої поверхні.

Виходячи з умови  $R_{об} > R_0^{TP}$  визначаємо товщину утеплювача  $\delta_2$ :

$$0,115 + (0,885 + \delta_2^1/0,037) + 0,043 > 2,88 \quad \delta_2^1 > 0,067 \text{ м},$$

приймаємо  $\delta_2 = 0,07 \text{ м}$ ;

В результаті розрахунку ми отримали наступні дані:

- для стін товщиною 770 мм використовуємо мінераловатні плити на основі базальтового волокна типу “ROCKWOOL” товщиною  $\delta = 0,1 \text{ м}$ ;

## РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

### 2.1 Розрахунок ферми, використовуваної для покриття будівлі в осях 10-17

#### 2.1.1. Вихідні дані для проектування кроквяної трикутної металодерев'яної ферми ФС-1

- 1) Місце будівництва - місто Дубно.
  - 2) Група конструкції - Б2.
  - 3) Умови виготовлення: виготовлення та збирання ферм відбувається на будівельному дворі.
  - 4) Матеріали конструкції:
    - ОСБ балки з вологістю не більше 20%;
    - сталь класу В Ст3сп5 ГОСТ 380-71 \*.
  - 5) Кут нахилу даху:  $\alpha = 22^\circ$ .
  - 6) Крок кроквяних ферм:  $B = 2$  (м).
  - 7) Проліт ферми:  $L_\phi = 11,9$  (м).
  - 8) Найменша висота:  $H_\phi = \frac{L_\phi}{5} = 2,38$  (м).
- Остаточню приймаю  $H_\phi = 2,4$  (м).
- 9) Навантаження, які беруться до уваги для розрахунку кроквяних ферм:
    - постійні (власна вага, вага покриття);
    - тимчасові (сніг);
    - короткочасні (монтажні).

Навантаження від вітру не враховується, так як тиск вітру при куті нахилу даху розвантажує конструкцію.

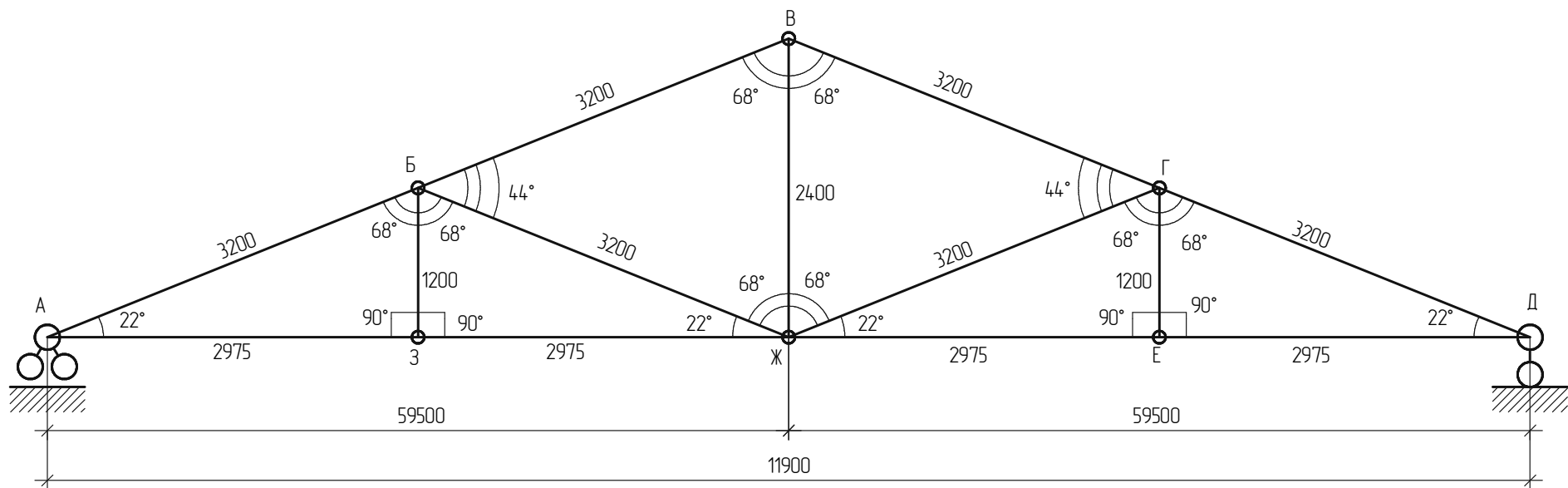


Рис. 2.1 Геометрична схема ферми марки ФС-1. Масштаб М1:50.

Таб.2.1 Зведена таблиця зусиль, що виникли в стержнях ферми марки ФС-1 від чотирьох завантажень

Елементи Ферми марки ФС- 1	Найменування стрижнів	1 випадок (Вага покриття, сніг)	2 випадок (Сніг)	3 випадок (Сніг)	4 випадок (власна вага ферми)
Верхній пояс	$N_{AB}$	-4,4	-3,0	-4,8	-9,0
	$N_{BB}$	-3,0	-1,5	-3,0	-6,0
	$N_{BG}$	-3,0	-1,5	-3,0	-6,0
	$N_{GD}$	-4,4	-1,5	-4,0	-9,0
Нижній пояс	$N_{DE}$	+4,2	+1,4	+3, 8	+8,3
	$N_{EJ}$	+4,2	+1,4	+3, 8	+8,3
	$N_{JZ}$	+4,2	+2,8	+4, 5	+8,3
	$N_{ZA}$	+4,2	+2,8	+4, 5	+8,3
Тяжі	$N_{BZ}$	0	0	0	+1,0
	$N_{BJ}$	+1,0	+0,5	+1, 0	+3,0
	$N_{GE}$	0	0	0	+1,0
Розкоси	$N_{BJ}$	-1,5	-1,5	-2,0	-3,0
	$N_{GJ}$	-1,5	0	-1,2	-3,0

### 2.1.2 Визначення навантажень, що діють на ферму ФС-1

Щоб знайти значення навантажень  $P$  на кроквяну ферму, обчислюю власну вагу кроквяної ферми, розраховую обрешітку. А потім обчислюють



вузлові навантаження Р і знаходжу найбільші зусилля в стержнях ферми марки ФС-1.

### 2.1.3 Розрахунок обрешітки даху

Відповідно до вимог ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Норми проектування», обрешітку розраховую на міцність і прогин: 1) від постійного і тимчасового (снігового) навантаження (розрахунок на міцність і прогин);

2) від постійного і тимчасовою (від зосередженого вантажу) - розрахунок тільки на міцність.

Крок обрешітки прийнятий 250 (мм), переріз (попередній) 100x50 (мм), розрахунковий проліт становить 1,9 (м).

Збір навантажень:

1) Снігове навантаження  $S_P = S_o \cdot \mu = 240 \cdot 1 = 240 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}^2};$

$$S_H = S_P \cdot 0,7 = 168 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}^2}.$$

2) Вага листів оцинкованого заліза:

$$q_{Hкр} = 0,00055 \cdot 7850 = 4,3175 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}^2}; \quad q_{Ркр} = q_{Hкр} \cdot 1,3 = 5,61273 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}^2}.$$

3) Вага однієї дошки обрешітки перерізом 100x50 мм:

$$q_{Hобр} = 0,05 \cdot 0,1 \cdot 600 = 3 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}}; \quad q_{Робр} = 1,3 \cdot q_{Hобр} = 3,9 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}}.$$

4) Вага людини з інструментом:  $P_H = 100 \text{ кґ} \cdot \text{с}; \quad P_P = 1,2 \cdot P_H = 120 \text{ кґ} \cdot \text{с}.$

Розрахункове погонне навантаження на одну дошку обрешітки:

– від снігу, листів покрівлі, обрешітки

$$q_{розр1} = 0,25 \cdot (240 + 5,613) + 3,9 = 65,3 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}};$$

– від листів покрівлі, обрешітки  $q_{расч2} = 0,25 \cdot 5,613 + 3,9 = 5,3 \frac{\text{кґ} \cdot \text{с}}{\text{м}}.$

Нормативна погонне навантаження на одну дошку обрешітки:

$$q_H = 0,25 \cdot (168 + 4,32) + 3,0 = 46,0 \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{м}}.$$

Розглядаю перший випадок завантаження:  $M_{\max} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} = \frac{65,3 \cdot 1,9^2}{8};$

$$M_{\max} = 29,466625 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{м)};$$

$$W_{HT} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 5^2}{6} = 41,66 \text{ (см}^3\text{)}; \sigma_H = \frac{M_H}{W} = \frac{2946,6625}{41,66} = 70,72 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right);$$

$$f = \frac{2,13 \cdot q_H \cdot \ell^4}{384 \cdot J_X} = \frac{2,13 \cdot 0,46 \cdot 190^4}{384 \cdot 100000 \cdot 104,16} = 0,32 \text{ (см)} < f_{\text{пр}};$$

$$f_{\text{пр}} = \frac{1}{150} \cdot L = \frac{190}{150} = 1,267 \text{ (см)}.$$

Розглядаю другий випадок завантаження:

$$M_{\text{наиб}} = 0,07 \cdot q \cdot \ell^2 + 0,207 \cdot P_p \cdot \ell;$$

$$M_{\text{наиб}} = 0,07 \cdot 5,3 \cdot 1,9^2 + 0,207 \cdot 120 \cdot 1,9 = 48,5 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{м)};$$

$$\sigma_H = \frac{4850}{41,66} = 116,42 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

Остаточно приймаю переріз обрешітки 100х50 (мм) з дошки сосни, з розрахунковим опором згину  $R_{зг} = 130 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right)$ , II сорту.

#### **2.1.4 Визначення орієнтовної ваги ферми ФС1 (переріз елементів якої прийнято попередньо).**

1) Нижній пояс:  $0,25 \cdot 0,2 \cdot 800 \cdot 13 = 520 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

2) Верхній пояс:  $0,2 \cdot 0,2 \cdot 800 \cdot 13 = 416 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

3) Розкоси:  $0,2 \cdot 0,15 \cdot 800 \cdot 6,5 = 156 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

4) Дерев'яні накладки:  $0,25 \cdot 0,1 \cdot 800 \cdot 3 = 60 \text{ (кг} \cdot \text{с)},$

$$0,2 \cdot 0,1 \cdot 800 \cdot 6 = 96 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

$$0,2 \cdot 0,1 \cdot 800 \cdot 2 = 32 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

5) Підбалка дерев'яна:  $0,2 \cdot 0,15 \cdot 800 \cdot 3 = 72 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

6) Металічні тяжі:  $\frac{3,14 \cdot 0,03^2}{4} 8500 \cdot 6 = 36 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

7) Шпильки:  $\frac{3,14 \cdot 0,016^2}{4} 8500 \cdot 100 \cdot 0,6 = 102 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

8) Інші металовироби:  $q_{\text{пр}} = 70 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

Нормативна вага ферми:  $q^H = 1560 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

Тоді вузлове навантаження:  $P_{\text{взл}} = \frac{q^P}{8} = \frac{2400}{8} = 300 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

Визначення вузлових навантажень від ваги обрешітки і покрівлі по фермі марки ФС-1.

Для розрахунку умовно приймаю, що обрешітка виконана суцільною.

Тоді:

– нормативне навантаження від обрешітки на вузол:

$$q_{\text{обр}} = 3,2 \cdot 2 \cdot 800 \cdot 0,05 = 256 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

– навантаження від покрівлі на

$$\text{вузол: } q_{\text{кр}} = 0,00055 \cdot 8500 \cdot 3,2 \cdot 2 = 30 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

Вузлове розрахункове навантаження дорівнює:

$$P_{\text{взл}} = (256 + 30) \cdot 1,3 = 371,8 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

Приймаю  $P_{\text{взл}} = 372 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

Визначення розрахункового вузлового навантаження від ваги снігового покриву.  $Q_{\text{CH}} = 240 \cdot 2 \cdot 3,2 = 1536 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$  Приймаю  $Q_{\text{CH}} = 1540 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$

### **2.1.5 Визначення найбільших (розрахункових) нормальних зусиль в елементах ферми ФС-1**

1) Верхній пояс:

$$N = 300 \cdot 9 + 1540 \cdot 4,8 + 372 \cdot 4,4 = 2700 + 7392 + 1636,8 = 11728,8 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

Приймаю  $N_{BP} = 11730$  (кг · с).

2) Нижній пояс:

$$N = 300 \cdot 8,3 + 1540 \cdot 4,5 + 372 \cdot 4,2 = 2490 + 6930 + 1562,4 = 10982,4 \text{ (кг · с)}$$

Приймаю  $N_{HP} = 10990$  (кг · с).

3)

Розкоси:  $N = 300 \cdot 3 + 1540 \cdot 2 + 372 \cdot 1,5 = 900 + 3080 + 558 = 4538$  (кг · с).

Приймаю  $N_p = 4540$  (кг · с).

4) Тяжі:  $N_1 = 300 \cdot 3 + 1540 \cdot 1 + 372 \cdot 1 = 2812$  (кг · с).

Приймаю  $N_1 = 2820$  (кг · с),  $N_2 = 300 \cdot 2 = 600$  (кг · с).

5) Опорна реакція:

$$R_A = 300 \cdot 4 + 1540 \cdot 2,25 + 372 \cdot 2 = 1200 + 3465 + 744 = 5409 \text{ (кг · с)}.$$

Приймаю  $R_A = 5410$  (кг · с).

### 2.1.6 Розрахунок ферми марки ФС-1 по першій групі граничних станів

1) Визначення площі поясів

1.1) Верхній пояс

Передача навантаження на верхній пояс - позавузлове, працює на стиск з вигином.

Розраховується з урахуванням дії згинального моменту за формулою:  $\frac{N}{F_{PACЧ}} + \frac{M_D}{W_{PACЧ}} \leq R_c$ .

Задаюся січенням верхнього пояса 200x200 (мм).

Величина обстругування становить 3 (мм) з кожного боку. Тоді

$$F_{Pозp} = 19,4 \cdot 19,4 = 376,36 \text{ (см}^2\text{)}. W_{Pозp} = 1216,89 \text{ (см}^3\text{)}.$$

$$M_{\mathcal{D}} = \frac{M}{\xi}; \quad \xi = 1 - \frac{N}{\phi \cdot R_C \cdot F_{\text{розр}}}; \quad \lambda = \frac{\ell_0}{r}; \quad \ell_0 = \ell \cdot \mu_0; \quad r = \sqrt{\frac{J_X}{F_{\text{розр}}}};$$

$$J_X = 11803,90413 \text{ (см}^4\text{)}; \quad \ell_0 = 3,2 \cdot 1 = 3,2 \text{ (м)}; \quad r = \sqrt{\frac{11803,9}{376,36}} = 5,6 \text{ (см)};$$

$$\lambda = \frac{320}{5,6} = 57,14 < 70. \text{ Тоді}$$

$$\phi = 1 - a \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{57,14}{100}\right)^2 = 1 - 0,26122 = 0,73877551.$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\phi \cdot R_C \cdot F_{\text{розр}}} = 1 - \frac{11730}{0,738 \cdot 150 \cdot 376,36} = 1 - 0,28124888 = 0,71871119.$$

Визначення згинального моменту в верхньому поясі:

$$q = 2 \cdot (240 + 39 + 5,61275) + 100 = 670 \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{м}}.$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} = \frac{670 \cdot 3,2^2}{8} = 85760 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)}.$$

$$M_{\mathcal{D}} = \frac{M}{\xi} = \frac{85760}{0,718751119} = 119318,0751 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)}.$$

$$\frac{N}{F_{\text{розр}}} + \frac{M_{\mathcal{D}}}{W_{\text{розр}}} \leq R_C = 150 \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}$$

$$\frac{11730}{376,76} + \frac{119318,0751}{1216,89} = 31,1669678 + 9805165225 = 129,21862 \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \leq R_C = 150 \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}.$$

Розрахунок на стійкість плоскої форми деформування стиснуто-зігнутих елементів:

$$\frac{N}{\phi \cdot R_C \cdot F_{\text{БР}}} + \left(\frac{M_{\mathcal{D}}}{\phi_M \cdot R_H \cdot W_{\text{БР}}}\right)^n \leq 1; \quad n = 1;$$

$$\phi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{\ell_P \cdot h_{\phi}} \cdot K_{\phi}; \quad K_{\phi} = 1,13; \quad \ell_P = 320 \text{ (см)};$$

$$\phi_M = 140 \cdot \frac{19,4^2}{320 \cdot 19,4} \cdot 1,13 = 9,590875;$$

$$J_Y = J_X = 11803,90413 \text{ (см}^4\text{)} \Rightarrow \phi = 0,73877551.$$

$$\frac{11730}{0,73877551 \cdot 150 \cdot 376,36} + \frac{11938,0751}{9,590875 \cdot 150 \cdot 1216,89} = 0,3494 < 1.$$

Призначення місця стику верхнього пояса.

Верхній пояс є нерозрізним. У ньому наявні згинальні моменти. Стики слід розташовувати в точках нульових моментів.

$$M_{max} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} = \frac{670 \cdot 3,2^2}{8} = 857,6 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{м)};$$

$$\delta_{11} = \frac{1}{E \cdot J_X} \left( \frac{3,1 \cdot 1}{2} \cdot \frac{8}{3} \cdot 1 + \frac{3,2 \cdot 1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1 \right); \delta_{11} = \frac{2,133333333}{E \cdot J_X};$$

$$\Delta_{1P} = -\frac{1}{E \cdot J_X} \left( \frac{670 \cdot 3,2^3}{12} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 2 \right); \Delta_{1P} = -\frac{1829,546667}{E \cdot J_X};$$

$$\delta_{11} \cdot m_1 + \Delta_{1P} = 0; \cdot m_1 = \frac{1829,546667}{2,133333333} = 857,6 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{м)};$$

Деформативність:

$$\theta = \frac{1}{E \cdot J_X} \left( -\frac{670 \cdot 3,2^3}{12} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 2 + \frac{857,6 \cdot 3,2}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 2 \right) = \frac{1}{E \cdot J_X} \cdot (-1,829,546667 + 1829,546667) = 0;$$

Статична невизначеність розкрита правильно.

$$\Sigma M_B = 0;$$

$$V_A = \frac{670 \cdot 3,2 \cdot 1,6 - 857,6}{3,2}; V_A = 804 \text{ (кг} \cdot \text{с)};$$

$$\Sigma M_A = 0; R_B = \frac{670 \cdot 3,2 \cdot 1,6 + 857,6}{3,2} = 1340 \text{ (кг} \cdot \text{с)};$$

$$\Sigma M_B = 0; V_A \cdot z - q \cdot z^2 / 2 = 0; z \cdot (V_A - q \cdot z / 2) = 0; z = 2 \cdot V_A / q = 2,4 \text{ (м)}.$$

1.2) Нижній пояс.

Площа попередньо призначається за формулою:

$$F = \frac{N}{R_p \cdot 0,6} = \frac{10990}{70 \cdot 0,6} = 262 \text{ (см}^2\text{)}$$

Для розрахунку приймаю пояс перерізом 200x250 (мм).Тоді  $F_{розр}$  з урахуванням обстругування буде  $F_p = 19,4 \cdot 24,4 = 473,36 \text{ (см}^2\text{)}$ .

## 2) Розрахунок опорного вузла.

Стик верхнього і нижнього пояса здійснюється за допомогою лобової врубки з одним зубом.

$$N_{3M} \leq R_{3M\alpha} \cdot F_{3M} \text{ (на зминання). } N_{CK} \cdot \cos \alpha \leq R_{CK}^{CP} \cdot F_{CK} \text{ (на сколювання).}$$

$$R_{3M\alpha} = \frac{R_{3M}}{1 + \left(\frac{R_{3M}}{R_{3M90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{150}{1 + \left(\frac{150}{30} - 1\right) \cdot \sin^3 22^\circ} = 129,8 \left(\frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}\right).$$

$$\text{Глибина врубки } h_{BP} \leq \frac{h_{CIЧ}}{3}; h_{BP} = \frac{24,4}{3} = 8,1 \text{ (см)}.$$

$$\text{Приймаю } h_{BP} = 8 \text{ (см)}. F_{3M} = 8 \cdot 19,4 = 155,2 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$N_{3M} = 11730 \leq 129,8 \cdot 155,2 = 20144,96 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

$$\text{Довжина сколювання: } \ell_{3M} \geq 1,5 \cdot h_{3M} = 1,5 \cdot 24,4 = 36,6 \text{ (см)}.$$

$$\text{Приймаю } \ell_{CK} = 40 \text{ (см)}. F_{CK} = 19,4 \cdot 40 = 776 \text{ (см}^2\text{)}.$$

$$R_{CK}^{CP} = \frac{R_{CK}}{1 + \beta \cdot \frac{\ell_{CK}}{e}}; \quad \beta = 0,25; \quad e = 0,5 \cdot h = 12,5 \text{ (см)}; \quad R_{CK} = 21 \left(\frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}\right);$$

$$\ell_{CE} = 40 \text{ (см)};$$

$$R_{CK}^{CP} = \frac{21}{1 + 0,25 \cdot \frac{40}{12,5}} = \frac{21}{1,8} = 11,66 \left(\frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}\right); \quad 11730 \cdot \cos 22^\circ > 11,66 \cdot 776;$$

$11036,53 \text{ (кг} \cdot \text{с)} > 9048 \text{ (кг} \cdot \text{с)}$ , тобто сколювальні зусилля більше несучої здатності врубки по сколюванню.

Тоді приймаю переріз верхнього і нижнього поясів 250x250 (мм). Тоді при  $\ell_{CK} = 51 \text{ (см)}; F_{CK} = 24,4 \cdot 51 = 1244,4 \text{ (см}^2\text{)};$

$$R_{CK}^{CP} = \frac{R_{CK}}{1 + \beta \cdot \frac{\ell_{CK}}{e}} = \frac{21}{1 + 0,25 \cdot \frac{51}{12,5}} = 10,396 \left(\frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}\right);$$

$$11730 \cdot \cos 22^\circ \leq 1244,4 \cdot 10,396; 11036,53 \text{ (кг} \cdot \text{с)} \leq 12936,7824 \text{ (кг} \cdot \text{с)} -$$

умова міцності лобової врубки на сколювання задовольняється.

Найменша довжина настінного бруса під опорний вузол ферми ФС-1:

$$\ell_{BP} = \frac{R_A}{b \cdot R_{KL}} = \frac{5410}{24,4 \cdot 25} = 88,68 \text{ (см)}. \text{ Приймаю } \ell_{BP} = 1 \text{ (м)}.$$

$$\text{Найменша ширина бруса: } b = \frac{R_A}{b \cdot R_{3M90}} = \frac{5410}{24,4 \cdot 18} = 12,3 \text{ (см)}.$$

Найменша товщина настінного бруса:

$$\delta = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b_{ПОД} \cdot m_K \cdot R_{II}}}; M = \frac{R_A \cdot (\ell_{ПОД} - b)^2}{8 \cdot \ell_{II}};$$

$$M = \frac{5410 \cdot (100 - 20)^2}{8 \cdot 100} = 43280 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)}; \delta = \sqrt{\frac{6 \cdot 43280}{20 \cdot 1 \cdot 130}} = 9,99 \text{ (см)}.$$

Остаточно приймаю переріз настінного бруса 200x200 (мм).

## 2.2 Розрахунок вузлів ферми ФС-1

Вузол В.

Коньковий вузол В перекривається двома накладками товщиною 125 (мм). Ширина і довжина - в залежності від розташування болтів (шпильок) в накладці і їх діаметру.

Вузли Б,Г,Ж.

Стики вузлів перекриваються подвійними дерев'яними накладками. Болти (шпильки) призначаються з розрахунку. Приймаю  $d_{III} = 20$  (мм). Визначаю несучу здатність двохзрізного нагеля за формулами.

$$T_3 = 180 \cdot d^2 + 2 \cdot a^2 = 180 \cdot 2^2 + 2 \cdot 10^2 = 920 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

$$T_C = 50 \cdot c \cdot d = 50 \cdot 24,4 \cdot 2 = 2440 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

$$T_A = 80 \cdot c \cdot d = 80 \cdot 12,5 \cdot 2 = 2000 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

Необхідна кількість шпильок при  $T = 920$  (кг · с):



$$h_H = \frac{N}{h_{CP} \cdot T_{МИН}} = \frac{11730}{2 \cdot 920} = 6,375 \text{ (шт)}. h_B = \frac{N}{h_{CP} \cdot T_{МИН}} = \frac{10990}{2 \cdot 920} = 5,97 \text{ (шт)}.$$

Для верхнього пояса - 6 шпильок з кожного боку стику, для нижнього пояса - 9 шпильок з кожного боку стику.

Визначаю шайби для шпильок: довжина  $a = 3,5 \cdot d = 7 \text{ (см)}$ , товщина  $c = 0,5 \cdot d = 1 \text{ (см)}$ . Приймаю шайбу 80x80x10 (мм).

Розрахунок розкосів і тяжів.

Січення розкосу призначаю 250x150 (мм). Розрахунок на міцність:

$$\frac{N}{F_{HT}} \leq R_c.$$

$$F_{HT} = 24,4 \cdot 14,4 = 351,36 \text{ (см}^2\text{)}; \frac{4540}{351,36} = 12,92 < R_c = 130 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

$$\text{Розрахунок на міцність: } \frac{N}{F_{HT} \cdot \phi} \leq R_c.$$

$$\ell_0 = 320 \text{ (см)}; r = \sqrt{\frac{J_Y}{F_H}} = \sqrt{\frac{6071,5008}{351,36}} = 4,156 \text{ (см)};$$

$$L = \frac{320}{4,156} = 76,98 > 70 \Rightarrow \varphi = \frac{3000}{\lambda^2}; \varphi = \frac{3000}{76,98^2} = 0,50625;$$

$$\frac{N}{F_{HT} \cdot \phi} = \frac{4540}{0,50625 \cdot 351,36} = 25,5 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) < R_c.$$

Глибина врізки розкосів у верхній пояс:

$$h_{BP_{МИН}} = \frac{N_{BP} \cdot \cos \alpha}{b \cdot R_{3M\alpha}} = \frac{4540 \cdot \cos 22^\circ}{25 \cdot 129,8} = 1,32 \text{ (см)}.$$

$$h_{BP} \leq \frac{h_{ПОЯСА}}{4} = \frac{24,4}{4} = 6,1 \text{ (см)}. \text{ Приймаю } h_{BP} = 5 \text{ (см)}.$$

$$\text{Переріз тяжів визначаю за формулою: } F_{HT} = \frac{N}{m \cdot m_c \cdot R_p};$$

$$R_p = 1200 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right); m = 0,9; m_c = 0,95.$$

$$F_{HT1} = \frac{2820}{0,9 \cdot 0,95 \cdot 1200} = 2,74 \text{ (см}^2\text{)}; F_{HT2} = \frac{600}{0,9 \cdot 0,95 \cdot 1200} = 0,584 \text{ (см}^2\text{)}.$$

З огляду на відхилення від заводських розмірів (до 1 мм), а також ослаблення перерізу різьбленням (до 20%) обчислюють уточнені площі:

$$F_{HT1} = 2,74 + 0,578 + 0,1 = 3,388 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Для стрижня ВЖ приймаю по ГОСТ 2590-88 «Прокат сталевий гарячекатаний» тяж діаметром  $d_1 = 25$  (мм) з площею перерізу

$$F_1 = 4,909 \text{ (см}^2\text{)}.$$

$$F_{HT2} = 0,584 + 0,1168 + 0,1 = 0,8 \text{ (см}^2\text{)}.$$

По ГОСТ 2590-88 приймаю діаметр  $d_2 = 15$  (мм),  $F_2 = 1,767 \text{ (см}^2\text{)}.$

Перевірка поясів ферми ФС-1 по ослабленим перерізам.

Верхній пояс.

Розрахункова несуча здатність верхнього поясу по стійкості:

$$m_C \cdot \phi \cdot R_C \cdot F_{Pozp} > N_{Найб}; \quad F_{PACЧ} = 24,4 \cdot 24,4 = 595,36 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$r = \sqrt{\frac{J}{A}} = 7,04;$$

$$\lambda = \frac{320}{7,04} = 45,4 < 70 \Rightarrow \phi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2;$$

$$\phi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{45,4}{100}\right)^2 = 1 - 0,16 = 0,8351072; 0,8351072 \cdot 0,9 \cdot 150 \cdot 595,36 > N;$$

$$67120,57 \text{ (кг} \cdot \text{с)} > 11730 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

Перевірка по ослабленому перерізу:  $F_{OCL} = \ell \cdot d \cdot h = 25 \cdot 2 \cdot 2 = 100 \text{ (см}^2\text{)}.$

$$F_{HT}^{(OCL)} = 595,36 - 100 = 495,36 \text{ (см}^2\text{)}.$$

$$\frac{N}{F_{HT}^{(OCL)}} = \frac{11730}{495,36} = 23,7 \left(\frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}\right) < R_C = 150 \left(\frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2}\right).$$

Визначаю  $M_D = \frac{M}{\xi}$ , тоді  $M$  рівний

$$g^P = 670 + 0,25 \cdot 0,25 \cdot 800 \cdot 1,3 = 735 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{м}} \right);$$

$$M = \frac{g^P \cdot \ell^2}{8} = \frac{735 \cdot 3,2^2}{8} = 940,8 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{м)}; r = 7,04; \lambda = 45,4; \phi = 0,8351072;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\phi \cdot R_C \cdot F_{BP}} = 1 - \frac{11730}{0,8351072 \cdot 150 \cdot 495,36} = 1 - 0,18 = 0,810964404;$$

$$M_D = \frac{M}{\xi} = \frac{94080}{0,810964404} = 116010,024 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)};$$

$$W_P = \frac{24,4 \cdot 22,4^2}{6} = 2040,490667 \text{ (см}^3\text{)}; \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_D}{W_P} \leq R_C = 150 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\frac{11730}{495,36} + \frac{116010,024}{2040,490667} = 23,67974806 + 56,85398415 = 80,5337 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) < R_C = 150 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

Остаточно приймаю переріз верхнього поясу 250x250 (мм) з деревини сосни

II сорту з розрахунковим опором  $150 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right)$ .

Нижній пояс.

$F_{HT} = 495,36 \text{ (см}^2\text{)}$  (з урахуванням ослаблення).

$$\frac{N_P}{F_{HT}} \leq R_P = 70 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right); \frac{10990}{495,36} = 22,18 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

Розрахункова несуча здатність нижнього пояса на розтяг перевіряється за формулою:  $m_P \cdot R_P \cdot F_{HT} > N_{НАИБ}$ ;  $m_D = 0,8$ ;

$$0,8 \cdot 70 \cdot 495,36 > 10990 \text{ (кг} \cdot \text{с)}; 27740,16 \text{ (кг} \cdot \text{с)} > 10990 \text{ (кг} \cdot \text{с)}.$$

Перевірка на зминання деревини під шайбою тяжа ВЖ.

$$N_P = 2820 \text{ (кг} \cdot \text{с)}; F_{Ш} = 100 \text{ (см}^2\text{)}; \delta = 14 \text{ (мм)}.$$

$$R_{3M90} = 40 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) \text{ під шайбою при } \alpha = 60^\circ \div 90^\circ;$$

$$\frac{N}{F_{HT}} \leq R_{3M90}; F_{HT} = 100 - \frac{3,14 \cdot 2,6^2}{4} = 94,7 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$\frac{2840}{94,7} = 29,78 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) < R_{3M90} = 40 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

Остаточно приймаю переріз поясів 250х250 (мм), розкосів - 250х150 (мм), виконаних з деревини сосни II сорту з розрахунковими характеристиками не нижче, ніж у таблиці №3 ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Норми проектування»

### 2.3 Розрахунок ферми ФС-1 за граничними станами другої групи

1) Верхній пояс ферми працює як стиснуто-зігнутий. До стиснуто-зігнутих поясів відносяться стрижні, що знаходяться при одночасній дії нормальної сили і згинального моменту. При прогині стрижня, крім основного згинального моменту  $M$ , з'являється додатковий момент  $N \cdot f$  від дії нормальної сили, що створює додатковий прогин, який повинен бути врахований в розрахунку. З будівельної механіки відомо, що деформації (прогини) стиснуто-зігнутих стержнів не пропорційні діючим зусиллям і принцип незалежності дії сил (принцип суперпозиції) не може бути використаний при розрахунку таких стрижнів. Розрахунок роблять за формулами:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} + \frac{N \cdot f}{W} \leq R_c = 150 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right);$$

$$f = \frac{f_0}{1 - \frac{N}{N_{\varphi}}}; N_{\varphi} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_x}{\ell^2}; N_{\varphi} = \frac{3,14^2 \cdot 100000 \cdot 29537,8}{320^2};$$

$$N_{\varphi} = 2,84693,6943 \text{ (кг} \cdot \text{с)};$$

$$\lambda = 41,4; r = 7,72 \text{ (см)}; \ell = 320 \text{ (см)} \quad \phi = 0,86; \xi = 0,816;$$

$$M_{\mathcal{D}} = \frac{M}{\xi} = \frac{94080}{0,816} = 115153,9891 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)};$$

$$f_0 = \frac{M_{\mathcal{D}}}{N_0 - N} = \frac{116010,024}{284693,6943 - 11730} = 0,425;$$

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} + \frac{N \cdot f}{W} = \frac{11730}{495,36} + \frac{116010,024}{2040,49} + \frac{11730 \cdot 0,425}{2040,49} = 23,68 + 56,85 + 2,44 = 82,97 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\sigma = 82,97 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) < R_c = \frac{150}{1,2} = 125 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

2) Обчислюю момент нижнього пояса від власної ваги.

$$q_1 = 1,3 \cdot (0,25 \cdot 800 \cdot 12 + 2 \cdot 800 \cdot 0,125 \cdot 0,25 + 0,2 \cdot 0,25 \cdot 800 \cdot 2 + 70) = 1040$$

$$q_1 = 1040 \text{ (кг} \cdot \text{с)}; q = \frac{1040}{12} = 86,7 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{м}} \right);$$

$$\sigma = \frac{N}{F_H} + \frac{M}{W_H} \cdot \frac{[\sigma]}{[\sigma_H]} = \frac{10990}{495,36} + \frac{156060}{2040,49} \cdot \frac{70}{150} = 22,185 + 35,691 = 57,876 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) < R_p = \frac{70}{1,2} = 58,3 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right);$$

3) Визначення зворотного моменту верхнього пояса ферми ФС-1.

Величина ексцентриситету  $N_e \leq 0,4 \cdot M_B$  (не повинна перевищувати 40% від балочного моменту). Балочний момент визначено раніше і становить  $M = 940,8 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{м)}$ .  $N = 11730 \text{ (кг} \cdot \text{с)}$ .

Тоді призначаю  $e = 4 \text{ (см)}$ .

$$11730 \cdot 4 = 46920 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)} = N \cdot e;$$

$$M \cdot 0,4 = 94080 \cdot 0,4 = 37632 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)}.$$

Тоді приймаю  $e = 3 \text{ (см)}$ .

$$N \cdot e = 11730 \cdot 3 = 35190 \text{ (кг} \cdot \text{с} \cdot \text{см)} < M \cdot 0,4.$$

Остаточню приймаю величину ексцентриситету  $e = 30 \text{ (мм)}$ .

4) Обчислення прогину вузла Ж.

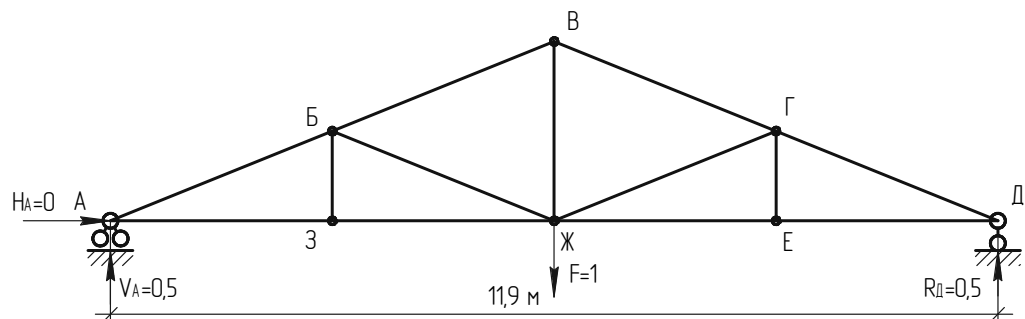


Рис .1.14.

Будуємо епюру нормальних сил ферми ФС-1 від одиничної сили  $F = 1$  для вузла Ж.

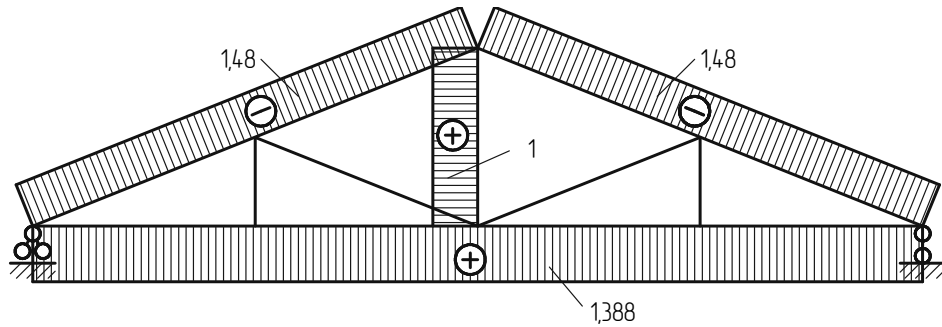


Рис.1.15. Епюра N

Далі, згідно з ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Норми проектування», визначають приведений модуль пружності за формулою:

$$E'_{\text{пр}} = \frac{E'}{(1 + E' \cdot F_{\text{БР}} \cdot \frac{\sum \delta_i}{N_{si} \cdot \ell})}; E' = 300 \cdot R_c = 300 \cdot 150 = 45000 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

$$\sum \delta_{i\text{ВП}} = 1,5 + 2 + 1,5 + 2 + 3 + 3 = 1,0 \text{ (см)}.$$

$$\sum \delta_{i\text{НП}} = 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 4 = 1,0 \text{ (см)}.$$

$$E'_{\text{пр}} = \frac{45000}{(1 + 45000 \cdot 595,36 \cdot \frac{1}{89304 \cdot 1280})} = 36455 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

Прогин ферми обчислюється за формулою:

$$f_{\phi} = \frac{\sum N_i \cdot N_p \cdot \ell}{E_{\text{пр}} \cdot F_{\text{ПОЯСА}}} \leq f_{\text{пр}} = \frac{1}{300} \cdot L_{\phi}; f_{\phi} = 1,722 \text{ (см)}$$

$$f_{\text{пр}} = \frac{1}{300} \cdot L_{\phi} = \frac{1}{300} \cdot 1200 = 4 \text{ (см)}; f = \frac{1}{500} \cdot L_{\phi} = \frac{1}{500} \cdot 1200 = 2,4 \text{ (см)}.$$

Прогин ферми  $f_{\phi} = 1,722 \text{ (см)}$  не перевищує  $\frac{1}{500} \cdot L_{\phi}$  (прольоту ферми).

$$\text{Кроквяний підйом } f_{\text{кр}} \geq \frac{1}{200} \cdot L_{\phi}, f_{\text{СТР}} = 14 \text{ (см)}.$$

## 2.4 Дах над ділянкою будівлі в осях К-П

### 2.4.1 Існуючий дах. Дефекти елементів даху

Дах на цій ділянці двоскатний підкісно-крокв'яної системи. Основними несучими конструкціями даху є: поздовжня рама, що складається зі стійок прогону; підкісно-крокв'яна система, з оперттям крокв на настінний мауерлат зовнішніх стін і прогін рами.

Крок крокв  $1,3 \div 1,8$  м. Всі елементи кроквяної системи, виконані з колод діаметром  $140 \div 180$  мм.

Схема установки елементів кроквяної системи і дефекти, виявлені при обстеженні представлені на рис. 2.1.

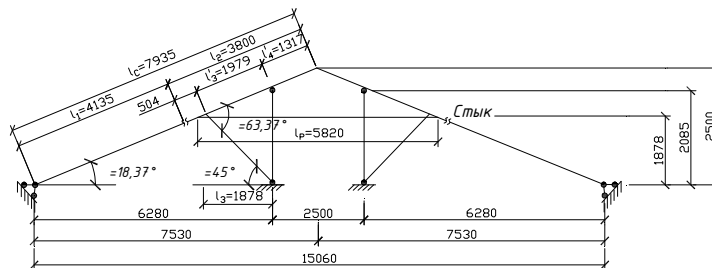


Рис. 2.1 Монтажна схема кров'яних конструкцій даху

#### 2.4.2 Запроектоване конструктивне рішення даху

Несучі конструкції даху передбачається виконати також кроквяної системи, але використовувати при цьому не колоди, а ОСБ-балки. Крок крокв приймаємо рівним 1,5 м, близьким середній величині кроку існуючого покриття. Висоту даху приймаємо –  $h_{\text{ПКР}} = 2,5$  (м).

При цьому кут нахилу крокв (даху) дорівнює:

$$\operatorname{tg} \alpha = 2 \cdot h / \ell = 2 \cdot 2,5 / 15,06 = 0,332; \alpha = 18,37^\circ$$

21-стійка; 23-прогін; 16-лежень; 22-підкіс; 2-крокви; 9-затяжка

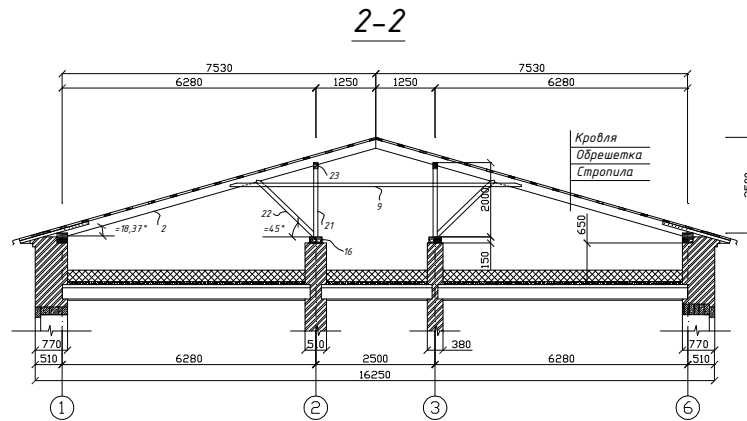


Рис.2.2. Поперечний розріз даху будівлі на ділянці в осях 1-6.

Кут нахилу крокв  $\operatorname{tg} \alpha = 2,5 / 7,53 = 0,332$ ;  $\alpha = 18,366^{\circ} = 18,37^{\circ}$ .

Висота стійки  $h_{\text{СТ}} = 6280 \cdot \operatorname{tg} 18,37^{\circ} = 2085$  (мм).

Довжина крокви (крокв'яної ноги):  $\ell_{\text{C}} = \sqrt{2,5^2 + 7,53^2} = 7935$  (мм);

$$\ell'_4 = \frac{b}{\cos 18,37^{\circ}} = \frac{1250}{0,949} = 1317 \text{ (мм)}; h_{\text{II}} = \ell_3 = \frac{7530}{1 + \operatorname{ctg} \alpha} = 1878 \text{ (мм)};$$

$$\ell'_3 = \frac{\ell_3}{\cos 18,37^{\circ}} = \frac{1878}{0,949} = 1979 \text{ (мм)}; \gamma \alpha = 45^{\circ} + 18,37^{\circ} = 63,37^{\circ}.$$

Довжина затяжки (ригеля):  $\ell_{\text{P}} = (\sqrt{3,296^2 - 1,878^2} + 0,2) \cdot 2 = 5820$  (мм).

### 2.4.3 Розрахунок крокв

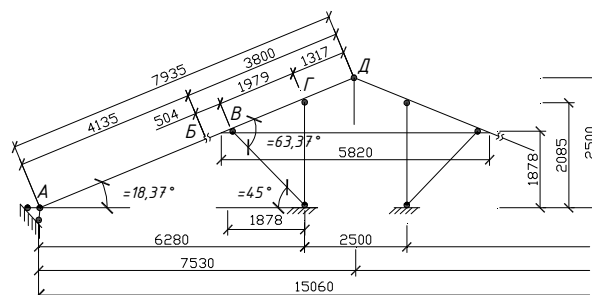




Рис 2.8. Геометрична характеристика крокв'яної системи

Погонне навантаження на крокви:  $q = q_T \cdot b = 242,1 \cdot 1,5 = 363,1$  (кг · с/м),

$b$  – крок крокв.

Тоді  $q_1 = 363,1 / \cos \alpha = 382,6$  (кг · с/м).

Складові від навантаження  $q$ :

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 363,1 \cdot \cos 18,37^\circ = 344,6 \text{ (кг · с/м)};$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 363,1 \cdot \sin 18,37^\circ = 114,4 \text{ (кг · с/м)}.$$

Розрахунок нижньої ділянки крокви.

Опорні реакції  $R_A = R_B = 382,6 \cdot 3,924 / 2 = 750,6$  (кг · с);

$$M_1 = 344,6 \cdot 4,135^2 / 8 = 736,5 \text{ (кг · с · м)};$$

$$N = q_y \cdot 4,135 = 114,4 \cdot 4,135 = 473 \text{ (кг · с)};$$

$$R_B = R_B + q \cdot (0,504 + \frac{1,979}{2}) = 750 + 363,1 \cdot 1,49 = 1291 \text{ (кг · с)};$$

$$R_G = q \cdot \frac{1,979 + 1,317}{2} = 363,1 \cdot 1,64 = 595,4 \text{ (кг · с)};$$

$$R_D = q \cdot \frac{1,317}{2} = 363,1 \cdot 0,66 = 240 \text{ (кг · с)}.$$

Згинальний момент на опорі  $R_A$  від навантаження  $q_1$  на ділянці В-Д:

$$M_G = \frac{382 \cdot (1,878^3 + 1,25^3)}{8 \cdot (1,878 + 1,25)} = 130,9 \text{ (кг · с · м)}.$$

З урахуванням впливу сили  $R_B$  і навантаження  $q_1$  на ділянці Б-В момент  $M_G$  зменшиться. По довжині кроквяної ноги  $M_{MAX} = 736,5$  (кг · с · м) (в середині нижнього елемента), оскільки переріз крокви будемо приймати однаковим, то розрахунок виконуємо по  $M_{MAX}$ .

Приймаються розмір кроквяної ноги 65x280(h) (мм).

$$W_x = 633 \text{ (см}^3\text{)}; J_x = 7119 \text{ (см}^4\text{)};$$

$$A = 168,7 \text{ (см}^2\text{)}$$

$$\sigma = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1}{W \cdot \xi} = \frac{236,5}{168,7} + \frac{73650}{633 \cdot 0,95} = 123,9 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) < 130 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right),$$

$$\text{де } \xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot A \cdot R_c} = 1 - \frac{123,4^2 \cdot 236,5}{3000 \cdot 168,7 \cdot 130} = 0,95,$$

$$\text{де } \lambda = \frac{\ell_0}{\sqrt{\frac{J_x}{A}}} = \frac{413,5}{\sqrt{\frac{7119}{633}}} = 123,4.$$

$N_1 = 0,5 \cdot N = 0,5 \cdot 473 = 236,5 \text{ (кг} \cdot \text{с)}$  – нормальна сила в перерізі з  $M_{MAX}$ .

Умова міцності крокви січенням 65x280(h) (мм) задовольняється.

Прогин нижньої ділянки крокви:

$$\frac{f}{e'} = \frac{5 \cdot q^H \cdot \ell^3}{384 \cdot E \cdot J_y} = \frac{5 \cdot 3,631 \cdot 413,5^3}{384 \cdot 10^5 \cdot 7119} = \frac{1}{213} < \left[ \frac{1}{200} \right]$$

Умова деформації крокви дотримується.

#### 2.4.4 Стійка

Навантаження на стійку  $P = 2 \cdot R_r = 595,4 \cdot 2 = 1191 \text{ (кг} \cdot \text{с)}$

Довжина стійки –  $\ell = 2085 \text{ (мм)}$ . Січення стійки приймаємо як і підкоса – 75x125 (мм);

$$A = 7,5 \cdot 12,5 = 93,7 \text{ (см}^2\text{)}; J_x = 12,5 \cdot 7,5^3 / 12 = 439 \text{ (см}^4\text{)};$$

$$\lambda = \frac{208,5}{\sqrt{\frac{439}{93,7}}} = 96,3; \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{96,3^2} = 0,32;$$

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} = \frac{1191}{0,32 \cdot 93,7} = 39,7 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right) < 130 \left( \frac{\text{кг} \cdot \text{с}}{\text{см}^2} \right).$$

## РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

### 3.1 Загальні дані

Плита OSB - плита дерев'яного походження, розроблена спеціально для будівництва, витісняє фанеру і ДСП. Головна відмінність плит OSB від інших матеріалів - в їх особливій міцності.

Плита OSB виготовляється переважно з хвойних порід дерев. При навантаженні довга переплетена тріска передає навантаження одна одній, утворюючи єдиний конструкційний елемент, вільний від концентраторів напружень і поєднує в собі високу міцність з високою еластичністю, за рахунок чого в плиті міцно утримуються шурупи, цвяхи, будівельні скоби та інші елементи кріплення.

Високі технічні характеристики OSB плити забезпечуються волокнистістю деревини, вирівнюванням плоскої тріски в шарах і зчепленням шарів тріски між собою, сполучною смолою, високою температурою і тиском пресування, а просочення парафіновою емульсією забезпечує високу стійкість до мінливих погодних умов.

OSB плита відрізняється стабільністю форми, великою стійкістю до погодних умов, до ударів, глушіння звуків, податливістю до обробки та переробки. Мікроструктура зчепленої тріски оберігає краї плити від обламування при з'єднанні країв цвяхами і дає жорсткість і стійкість до вигину і відрізування - це дуже важливі характеристики в скелетному будівництві.

Двотаврова балка з OSB плити ідеально підходить для каркасу дахів, перекриттів і стін. Вантажопідйомність балок дозволяє витримувати високі навантаження при великих прольотах. Завдяки малій власній вазі монтаж балок простий (не потрібно підйомний кран) і не займає багато часу в порівнянні з монтажем залізобетонних балок або балок з цільної деревини.

Ширина полиці двотаврової балки полегшує монтаж, а можливість виконання отворів в полотні балки полегшує проводку різних інженерних систем.

Виняткові параметри балок з OSB плити є результатом властивостей характерних для двотаврового перерізу, а також високої якості складових матеріалів - шарів з клеєного дерева і полотна з плити OSB 3. Складові елементи балки піддаються пресуванню в спеціальних пресах з використанням водостійких клеїв, завдяки чому вони досягають високу жорсткість і гарантовану стабільність розмірів.



Рис. 3.1. Двотаврова балка Kronopol I-BEAM

До недоліків даної конструктивної форми можна віднести необхідність спеціального обладнання для влаштування пазів і пресів для витримки конструкції балки на період висихання клею.

### **3.2 Методика випробувань**

У лабораторії були проведені випробування складених дерев'яних балок прольотом 1.5 метри наступного конструктивного рішення:

- клеєфанерна балка з плоскою стінкою, вклеєною в паз, що розташований в полках з цільної деревини;
- складена балка з поясами з дерев'яних брусків з'єднаних зі стінкою з OSB на шурупах.

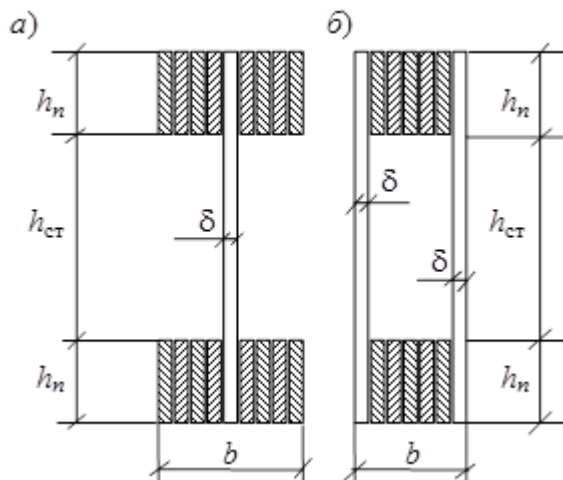


Рис.3.2 Загальний вигляд поперечного перерізу балки із стінкою з OSB плити

Для виготовлення балки були використані наступні матеріали:

- чотири соснових дерев'яні бруски перерізом 30 x 30 мм;
- полотно з плити OSB 3 товщиною 6 мм і розмірами поперечного перерізу 200 x 2000 мм;
- Металеві шурупи - саморізи діаметром 6 мм.

Дерев'яні елементи перед складанням балки піддавалися попередній обробці. Далі бруски поясів з'єднувалися зі стінкою за допомогою струбцин.

Після чого проводилася розмітка під металеві шурупи - саморізи з кроком 50 мм. Перед установкою саморізів висвердлюються отвори діаметром 2 мм для запобігання розколювання дерев'яних брусків і розтріскування плити OSB-3.

Далі встановлювалися ребра жорсткості з соснових дерев'яних брусків в опорних перерізах і місцях передачі навантаження на балку на відстані 250 мм від середини прольоту.

Для даних складених дерев'яних балок були розраховані теоретичні прогини і максимальна несуча здатність з використанням існуючої нормативної методики розрахунку.

Навантаження прикладалася ступенями по 100 кг. За результатами випробувань для даних складених дерев'яних балок були побудовані графіки деформування балок під навантаженням.

### 3.3 Результати випробувань

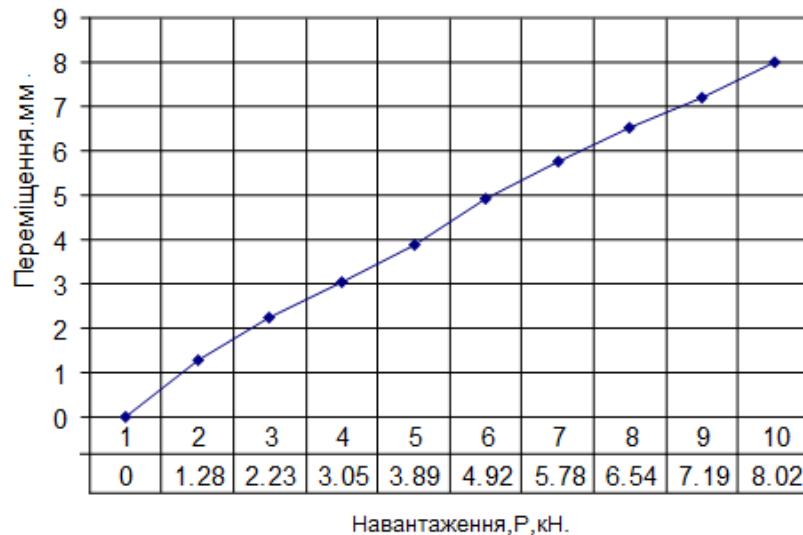


Рис.3.3. Прогини клеєфанерної балки з плоскою стінкою, вклеєною в паз, що виконаний в полках з цільної деревини

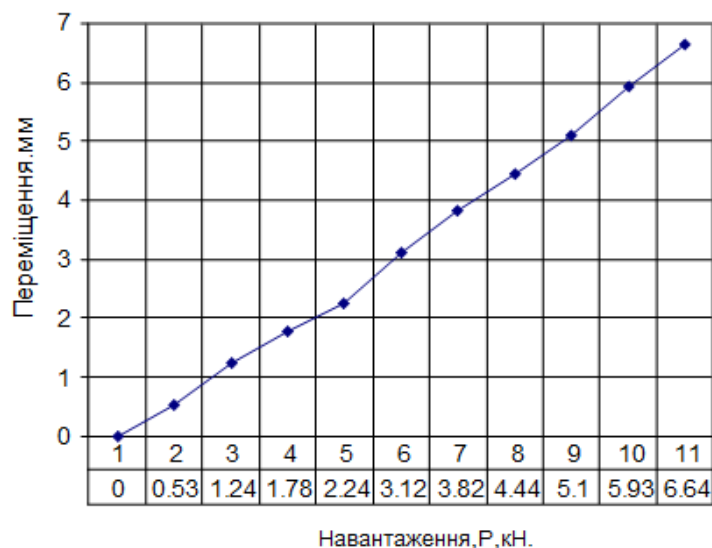


Рис.3.4. Прогини складеної балки з поясами з дерев'яних брусків з'єднаних зі стінкою з OSB на шурупах

Як, помітно із результатів досліджень, деформації прогинів є пропорційні прикладеному навантаженню. Графік прогинів балки з клеєфанерної стінки характеризується чітко вираженою прямолінійністю на відміну від графіку прогинів балки зі стінкою з OSB, де спостерігається незначні стрибки.

### **3.4 Висновки**

За результатами проведених досліджень можна зробити наступні висновки, що найбільш жорстокою з випробуваних складених балок з'явилася складена балка з поясами з дерев'яних брусків з'єднаних зі стінкою з OSB на шурупах (максимальний прогин склав - 6,64 мм при навантаженні 1048,5 кг), найменш жорсткою - клеєфанерна балка з плоскою стінкою, вклеєною в паз, що виконаний в полках з цільної деревини (максимальний прогин склав - 8,02 мм при навантаженні 938,1 кг);

## **РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **4.1 Охорона праці**

#### **4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці**

Законодавство України про охорону праці являє собою систему взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів.

Основоположним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних державних органів відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні. Інші нормативні акти мають відповідати не тільки Конституції та іншим законам України, але, насамперед, цьому Законові.

Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку



на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві.

#### **4.1.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні громадської будівлі**

Правильна організація охорони праці під час виконання робіт в умовах міської забудови є надзвичайно важливим питанням через специфіку виконуваних робіт.

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздах для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити.

До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду,

старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огорожені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огорожувати.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмопідвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження. Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується. Зона електропрогрівання бетону повинна бути огорожена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

#### 4.1.3 Вентиляція

Розрахункова місткість складає 953 чол. Згідно проекту передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм.

Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря ( $\text{м}^3 / \text{год.}$ ), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N$$

де  $L'$  – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об'єму приміщення,  $\text{м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$ ;

$N$  – кількість людей.

Питомий об'єм приміщення  $V_n$ , ( $\text{м}^3 / \text{люд}$ ), визначається за формулою

$$V_n = V / N,$$

де  $V$  – об'єм приміщення,  $\text{м}^3$ . Величина нормативної кількості повітря  $V'$  визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об'єм приміщення:

$$V = S \cdot H \cdot 0,85 = 2150 \cdot 12,5 \cdot 0,85 = 22844 \text{ м}^3$$

де  $H$  – висота приміщення;  $S$  – площа приміщення.

Питомий вільний об'єм складає:

$$V' = V / N = 22844 / 953 = 23,97 \text{ м}^3 / \text{люд} > 20 \text{ м}^3 / \text{люд}.$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при  $V' > 20 \text{ м}^3 / \text{люд}$  становить  $30 \text{ м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$ .

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції:  $L = L' \cdot N = 30 \cdot 953 = 28590 \text{ м}^3 / \text{год}$ . Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

**Висновки:**

Організація охорони праці під час виконання добудови є надзвичайно складною через специфіку виконуваних робіт, особливо в умовах міської забудови. Кожен громадянин України має право на належні, безпечні і здорові умови праці, гарантовані статтею 43 Конституції України.

## **4.2 Цивільний захист**

### **4.2.1 Законодавство України про цивільну оборону**

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов'язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов'язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб'єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту - у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

#### **4.2.2 Евакуація відвідувачів приміщень при пожежах**

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

- з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;
- з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;
- з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

В спортивних комплексах у багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для обслуговуючого персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації передбачається аварійне освітлення. Підприємства торгівлі і громадського харчування, бази і склади мають бути забезпечені знаками безпеки.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань по проходам від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25м.

У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру залу з розрахунку один вихід на 100 чол. Відстань між виходами має бути не більшою 50 м. У залах двері для входу і виходу з нього необхідно влаштовувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м<sup>2</sup> кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Місткість залів приймається з розрахунку не менше 1,35 м<sup>2</sup> на одну людину, в будівлях I і II ступеня вогнестійкості, необхідний час евакуації приймається 6 хв., в будівлях III і IV ступеня вогнестійкості – 4 хв., V ступеня – 3 хв.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягнуто наступним чином:

- Відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;
- Забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;
- Незадимлюваність шляхів евакуації;
- Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ’ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» спортивні зали відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Приміщення мають площу 2150 м<sup>2</sup> кожен. Згідно ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ’ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» на одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м<sup>2</sup>. Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в приміщенні визначається:

$$n = \frac{S}{s_1}, I_{ном} = \frac{I_K}{K} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad (5.9)$$

де  $S$  - площа приміщення,  $S = 2150 \text{ м}^2$

$s_1$  - площа на одну людину  $s_1 = 1,35 \text{ м}^2$

$$n = \frac{2150}{1,35} = 953_{\text{чол}} \quad I_{ном} = \frac{I_K}{K} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad (5.10)$$

Ширина основних евакуаційних проходів для приміщень площею понад 400 м<sup>2</sup> не менше 2,5 м.

Згідно норм на 1 м ширини евакуаційного виходу для приміщень II ступеня вогнестійкості припадає не більше 165 осіб. Тоді необхідна ширина виходів :

$$b = \frac{n}{n_1}, I_{ном} = \frac{I_K}{\kappa} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad A \quad (5.11)$$

де  $n$  - максимальне число людей,  $n = 880_{чол}$

$n_1$  - число людей на 1 м ширини евакуаційного виходу,  $n_1 = 165_{чол/м}$

$$b = \frac{953}{165} = 5,8_{м} \quad I_{ном} = \frac{I_K}{\kappa} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad A \quad (5.12)$$

### **Висновки:**

У даній будівлі на випадок виникнення пожежі передбачені евакуаційні шляхи і виходи відповідно до вимог і норм. Необхідна ширина виходів з запроектованої будівлі становить 5,8м.



## **ВИСНОВКИ**

1. Розроблено архітектурно -конструктивні плани з добудови 3 поверху адміністративного будинку з врахуванням існуючих проектних рішень.
2. Праведно розрахунок кроквяних дерев'яних ферм даху.
3. За допомогою експерименту визначено прогини балки із клеєфанерною стінкою та балки із стінкою з OSB плити.
4. Встановлено, балка із стінкою з OSB плити володіє більшою жорсткістю на відміну від балки із клеєфанерною стінкою.
5. Розроблено заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях, зокрема розраховано евакуаційні шляхи при виникненні пожежі.

## Бібліографія

1. ДСТУ Б А.2.4-7-95 "Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень"- К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996
2. Макланова Т.Г. и др. "Архитектура гражданских и промышленных зданий"– М.: Стройиздат,1981.
3. ДБН В. 2.2-9-99 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2000
4. ДБН В.1.4-1.01-97 "Основні положення"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 1998
5. ДБН В.2.2.-10-2001 "Заклади охорони здоров'я" - К.:Держбуд України, 2001
6. ДБН В.2.6.-31:2006 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006
7. Шерешевский И.А. "Конструирования гражданских зданий и сооружений"– Л.: Стройиздат, 1979.
8. Барашикова А.Я. "Залізобетонні конструкції"- К.: Вища школа, 1995
9. ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи"-К.: Мінбуд України, 2006
10. ДБН Д.2.2-7-99"Бетонні та залізобетонні конструкції збірні". – К.: Мінбуд України, 1999.
11. ДБН В.2.6-98-2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
12. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
13. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.

14. ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010 "Будівельна кліматологія" К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
15. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування" - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
16. Кузима В. "Технологія та організація будівельних робіт"- Тернопіль. 2001
17. Ситник И.П. "Организация, планирование, и управление строительством" – К.: Вища школа. 1978
18. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 " Визначення тривалості будівництва об'єктів" - К.: Мінрегіон України, 2014.
19. ДБН В.1.1-7:2016"Пожежна безпека об'єктів будівництва". – К.: Мінрегіон України, 2017.
20. ДБН В.2.5-28-2006 "Природне і штучне освітлення". – К.: Мінбуд України, 2006.
21. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві ". – К.: Мінбуд України, 2009.
22. ДБН А.3.1-5:2016"Організація будівельного виробництва"- Мінрегіон України, 2016.
23. ДБН В.2.5-64-2012 "Внутрішній водопровід та каналізація" - К.: Мінбуд України, 2012.
24. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання." - К.: Мінбуд України, 2013.
25. ДБН В.2.5-75-2013 "Каналізація. Зовнішні мережі та споруди" - К.: Мінбуд України, 2013.
26. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання. Основні положення проектування" - К.: Мінбуд України, 2013.
27. ДБН В.2.5-67-2013 "Опалення, вентиляція та кондиціонування" - К.: Мінбуд України, 2013.
28. ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013 "Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем"- К.: Мінбуд України, 2013.

29. ДБН В.2.5-20-2001 "Газопостачання/Мінінвестбуд України"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2002.
30. Кондратьев А.И., Местечкина Н.М. "Охрана труда в строительстве" – М.:Высшая школа. 1990
31. Орлов Г.Г. "Инженерные решения по охране труда в строительстве" – М.: Стройиздат. 1985
32. Спельман Е.Л. "Техника безопасности при эксплуатации строительных машин и средств малой механизации" – М.:Стройиздат. 1986
33. Пугач В.І., Люлька Г.С. "Охорона праці в будівництві"-Навчальний посібник. – Харків: Рубікон. 1998
34. Нифонтов А.И. "Краткий справочник строителя" – К.: Будівельник. 1987
35. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.. Востановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертижей. – Томск, 1990. 320с.
36. Голышев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – К.:Логос,2001. – 172с.
37. Усиление строительных конструкций. Хило Е.Р., Попович Б.С. – Львов: Вища школа: Изд – во при Львов. ун – те, 1985. - 156с.
38. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат,1990. - 250с.
39. Расчет и технические решения усиления железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Голышев, П.И.Кривошеев, П.М. Козелецкий и др.: под ред. А.Б. Голышева. – К.: Логос. – 2008. – 304с.
40. Куликов А.Н. К вопросу определения трещиностойкости фиброжелезобетона при осевом растяжении // Исследования в области железобетонных конструкций. Сб. тр. ЛИСИ, № 111. - Ленинград: ЛИСИ,

1976. - С. 9 - 22.

41. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363-371.

42. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

43. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

44. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненных слоистыми углепластиковыми. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

45. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.

46. Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава, 1997.- С. 265 – 268.

47. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. p. 224-232.

48. Ritchie P. External Reinforcement of Concrete Beams / P. Ritchie, D. Thomas, G. M. Connelly // Iszng Fiber-Reinforced Plastics, AC 1 Structural

Jornal, 8 (4), 1991, pp. 490-500.

49. Bond behaviour of CFRP reinforcement for torsional strengthening of solid and box – section RC beams. Al – Mahaidi Riadh, Hii Adrian K.Y. Composites. B.2007.38, №5 – 6,с.720 – 731.

50. [http://nebook.net/book\\_osnovi-ekonomichnih-teorj\\_568\\_page\\_1](http://nebook.net/book_osnovi-ekonomichnih-teorj_568_page_1)

51. Гандзюк М. П., Желібо Е. П., Халімовський М. О. Основи охорони праці / За ред.. Гандзюка М. П. - К.: Каравела 2003 - 405 с.

52. Ткачук К. Н., Халімовський М. О., Зацарний В.В., та інші. Основи охорони праці: Підручник. -К.: Основа, 2006. -444 с.

53. Справочник по охране труда на промышленных предприятиях, Ткачук К.Н. и др.-К.: Техника, 1991 -285 с.

54. Жидецький В.Ц. Основи охорони праці: Підручник. - К.: Основа, 2002. - 320 с.

55. Пожежна безпека. Навч. посіб. /За ред. Рожкова А. П. — К.: Пожінформтех-ніка, 1999-255 с.

56. Ротань В. Г., Зуб І. В., Стичинський Б. С. Науково-практичний коментар до законодавства України про працю. Восьме видання. Доповнене та перероблене. — К.: Видавництво А.С.К., 2007. - 944 с.