

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

Методичні вказівки і завдання
до виконання курсових робіт з курсу

«Проектування дерев'яних конструкцій»

(для студентів 4 курсу денної і 4-5 курсів заочної форм навчання
та для слухачів другої вищої освіти напрямку підготовки
0921 (6.060101) «Будівництво»)

Методичні вказівки і завдання до виконання курсових робіт по курсу «Проектування дерев'яних конструкцій» (для студентів 4 курсу денної і 4-5 курсів заочної форм навчання та для слухачів другої вищої освіти напрямку підготовки 0921 (6.060101) «Будівництво») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: В. М. Попельнух. – Х.: ХНАМГ, 2007. – 86 с.

Укладач: В. М. Попельнух

Рецензент: доцент кафедри будівельних конструкцій ХНАМГ В. Я. Жилияков

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій ХНАМГ,
протокол № 7 від 5 березня 2007 р.

ВСТУП

Методичні вказівки до виконання курсових робіт з курсу „Проектування дерев’яних конструкцій” призначені для студентів 4 курсу денної і 4-5 курсів заочної форм навчання спеціальності 6.092100 – „Промислове та цивільне будівництво”.

Робота при курсовому проектуванні розпочинається у процесі вивчення теоретичної частини курсу. До початку проектування необхідно засвоїти навчальний матеріал з розрахунку елементів та з’єднань дерев’яних конструкцій. Ознайомитися з конкретними несучими конструкціями (балками, фермами, стояками і т.п.) можна під час проектування як шляхом прослуховування лекцій, так і самостійно за навчальною літературою.

Виконання курсових робіт сприяє закріпленню, поглибленню та узагальненню теоретичного матеріалу, виявленню здатності студента до практичного вирішення конкретних інженерних задач.

При проектуванні студент повинен прагнути до найбільш раціональних рішень конструкцій як в технічному, так і в економічному відношенні.

У цих вказівках наведені загальні принципи проектування і порядок виконання курсових робіт з використанням рекомендованої літератури.

1. ЗАГАЛЬНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ

У навчальних цілях курсове проектування виконується за умовною тристадійною схемою:

- а) варіантне проектування;
- б) технічне проектування;
- в) робоче проектування.

1.1. Варіантне проектування

Варіантне проектування передбачає схематичну розробку варіантів (не менше двох) конструктивно-компоновочних креслень будівлі, яку проектує студент.

Компоновочні схеми варіантів будівель прямокутного плану повинні відрізнятися, головним чином, за принципом забезпечення загальної стійкості будівлі в поперечному напрямі, а будівлі не прямокутного плану – типом застосованих несучих конструкцій.

Компоновочні схеми виконують у масштабі 1:100 – 1:400 залежно від габаритів будівлі, вони повинні мати достатню кількість проєкцій, необхідних для повного уявлення про конструкції будівлі.

Вибір кращого варіанта будівлі проводять шляхом порівняння техніко-економічних показників варіантів. Крім цього, для кожного варіанта виявляються переваги й недоліки з конструктивної, функціональної, виробничої, експлуатаційної та інших точок зору.

Вибраний для подальшої розробки варіант повинен бути обов'язково затверджений консультантом проекту.

Пояснювальна записка до варіантного проектування повинна мати опис конструктивного рішення кожного варіанта (з показом спрощеної компоновочної схеми), визначення техніко-економічних показників

(безпосередньо розрахунком або за літературними джерелами) та інших показників і порівняння їх у кількісному та якісному відношеннях.

1.2. Технічне проектування

Технічне проектування завершує остаточну конструктивну розробку кращого варіанта будівлі.

Усі необхідні проєкції виконують на кресленні в масштабі 1:20 – 1:40, а вузли й деталі – в масштабі 1:10. Для зменшення об'єму креслень треба використовувати симетрію будівлі та повторюваність (ритміку) окремих його частин шляхом зображення фрагментів проєкцій.

Усі розрахунки рекомендується виконувати після ескізної конструктивної розробки основних проєкцій будівлі або паралельно з нею.

На даній стадії проектування у пояснювальній записці уточнюють генеральні розміри всієї будівлі та окремих її конструкцій, розраховують усі несучі й огорожуючі елементи покриття і каркаса стін, усі з'єднання їх між собою та кріплення до фундаментів. У записці необхідно давати пояснювальні креслення вузлів та елементів конструкцій і їх розрахункові схеми.

1.3. Робоче проектування

Робоче проектування складається з детальної розробки основних несучих конструкцій будівлі (ферми, балки, рами, решітчастого стояка і т.п.).

Робоче креслення основних несучих конструкцій необхідно представляти в масштабі 1:15, 1:20, 1:25, а всі необхідні вузли й деталі – в масштабі 1:10. При складанні робочого креслення використовують симетрію конструкцій. До робочого креслення необхідно додати геометричну схему, специфікації матеріалів та примітки, в яких указують породу і вологість деревини, марку і сорт фанери у клеєфанерних конструкціях, марку клею, розміщення та типи стиків дощок у клеєних конструкціях, клас металу, тип електродів, товщину

зварних швів, методи антисептичної, протипожежної та антикорозійної обробки деревини і металів.

Розрахунково-пояснювальна записка у розділі робочого проектування повинна мати докладні розрахунки елементів та з'єднань розроблюваних конструкцій.

1.4. Проектування каркасу будівлі

Каркас будівлі, як правило, складається з поперечних рам, прогонів або покрівельних панелей покриття, вертикальних та горизонтальних зв'язок, елементів стінового каркасу (фахверк) – поздовжнього й торцевого.

У цілому конструкція каркасу будівлі призначається для сприйняття вертикальних та горизонтальних навантажень, діючих на будівлю (споруду), і передачі їх фундаментам.

Температурні шви в каркасних дерев'яних будівлях не передбачаються.

При проектуванні каркасу будівлі необхідно звертати особливу увагу на забезпечення стійкості як усїєї будівлі в цілому, так і окремих її елементів за допомогою зв'язок. Призначення зв'язок: створення жорсткості каркасу будівлі, забезпечення стійкості елементів конструкцій, сприйняття вітрових зусиль, створення умов просторової роботи каркасу, забезпечення необхідних умов монтажу елементів будівлі.

Ферми, балки, арки мають велику жорсткість у площині й дуже малу жорсткість з площини. Установкою вертикальних та горизонтальних зв'язок між фермами, балками, арками досягається одержання жорсткого просторового блоку.

Зв'язки, розміщені у площині верхніх поясів, забезпечують стійкість верхніх поясів ферм, балок, арок у горизонтальній площині. Для цього служать прогони покриття, які кріплять до верхніх поясів ферм, балок, арок.

При безпрогонному вирішенні конструкції покрівлі стійкість верхніх стиснутих поясів ферм, балок, арок у горизонтальній площині забезпечується за

допомогою клеєфанерних панелей, які теж кріплять до верхніх поясів ферм, балок, арок, тобто горизонтальні зв'язки у площині схилу покрівлі не ставлять. Горизонтальні зв'язки ставлять у перших прольотах від торців будівлі й не більше ніж 20-25 м одна від одної уздовж будівлі.

Горизонтальні зв'язки по нижніх поясах ферм ставлять у прилеглих до торців будівлі прольотах, вони призначаються для сприйняття вітрового навантаження з боку торця будівлі у тому випадку, коли верх торцевих стояків примикає до нижніх поясів ферм. Якщо торцеві стояки проходять до покриття будівлі, то зв'язки по нижніх поясах ферм можна не ставити, а передача зусиль від вітрового навантаження здійснюється на горизонтальні зв'язки по верхньому поясу або безпосередньо на жорсткий настил у площині верхнього поясу ферм.

Вертикальні зв'язки зв'язують між собою ферми попарно у поздовжньому напрямі, вони служать для утримання конструкції ферми у вертикальному проектному положенні як під час монтажу, так і у процесі експлуатації будівлі. Вертикальні зв'язки бувають хрестовими або напіврозкісними (рис. 1).

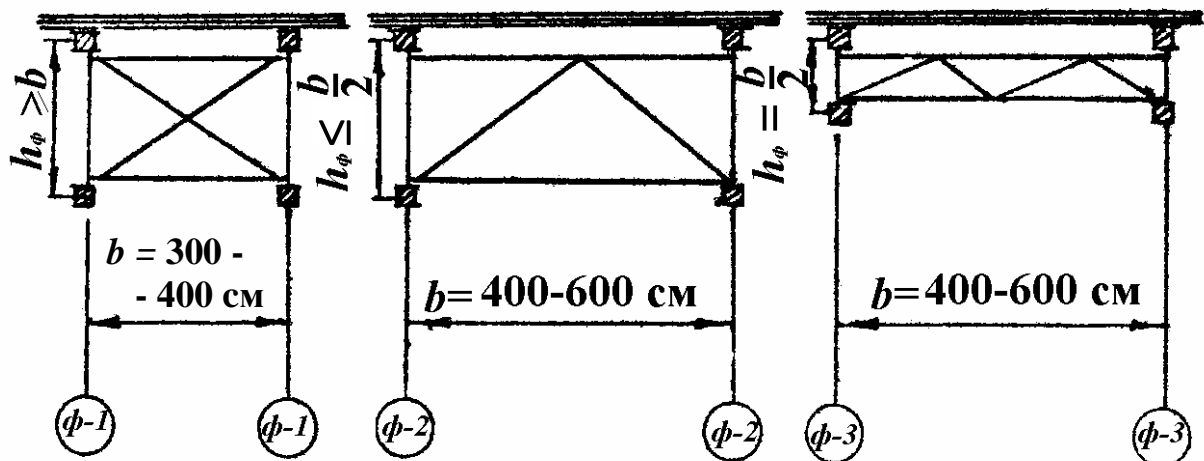


Рис. 1 – Найбільш поширені види вертикальних зв'язок

Зв'язки між стояками у площині поздовжніх стін служать для сприйняття тиску вітра на торець будівлі і для забезпечення жорсткості каркаса будівлі в поздовжньому напрямі, а також для розкріплення стояків від втрати стійкості з площини поперечної рами. Ці зв'язки ставлять у перших прольотах від торців будівлі і далі через 20-30 м по довжині будівлі.

Конструкція зв'язок повинна бути зв'язаною з поздовжніми ригелями та допоміжними стояками поздовжнього фахверка. Як правило, зв'язки виконуються у вигляді підкосів з дощок або брусів, вони працюють тільки на передачу стискаючих зусиль при активному тиску вітра на торець будівлі.

Стійкість будівлі у поздовжньому напрямі може бути забезпечена також установкою жорстких стінових панелей.

Торець будівлі (фахверк) виконують за допомогою самостійних стояків та ригелів, які розраховуються на тимчасове вітрове навантаження і постійне навантаження від власної ваги конструктивних елементів та стінового огороження.

Стояки торцевого фахверка, як правило, мають розстановку, яка збігається з вузлами верхнього поясу ферм, якщо вони за висотою доходять до покрівлі.

Ширина торцевих стояків попередньо призначається у межах $\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$ від їхніх висот і залежить від вибору конструктивного виконання (решітчасті, клеєні, суцільні та ін.).

Основні стояки фахверка торця будівлі повинні мати власний фундамента, верх стояка треба закріпити так, щоб навантаження передавалось не на верхній пояс ригеля, а на прогони або на жорсткі покрівельні панелі покриття, а якщо це неможливо, то на горизонтальну вітрову ферму. Вітрову ферму розраховують на вузлове вітрове навантаження як звичайну ферму графічним або аналітичним способом. При виконанні курсової роботи дозволяється зусилля у стержнях вітрової ферми не визначати, а перерізи їх призначати за умовами гнучкості.

При розрахунку торцевих стояків їх верхнє і нижнє кріплення вважаються шарнірними.

Стійкість торцевих стояків у площині торця будівлі забезпечується постановкою ригелів або, у випадку решітчастих стояків, постановкою горизонтальних решітчастих зв'язок між торцевими стояками.

Конструкція фахверка повинна являти собою жорстку незмінну систему в своїй площині. що досягається постановкою підкосів у прольотах між торцевими стояками.

Усі зв'язки повинні буди перевірені на найбільшу допустиму для зв'язок гнучкість: $\lambda \leq 200$; основні торцеві стояки фахверка не повинні перевищувати гнучкість: $\lambda \leq 120$.

2. ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНОК НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ БУДІВЛІ

2.1. Основні припущення

Каркас будівлі являє собою просторову конструкцію, яка для розрахунку розчленовується на плоскі системи. Поперечна рама, що складається зі стояків і ферм або конструкцій інших систем, є основною частиною каркасу. Розрахунок ведуть у низхідному порядку – спочатку розраховують конструктивні елементи покрівлі – настил, прогони або покрівельні панелі, а потім ферми (балки), стояки, фундаменти.

При розрахунку плоскої несучої конструкції, розміщеної у поперечному напрямі каркасної будівлі, приймають такі допущення:

- а) решітчастий або суцільний ригелі приймають абсолютно жорсткими;
- б) стояки шарнірно з'єднані з ригелем;
- в) вітрове навантаження, яке діє на ділянці верха стояка до гребеня покрівлі по вертикалі, приймається зосередженим і прикладеним до верху стояка.

2.2. Конструювання і розрахунок елементів покрівлі

2.2.1. Конструювання і розрахунок настилів

Настили для рулонної покрівлі виготовляють з дощок товщиною 16-22 мм, а обрешітку для хвилястої покрівлі – з брусків розміром 40x40 або 60x60 мм.

Подвійні настили застосовують при холодних руберойдних покрівлях. Їх нижній робочий настил виконують з дощок товщиною 19-30 мм. Розміри поперечного перерізу робочого настилу визначають розрахунком, його роблять розрідженим для кращого використання несучої здатності перерізу дощок та

провітрювання обох шарів; верхній захисний настил укладають без зазорів під кутом 30° - 45° до робочого.

При наявності косоного захисного настилу горизонтальні зв'язки у площині скатів покрівлі можна не ставити.

При теплих рулонних покрівлях застосовують одношарові суцільні дерев'яні настили по прогонах. По настилу у цьому випадку укладають шар пароізоляції та утеплювач, наприклад, пінобетон. Зверху утеплювача роблять цементну стяжку або укладають вирівнюючий суцільний дерев'яний шар настилу, а потім клею руберойд.

Настили й обрешітку покрівель розраховують за схемою нерозрізної двопрольотної балки на такі сполучення навантажень:

а) навантаження від власної ваги покриття та ваги снігового покриву.

Розрахунок виконують на міцність та жорсткість.

Розрахунок на міцність проводять за формулою

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{HT}} \leq R_g, \quad (1)$$

$$M_{\max} = -\frac{ql^2}{8}, \quad (2)$$

де q – інтенсивність навантаження на 1 пог. м, яке приймають рівним навантаженню від власної ваги конструкції покрівлі й ваги снігового покриву;

l – прольот настилу, який приймають рівним відстані між прогонами покрівлі;

W_{HT} – момент опору робочого настилу при розрахунковій його ширині $b = 1$ м;

R_g – розрахунковий опір деревини вигину, який приймають за табл. 3 БНіП П.25-80.

Розрахунок на жорсткість проводять за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{HT}} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (3)$$

де f – величина вигину, що визначається за нормативним навантаженням q^H ;

$E = 10^3$ кН/см² – модуль пружності деревини;

J_{HT} – момент інерції робочого настилу при розрахунковій його ширині,
 $b = 1$ м;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ – значення граничного вигину в частках прольоту, приймається за табл. 16 БНіП II.25-80.

б) навантаження від власної ваги покриття та зосередженої ваги $P^H = 1$ кН з урахуванням коефіцієнта безпеки $\gamma_t = 1,2$, тобто $P = P^H \cdot \gamma_t = 1 \cdot 1,2 = 1,2$ кН.

Розрахунок настилу в цьому випадку виконують тільки на міцність за формулою

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{W_{HT}} \leq R_g \cdot m_g, \quad (4)$$

де $M_{\max} = 0,07 \cdot q_{г.г} \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l$ – максимальний згинальний момент, який знаходиться під зосередженою вагою, розміщеною від лівої опори на відстані $x = 0,432l$;

$q_{г.г}$ – інтенсивність навантаження на 1 пог. м від власної ваги конструкції покрівлі;

$m_g = 1,2$ – коефіцієнт безпеки по навантаженню, який урахує короткочасність дії зосередженої ваги P ;

W_{HT} – момент опору робочого настилу при розрахунковій його ширині для подвійного настилу $b = 0,5$ м. Для одношарових настилів та обрешіток зосереджена вага може розподілятися на одну дошку або на один брусок при відстані між ними в осях більше 15 см (у цьому випадку розрахункова ширина настилу приймається рівною ширині однієї дошки або ширини одного бруска), або на дві дошки (два бруска) при відстані між ними ≤ 15 см (у цьому випадку

розрахункову ширину настилу приймають рівною ширині двох дощок або брусків).

Розрахункові схеми для розрахунку настилу або обрешітки наведені на рис. 2.

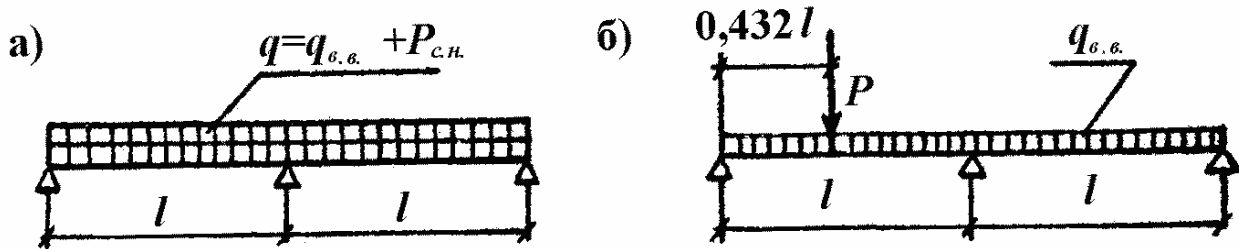


Рис. 2. а) перше сполучення навантажень (власна вага конструкції покрівлі й вага снігу); б) друге сполучення навантажень (власна вага конструкції покрівлі й зосереджена вага $P = 1,2$ кН)

Примітка: Верхній захисний шар настилу не розраховують ні на міцність, ні на жорсткість, а його товщина беруть у межах 16-19 мм.

Приклад 1. Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення під тришарову руберойдну покрівлю

Вихідні дані: покрівля холодна, район будівництва – III сніговий район, крок прогонів $B = 1,5$ м, ухил покрівлі $i = 1:12$ (біля 5^0), деревина – сосна 2 сорту.

Приймаємо переріз дощок розрідженого робочого настилу $b \cdot h = 15 \cdot 2,2$ см, укладених з зазорами $S_0 = 10$ см, а верхній суцільний захисний шар настилу – товщиною $\delta = 1,6$ см (рис. 3).

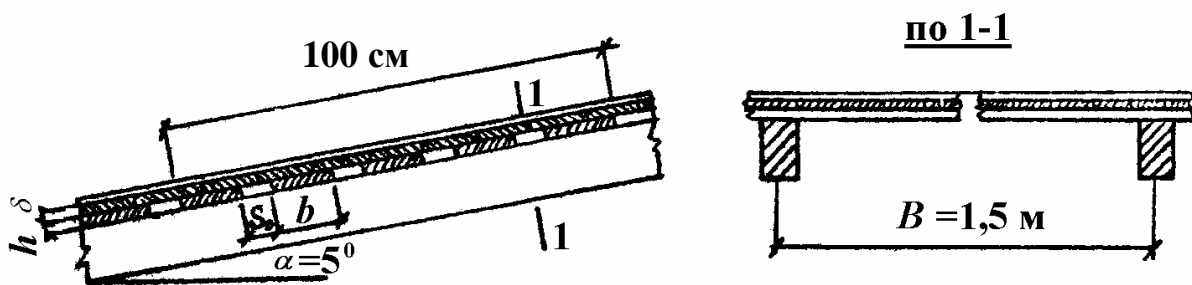


Рис. 3 – До розрахунку настилу

Розрахунок настилу проводять для полоси шириною 1 м. Кут нахилу покрівлі до горизонту, зважаючи на його незначність, при розрахунку настилу до уваги не беруть.

Проводимо підрахунок навантажень на 1 пог. м розрахункової полоси настилу (табл. 1).

Таблиця 1 – Підрахунок навантажень на настил

№ п/п	Найменування навантажень	$q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1.	Тришарова рулонна покрівля	0,1	1,2	0,12
2.	Захисний шар настилу 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
3.	Робочий настил $0,15 \cdot 0,022 \cdot \frac{100}{15+10} \cdot 5,0$	0,066	1,1	0,073
	Разом $q_{e.e}^H =$	0,246		$q_{e.e} = 0,281$
4.	Снігове навантаження	1,0	1,6	1,60
	Усього	$q^H = 1,246$		$q = 1,881$

Коефіцієнт безпеки по навантаженню для снігового навантаження прийнято рівним 1,6 згідно з додатком 4:

$$\frac{q_{e.e}}{p_{сн}^H} = \frac{0,246}{1,0} = 0,246 < 0,4, \text{ тому } \gamma_f = 1,6.$$

Розрахунковий прольот настилу $l = B = 1,5$ м.

Визначаємо максимальний згинальний момент при першому сполученні навантажень (власна вага і сніг):

$$M_{\max}^1 = -\frac{ql^2}{8} = \frac{1,881 \cdot 1,5^2}{8} = -0,53 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Завдяки наявності захисного настилу дію зосередженої ваги $P = 1,2$ кН від ваги людини з інструментом вважаємо розподіленою на ширині 0,5 м робочого шару настилу. Тоді розрахункове зосереджене навантаження, яке приходиться на ширину настилу 1 м, дорівнює:

$$P = \frac{1,2}{0,5} = 2,4 \text{ кН.}$$

Визначаємо максимальний згинальний момент при другому сполученні навантажень (власна і зосереджена вага):

$$\begin{aligned} M_{\max}^2 &= 0,07 q_{г,г} l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = \\ &= 0,07 \cdot 0,281 \cdot 1,5^2 + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 1,5 = 0,789 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,53 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

тобто більш не вигідним для перевірки міцності настилу в даному випадку виявляється друге сполучення навантажень.

Знаходимо момент опору робочого шару настилу:

$$W_{HT} = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{100}{b + S_0} = \frac{15 \cdot 2,2^2}{6} \cdot \frac{100}{15 + 10} = 48,4 \text{ см}^3,$$

де $\frac{100}{b + S_0}$ – кількість дощок, які укладаються на ширині настилу 1 м.

Виконуємо перевірку міцності настилу при другому сполученні навантажень:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^2}{W_{HT}} = \frac{0,789 \cdot 10^3}{48,4} = 16,3 \text{ МПа} < R_g \cdot m_g = 14,0 \cdot 1,2 = 16,8 \text{ МПа.}$$

Значення параметрів R_g та m_g наведені у поясненнях до формул (2) і (4).

Жорсткість настилу перевіряємо за першим сполученням навантажень.

Для цього попередньо знаходимо момент інерції робочого шару настилу:

$$J_{HT} = W_{HT} \cdot \frac{h}{2} = 48,4 \cdot \frac{2,2}{2} = 53,24 \text{ см}^4.$$

Визначаємо відносний вигин настилу за формулою (3):

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1,246 \cdot 10^{-2} \cdot 150^3}{10^3 \cdot 53,2} = \frac{1}{228} < \frac{1}{150},$$

тобто вимога БНіП ІІ.25-80 задоволена (див. табл. 16 БНіП ІІ.25-80).

2.2.2. Конструювання і розрахунок прогонів

У покриттях будівель застосовують прогони однопрольотні й багатопрольотні консольно-балочні нерозрізні (рис. 4).

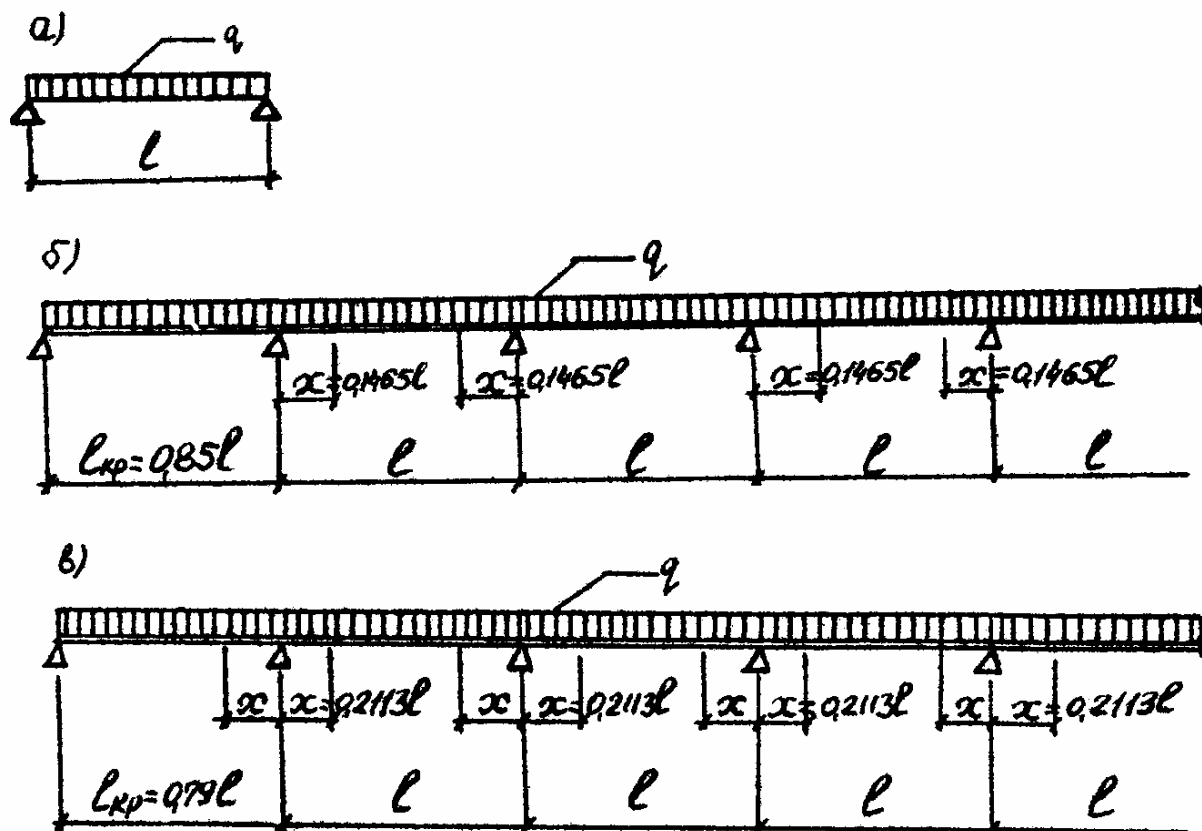


Рис. 4 – Основні розрахункові схеми прогонів:

- а) однопрольотні розрізні прогони; б) багатопрольотні консольнобалочні прогони, при $x = 0,1465l$ – рівномоментне рішення; в) багатопрольотні консольнобалочні прогони, при $x = 0,2113l$ – рівнопрогинне рішення;
 l – прольот прогонів, приймається рівним кроку основних несучих конструкцій (наприклад, ферм, рам, балок...); x – відстань шарніру до опори

Прогони розраховують на міцність і жорсткість на навантаження від покриття, власної ваги прогону й ваги снігу за такими формулами:

а) *однопрольотні прогони*

а-1) переріз прогонів розміщується вертикально

Перевірка на міцність:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{розр}}} \leq R_g, \quad (5)$$

де $M = \frac{ql^2}{8}$ – максимальний згинальний момент;

q – сумарна інтенсивність навантаження на 1 пог. м, яку приймають рівною навантаженню від власної ваги конструкції покрівлі, снігового покриву та власної ваги прогону;

l – прольот прогону, приймають рівним кроку основних несучих конструкцій (ферм, рам, балок...);

$W_{\text{розр}}$ – розрахунковий момент опору перерізу прогону.

Перевірка на жорсткість:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{розр}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (6)$$

де f – величина прогину, яку визначають за сумарним нормативним навантаженням q^H на 1 пог. м прогону;

E – модуль пружності деревини;

$J_{\text{розр}}$ – момент інерції перерізу прогону;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ – значення граничного вигину у частках прольоту, приймають за

табл. 16 БНіП II.25-80.

а-2) Переріз прогонів розміщують нормально до схилу покрівлі при косому їх вигині (рис. 5)

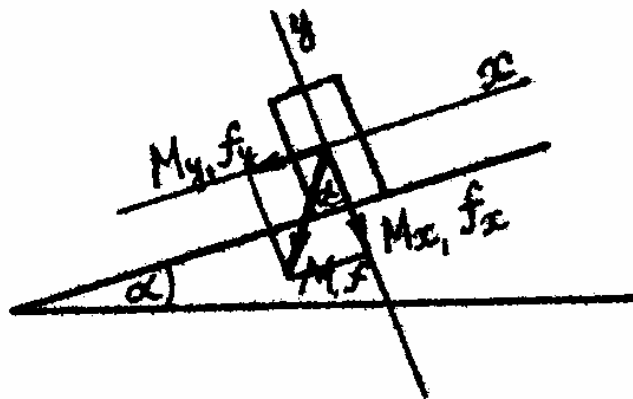


Рис. 5 – До розрахунку прогону на косий вигин

Перевірка на міцність при косому вигині прогонів:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{x \text{ розр}}} + \frac{M_y}{W_{y \text{ розр}}} \leq R_e, \quad (7)$$

де $M_x = M \cdot \cos \alpha$, $M_y = M \cdot \sin \alpha$ – згинальні моменти відносно осей відповідно x та y ;

$W_{x \text{ розр}}, W_{y \text{ розр}}$ – розрахункові моменти опору поперечного перерізу прогону відносно осей відповідно x і y ;

α – кут нахилу покрівлі до горизонту.

Перевірка на жорсткість: виконують за формулою (6), в якій $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$ – сумарний вигин прогону;

f_x, f_y – вигини прогону відносно осей x і y .

При наявності косою захисного настилу, щитів з діагональними брусками або дошками, а також при криволінійному окресленні верхнього поясу ферми або арки дозволяється схильну складову навантаження q_y на прогін не враховувати;

б) багатопрольотні консольно-балочні прогони при $x = 0,1465l$ – рівномоментне рішення (рис. 4,б)

Перевірку на міцність виконують за формулою (5), в якій

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{16} \quad \left(M_{on} = -\frac{ql^2}{16}, M_{np} = +\frac{ql^2}{16} \right),$$

де M_{on} – згинальний момент на опорах;

M_{np} – згинальний момент у прольотах прогону.

Перевірку на жорсткість виконують за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{2}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{розр}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]. \quad (8)$$

За умов неможливості прийняття розмірів крайніх прольотів $l_{кр} = 0,85l$, тобто при $l_{кр} = l$ переріз прогону розраховують:

- на міцність за формулою (5), в якій $M_{\max} = -\frac{ql^2}{10}$ – згинальний момент

на першій проміжній опорі.

- на жорсткість за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{розр}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]; \quad (9)$$

в) багатопрольотні консольно-балочні прогони при $x = 0,2113l$ – рівнопрогинне рішення (рис. 4,в)

Перевірку на міцність виконують за формулою (5), в якій

$$M_{\max} = -\frac{ql^2}{12} \quad \left(M_{on} = -\frac{ql^2}{12}, M_{np} = \frac{ql^2}{24} \right).$$

Перевірку на жорсткість виконують за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{розр}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]. \quad (10)$$

За умов неможливості прийняття розмірів крайніх прольотів $l_{кр} = 0,79l$, тобто при $l_{кр} = l$ переріз прогону також розраховують:

- на міцність за формулою (5), в якій $M_{\max} = -\frac{ql^2}{10}$ – згинальний момент

на першій проміжній опорі.

- на жорсткість за формулою (9).

Кількість цвяхів $n_{цв}$ у стиках дощок спарених прогонів визначають за формулою

$$n_{цв} = \frac{M_{on}}{2x_{цв} \cdot T_{цв}}, \quad (11)$$

де M_{on} – розрахунковий згинальний момент на опорі;

$x_{цв}$ – відстань від осі опори до центра цвяхового забою у стику прогону (рис. 6);

$T_{цв}$ – несуча здатність одного однозрізного цвяха за табл. 17 – БНіП II-25-80.

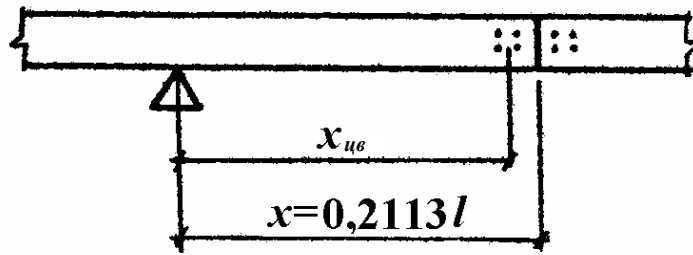


Рис. 6 – До розрахунку кількості цвяхів у стикі дощок спареного нерозрізного прогону

Приклад 2. Розрахунок спареного багатопрольотного прогону

Вихідні дані: крок основних несучих конструкцій будівлі (ферм, балок, рам...) – 4,5 м, інші дані такі, як у прикладі 1.

Приймаємо орієнтовно прогони з двох дощок перерізом кожна 4,4 x 17,5 см. Навантаження збираємо на 1 м² покриття (табл. 2).

Таблиця 2 – Підрахунок навантажень на прогін

№ п/п	Найменування навантажень	Нормативне навантаження $g^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт безпеки з навантаження γ_f	Розрахункове навантаження $g, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1.	Тришарова рулонна покрівля	0,1	1,2	0,12
2.	Захисний шар настилу 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
3.	Робочий шар настилу $0,15 \cdot 0,022 \cdot \frac{100}{15+10} \cdot 5,0$	0,066	1,1	0,073
4	Вага прогона $\frac{2 \cdot 0,044 \cdot 0,175}{1,5} \cdot 5,0$	0,052	1,1	0,058
	Разом $g_{с.с}^H =$	0,298		$g_{с.с} = 0,339$
5.	Снігове навантаження	1,0	1,6	1,60
	Усього	$g^H = 1,298$		$g = 1,939$

Коефіцієнт безпеки з навантаження для снігового навантаження прийнято, як і раніше для настилу, рівним 1,6 згідно з додатком 4:

$$\frac{q_{с.с}}{p_{сн}^H} = \frac{0,298}{1,0} = 0,298 < 0,4, \text{ тому } \gamma_f = 1,6.$$

Знайдемо навантаження на 1 пог. м прогону при відстані між прогонами $b_n = 1,5$ м:

$$g^H = g^H \cdot b_n = 1,298 \cdot 1,5 = 1,947 \text{ кН/м};$$

$$g = g \cdot b_n = 1,939 \cdot 1,5 = 2,91 \text{ кН/м}.$$

Рішення прогону приймаємо аналогічно рівнопрогинному, тобто $x = 0,2113l$. Приймаємо також умову неможливості зменшення розмірів крайніх прольотів прогону.

Визначаємо максимальний згинальний момент при перерахованих вище умовах на першій проміжній опорі:

$$M_{\max} = -\frac{ql^2}{10} = -\frac{2,91 \cdot 4,5^2}{10} = -5,9 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де $l = 4,5$ м – розрахунковий проліт прогону, рівний кроку основних несучих конструкцій будівлі.

Знайдемо потрібний момент опору прогону:

$$W_{\text{нотр}} = \frac{M_{\max}}{R_g} = \frac{5,9 \cdot 10^3}{13} = 454 \text{ см}^3,$$

де $R_g = 13$ МПа – розрахунковий опір вигину для деревини сосни 2 сорту.

Знайдемо момент опору для орієнтовно прийнятого раніше перерізу прогону:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 17,5^2}{6} = 449 \text{ см}^3 < W_{\text{нотр}} = 454 \text{ см}^3,$$

тобто умова міцності прогона не виконана, а це зумовлює прийняти згідно з сортаментом більший розмір перерізу прогону, а саме $2 \cdot 4,4 \cdot 20$ см.

Перевірку міцності прогону в цьому випадку покаже значний запас міцності:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 20,0^2}{6} = 587 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{5,9 \cdot 10^3}{587} = 10,05 \text{ МПа} < R_g = 13 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо прогін на жорсткість, для чого спочатку визначимо момент інерції перерізу прогону:

$$J = \frac{bh^2}{12} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 20,0^2}{12} = 5866 \text{ см}^4.$$

Жорсткість прогону знайдемо за формулою (9):

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{1,947 \cdot 10^{-2} \cdot 450^3}{10^3 \cdot 5866} = \frac{1}{508} < \frac{1}{200},$$

тобто прийнятий переріз прогону задовольняє як умовам міцності, так і жорсткості (див. БНіП П.25-80 формула (17), табл. 3 і 16).

Рохраунок стика прогону

Приймаєм цвяхи, які кріплять стик прогонів, $\varnothing 3 \text{ мм}$, $l_{цв} = 80 \text{ мм}$ (ГОСТ 4028-63). Діаметр цвяхів необхідно приймати менше 0.25 товщини однієї дошки прогону.

Знаходимо відстань від осі опори до центра стика (рис. 6):

$$x = 0,2113l = 0,2113 \cdot 450 = 95 \text{ см.}$$

Знаходимо відстань від осі опори до центра розміщення цвяхів при дворядному їх розміщенні:

$$x_{цв} = 95 - (6 + 3) = 86 \text{ см,}$$

де 6 см – відстань від стика до першого ряду цвяхів;

3 см – половина відстані між рядами цвяхів.

Визначимо розрахункову довжину защемлення цвяха у другій непробитій наскрізь дошці прогону:

$$a_{цв} = l_{цв} - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5d_{цв} = 8 - 4,4 - 0,2 \cdot 1,0 - 1,5 \cdot 0,3 = 2,95 \text{ см.}$$

де c – товщина першої пробитої наскрізь дошки прогону;

$n_{ш} = 1$ – кількість швів, які перетинає цвях;

0,2 см – розрахункова деформація зсуву для нагелів усіх видів;

$1,5d_{цв}$ – довжина загостреної частини цвяха.

Згідно з БНіП II.25-80 $a_{цв}$ повинна бути більше $4d_{цв}$. У нашому випадку $a_{цв} = 2,95 \text{ см} > 4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ см}$.

Якщо $a_{цв}$ виявиться менше $4d_{цв}$, то роботу кінця цвяха не враховуємо, тобто приймаємо $a_{цв} = 0$.

Знаходимо мінімальну несучу здатність однозрізного цвяха за однією з трьох формул табл. 17 БНіП II.25-80. У нашому випадку

$$T_{цв} = 2,5d_{цв}^2 + 0,01a_{цв}^2 = 2,5 \cdot 0,3^2 + 0,01 \cdot 2,95^2 = 0,312 \text{ кН.}$$

Отриманий результат повинен бути не більше

$$4d_{цв}^2 = 4 \cdot 0,3^2 = 0,36 \text{ кН.}$$

Якщо $T_{цв}$ виявився би більшим $4d_{цв}^2$, то в подальших розрахунках треба приймати $T_{цв} = 4d_{цв}^2 = 0,36 \text{ кН}$.

Знаходимо необхідну кількість цвяхів з кожної сторони стика за формулою (11):

$$n_{цв} = \frac{5,9 \cdot 10^2}{2 \cdot 8,6 \cdot 0,312} = 11 \text{ шт.}$$

Приймаємо по 12 цвяхів з кожної сторони стика. Розміщуємо їх у два ряди по 6 цвяхів у ряду. В іншій частині прогону для забезпечення спільної роботи складових його двох дощок ставимо без розрахунку по два цвяхи $\varnothing 3 \text{ мм}$, $l_{цв} = 80 \text{ мм}$ через кожні 50 см довжини прогону.

Перевіряємо можливість розміщення отриманого за розрахунком кількості цвяхів – 12 штук з кожної сторони стика.

Згідно з БНіП II.25-80:

$S_1 \geq 15d_{цв} = 15 \cdot 0,3 = 4,5 \text{ см}$ при товщині пробитого елемента $c \geq 10d_{цв} = 10 \cdot 0,3 = 3 \text{ см}$. У нашому випадку S_1 – відстань між осями цвяхів уздовж волокон і до краю дошки прийнято рівним 6 см, що більше, ніж

потрібне 4,5 см; товщина однієї дошки s прийнята рівною 4,4 см, що також більше, ніж потрібне 3 см.

Відстань між осями цвяхів поперек волокон: між самими цвяхами $S_2 \geq 4d_{цв}$ та $S_3 \geq 4d_{цв}$ – відстань від крайнього ряду цвяхів до поздовжнього ребра дошки. У нашому випадку всі 6 цвяхів кожного ряду забиваємо по вертикалі через рівні проміжки. Прийнято $S_2 = 2,5$ см, що більше $4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ см та $S_3 = 3,75$ см, що також більше $4d_{цв} = 1,2$ см.

Перевірка: $5 \cdot S_2 + 3 \cdot S_3 = 5 \cdot 2,5 + 3 \cdot 3,75 = 20$ см, де 20 см – прийнята ширина дощок прогону.

2.2.3. Конструювання і розрахунок клеєфанерної панелі

Конструкція покриття може бути вирішена індустріальними клеєфанерними панелями, які укладають безпосередньо на верхній пояс основної несучої конструкції (ферми, рами, балки...).

Панелі класифікують за такими ознаками:

- а) за теплотехнічними властивостями – утеплені й неутеплені;
- б) за конструкцією покриття – під рулонне покриття або жорстке покриття із застосуванням хвилястих азбоцементних листів з нахилом 25-30%;
- в) за матеріалом обшивок – з обшивкою з водостійкої фанери, плоских азбоцементних листів, листових матеріалів на основі пластмас;
- г) за способом з'єднання каркасу з обшивкою – на водостійких клеях (у цьому випадку панель є монолітною конструкцією), або на шурупах.

Рекомендуються такі типи панелей для покриттів будівель:

- а) під рулонну тришарову покрівлю (один шар рулонного килима клеять на заводі) – клеєфанерні з двосторонніми обшивками з водостійкої фанери по дерев'яному каркасу, з двосторонніми обшивками з плоских азбоцементних листів на шурупах по дерев'яному каркасу;

б) під жорстку покрівлю з хвилястих азбоцементних листів – клеєфанерні з нижньою обшивкою з плоских азбоцементних листів на шурупах по дерев'яному каркасу.

Як утеплювач рекомендуються мінераловатні плити на синтетичному сполучному, які укладають на нижню обшивку на шар плівкової з поліетиленової плівки товщиною 0,2 см або покрасочної пароізоляції. Можливе застосування інших ефективних утеплювачів. Над утеплювачем з метою вилучення конденсаційної вологи і створення у порожнині плити нормального температурно-вологісного режиму необхідно передбачати створення вентиляційного повітряного прошарку – природну вентиляцію внутрішніх порожнин зовнішнім повітрям. Товщину утеплювача визначають теплотехнічним розрахунком. Щоб уникнути зміщення утеплювача під час транспортування та монтажу передбачається притискна решітка з дерев'яних брусків перерізом 25x25 мм, які розміщують приблизно через 250 мм.

Панель складається з поздовжніх ребер висотою не менше 144 мм, поперечних ребер (для вентиляції панелі) меншої висоти ніж поздовжні та фанерних обшивок з фанери підвищеної водостійкості марки ФСФ сорту не менше В/ВВ (рис. 7). Товщину верхньої і нижньої фанерних обшивок приймають однаковою, не менше 8 мм. Волокна сорочок фанери необхідно розміщувати уздовж прольота панелі, що підвищує її несучу здатність і дає можливість стикувати фанерні листи за довжиною „на вус”. Фанеру приклеюють до поздовжніх ребер водостійкими фенолформальдегідними клеями.

Рекомендовані розміри панелей: номінальна ширина 1,5 м, висота $\frac{1}{25} \div \frac{1}{35}$ прольота панелі, але не менше 150 мм, довжина панелі відповідає кроку основних несучих конструкцій.

Клеєфанерні конструкції розраховують з урахуванням різних модулів пружності деревини й фанери за геометричними характеристиками,

приведеним до матеріалу більш напруженого елемента конструкції – до фанери.
Приведені характеристики обчислюють за такими формулами:

момент інерції
$$J_{пр.ф} = J_{ф} + J_{дер} \cdot \frac{E_{дер}}{E_{ф}},$$

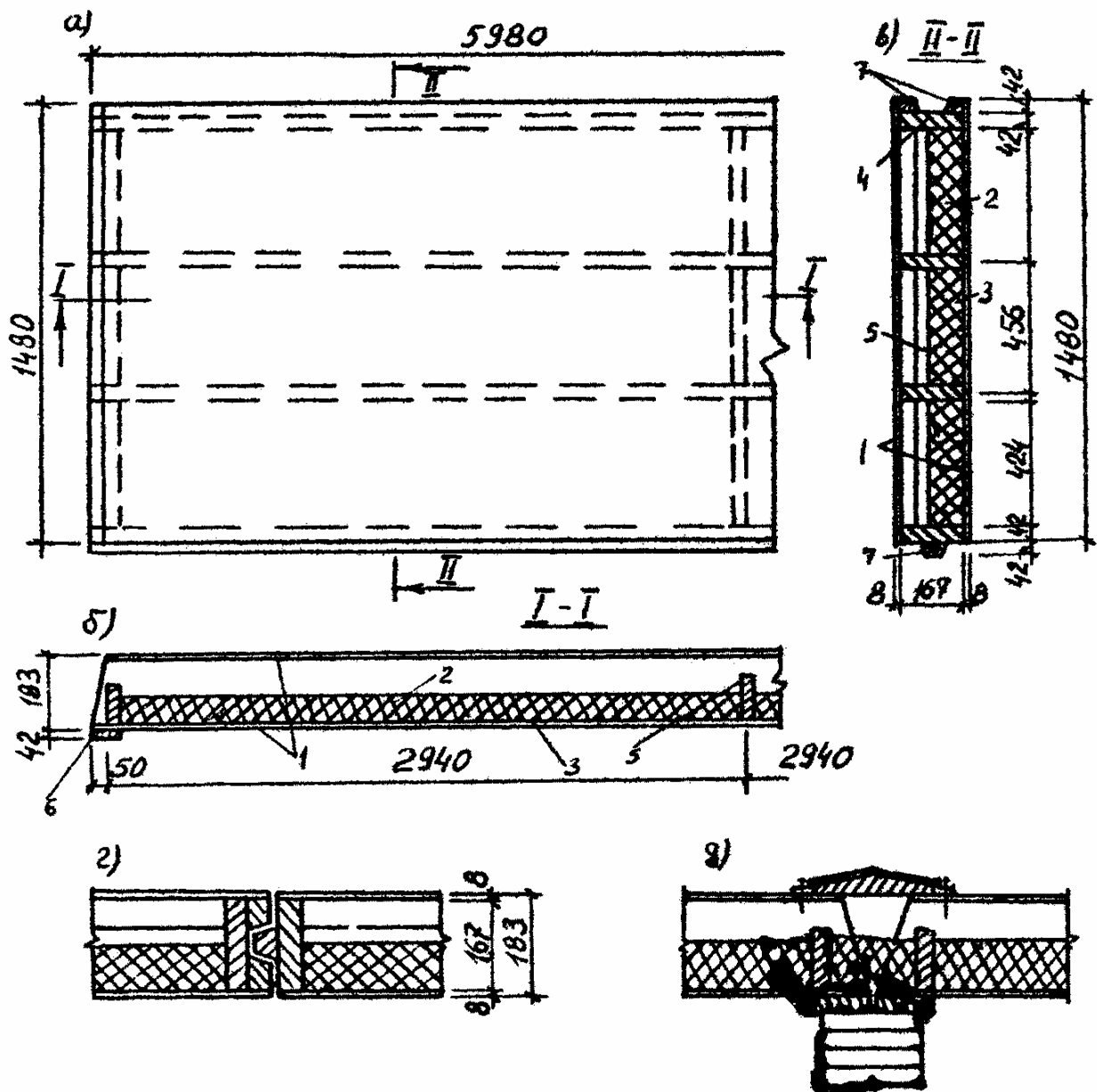


Рис. 7 – Клеєфанерна утеплена панель покриття:

а) план; б) поздовжній переріз; в) поперечний переріз; г) поздовжній стик панелей; д) стикування панелей над опорою; 1 – обшивки з фанери $\delta \geq 8$ мм; 2 – утеплювач; 3 – пароізоляція; 4 – поздовжні ребра з дощок; 5 – поперечні ребра з дощок; 6 – торцева дошка для кріплення панелі до опори; 7 – бокові трапецевидні бруски

статичний момент $S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\delta ep} \cdot \frac{E_{\delta ep}}{E_{\phi}},$

момент опору $W_{np.\phi} = \frac{J_{np.\phi}}{0,5h_n},$

де $J_{np.\phi}, S_{np.\phi}, E_{\phi}, h_n$ – відповідно момент інерції, статичний момент, модуль пружності фанери й висота перерізу панелі.

При визначенні приведених моментів інерції та приведених моментів опору приведену ширину фанерних обшивок слід приймати рівною $b_{np} = 0,9b$, якщо $l \geq 6a$ та $b_{np} = 0,15 \cdot \frac{b \cdot l}{a}$, якщо $l < 6a$, де b – повна ширина перерізу плити, l – прольот плити, a – відстань в осях між поздовжніми ребрами.

Статичний розрахунок клеєфанерної панелі виконують як балки на двох опорах, яка вільно на них лежить, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням від власної ваги панелі та снігового навантаження (рис. 8):

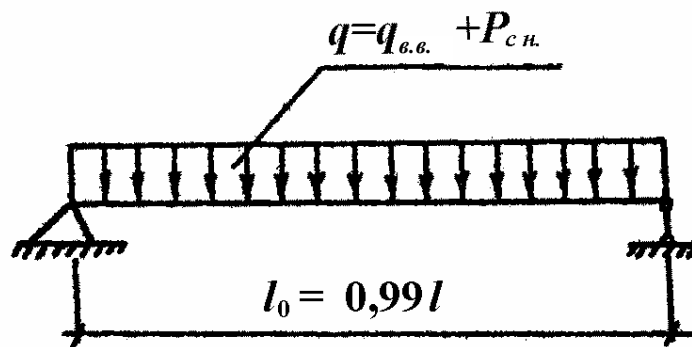


Рис. 8 – Розрахункова схема панелі

а) міцність нижньої розтягнутої фанерної обшивки панелі перевіряють за формулою:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np.\phi}} \leq R_{\phi.p} \cdot m_{\phi}, \quad (12)$$

де $M_{\max} = \frac{ql_0^2}{8}$ – розрахунковий згинальний момент;

$R_{\phi.p}$ – розрахунковий опір фанери розтягу;

$q_{в.в}$ – інтенсивність навантаження на 1 пог. м від власної ваги конструкції покрівлі;

m_{ϕ} – коефіцієнт умов роботи, який урахує зменшення розрахункового опору у стиках фанерної обшивки: $m_{\phi} = 0,6$ – для фанери марок ФСФ та ФК; $m_{\phi} = 1,0$ – для відсутності стиків.

б) верхню стиснуту фанерну обшивку панелі перевіряють на стійкість за формулою

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_{\phi} \cdot W_{np.\phi}} \leq R_{\phi.c}, \quad (13)$$

де $R_{\phi.c}$ – розрахунковий опір фанери стиску;

φ_{ϕ} – коефіцієнт поздовжнього вигину фанери, який знаходять так:

$$\text{при } \frac{c_1}{\delta_{\phi}} \geq 50 \quad \varphi_{\phi} = \frac{1250}{\left(\frac{c_1}{\delta_{\phi}}\right)^2};$$

$$\text{при } \frac{c_1}{\delta_{\phi}} < 50 \quad \varphi_{\phi} = 1 - \frac{\left(\frac{c_1}{\delta_{\phi}}\right)^2}{5000},$$

де c_1 – відстань між поздовжніми ребрами панелі в світу;

δ_{ϕ} – товщина фанери.

в) верхню стиснуту фанерну обшивку панелі перевіряють також на місцевий вигин від дії зосередженого вантажа $P = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2$ кН, де 1,0 кН – вага людини з інструментом; 1,2 – коефіцієнт безпеки з навантаження для монтажного навантаження.

Вважається, що дія зосередженого навантаження розподіляється на ширину 100 см (по довжині панелі). Враховуючи опір повороту в опорних перерізах верхньої обшивки з боку ребер (тобто у місцях, де фанерна обшивка приклеюється до поздовжніх ребер), можна за розрахункову схему при

розрахунку на тимчасове зосереджене навантаження прийняти балку з защемленими обома кінцями (рис. 9).

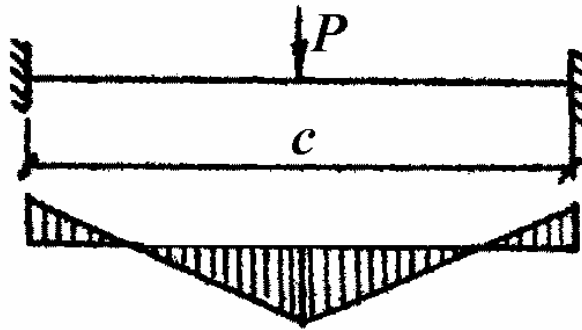


Рис. 9 – Розрахункова схема верхньої обшивки панелі

У цьому випадку розрахунковий момент знаходять за формулою

$$M = \frac{P \cdot c}{8}, \quad (14)$$

де c – відстань між ребрами панелі в осях.

Згинальні напруження у верхній обшивці панелі поперек волокон зовнішніх шпонів фанери перевіряються за формулою

$$\sigma_{виг} = \frac{M}{W} \leq R_{ф.виг.90} \cdot m_{виг}, \quad (15)$$

де $R_{ф.виг.90}$ – розрахунковий опір на вигин фанери поперек волокон;

$m_{виг} = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи для монтажного навантаження;

$W = \frac{100 \cdot \delta_{\phi}^2}{6}$ – момент опору фанерної обшивки шириною 100 см;

δ_{ϕ} – товщина фанери верхньої обшивки панелі;

г) клейові шви між шпонами фанери в місцях приклеювання фанери до ребер (у межах сумарної ширини поздовжніх ребер) перевіряють на сколювання за формулою

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_{пр.ф}}{J_{пр.ф} \cdot b_{розр}} \leq R_{ф.ск}, \quad (16)$$

де $S_{пр.ф}$ – приведений до фанери статичний момент верхньої фанерної обшивки відносно нейтральної осі;

Q – розрахункова поперечна сила;

$b_{розр}$ – розрахункова ширина клейового з'єднання, приймають рівною сумарній ширині ребер каркасу;

$R_{ф.ск}$ – розрахунковий опір фанери сколюванню;

д) дотичні напруження по сколюванню ребер перевіряють за формулою

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_{np.д}}{J_{np.д} \cdot \sum b_p} \leq R_{ск.д}, \quad (17)$$

де $S_{np.д}$ – приведений до деревини статичний момент половини перерізу панелі відносно нейтральної осі;

$J_{np.д}$ – $S_{np.д}$ – приведений до деревини момент інерції поперечного перерізу панелі;

$\sum b_p$ – сумарна ширина поздовжніх ребер;

$R_{ск.д}$ – розрахунковий опір деревини сколюванню;

е) жорсткість клеєфанерної панелі перевіряють за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{0,7 \cdot E_{ф} \cdot J_{np.ф}} \leq \frac{1}{250}, \quad (18)$$

де $\frac{1}{250}$ – граничний вигин у панелях покриття у долях прольоту згідно з табл. 16 [8].

Приклад 3. Розрахунок утепленої клеєфанерної панелі покриття

Вихідні дані: крок основних несучих конструкцій будівлі – 6 м, район будівництва – III сніговий район, розміри панелі в плані 1,48 x 5,98 м; обшивки панелі з водостійкої фанери марки ФСФ сорту В/ВВ; ребра панелі – з соснових дощок 2 сорту. Клей марки ФСФ-50 (ТУ 6-05-281-77). Утеплювач – мінеральні плити товщиною 8 см з об'ємною вагою 1 кН/м³. Пароізоляція виконана з поліетиленової плівки товщиною 0,2 см. Над утеплювачем передбачений повітряний прошарок для вентиляції уздовж панелі. Покрівля прийнята рулонна з 3-х шарів руберойду. Перший шар руберойда наклеюють на заводі із застосуванням мастик підвищеної теплостійкості й механізованої прокатки

цього шару. Два інші шари руберойду наклеюють після установки панелі на місці.

Компоновка робочого перерізу панелі

Ширину панелі приймають рівною ширині фанерного листа з урахуванням обрізання ребер для їх вирівнювання $b_n = 1480$ мм, товщину фанери приймаємо $\delta_\phi = 8$ мм. Для каркасу панелі з дощок (поздовжніх ребер), які зв'язують верхню та нижню фанерні обшивки в монолітно склеєну коробчасту панель, беремо чорнові заготовки з рекомендованого сортаменту пиломатеріалів (додаток 1) перерізом 50 x 175 мм. Після сушки (до 12% вологості) й чотиристороннього фрезерування чорнових заготовок для склеювання маємо чисті дошки перерізом 42 x 167 мм.

Розрахунковий прольот панелі $l_o = 0,99l = 0,99 \cdot 5980 = 5920$ мм.

Висоту панелі приймаємо $h_n = h_p + 2\delta_\phi = 167 + 2 \cdot 8 = 183$ мм, що складає

$$\frac{h_n}{l_o} = \frac{183}{5920} = \frac{1}{32,4} \text{ (дозволяється } \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{35} \right) l_o).$$

Каркас панелі komponуємо з чотирьох поздовжніх ребер (рис. 7), крок яких приймаємо з розрахунку верхньої фанерної обшивки на місцевий вигин поперек волокон від зосередженого зусилля $P = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2$ кН (рис. 9) як балки з защемленими обома кінцями (біля ребер) шириною 100 см. Відстань між ребрами панелі в осях $C = \frac{148 - 2 \cdot 4,2}{3} = 46,6$ см.

Згинальний момент в обшивці поперек волокон зовнішніх шпонів фанери (рис. 9):

$$M = \frac{P \cdot C}{8} = \frac{1,2 \cdot 46,6}{8} = 6,99 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Момент опору обшивки шириною 100 см

$$W = \frac{b_n \cdot \delta_\phi^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,67 \text{ см}^3.$$

Перевіряємо згинальні напруження верхньої обшивки поперек волокон зовнішніх шпонів фанери від зосередженої сили:

$$\sigma_{\text{виг}} = \frac{M}{W} = \frac{6,99}{10,67} = 0,66 \text{ кН/см}^2 = 6,6 \text{ МПа} < R_{\text{ф.виг.90}} \cdot m_{\text{виг}} = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа.}$$

Якщо остання умова не виконана, то необхідно або збільшити кількість поздовжніх ребер, або збільшити товщину фанери верхньої обшивки.

Для надання жорсткості каркасу панелі поздовжні ребра з'єднуємо поперечними ребрами, розміщеними в торцях і в середині панелі.

Поздовжні ребра панелей при їх установленні на ферму (або балку) стикують за допомогою спеціальних шпунтів з трапецієвидних брусків, приклеєних до крайніх поздовжніх ребер.

Таблиця 3 – Підрахунок навантажень на панель

№ п/п	Найменування навантажень	Нормативне навантаження $g^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт безпеки по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження $g, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1.	Покрівля рубероїдна тришарова	0,12	1,2	0,144
2.	Фанера марки ФСФ 2·0,008·7,0	0,112	1,1	0,123
3.	Каркас з соснової деревини а) поздовжні ребра з урахуванням брусків поздовжніх стиків $\frac{5 \cdot 0,167 \cdot 0,042}{1,48} \cdot 5,0$	0,118	1,1	0,13
	б) поперечні ребра $\frac{3 \cdot 0,092 \cdot 0,042}{1,48} \cdot 5,0$	0,01	1,1	0,011
4	Утеплювач – мінераловатні плити $\frac{3 \cdot 0,008 \cdot 0,424}{1,48} \cdot 1,0$	0,069	1,2	0,083
5.	Пароізоляція	0,02	1,2	0,024
	Разом постійне навантаження	$g_{\text{с.с}}^H = 0,449$		$g_{\text{с.с}} = 0,515$
6.	Тимчасове снігове навантаження	1,0	1,58	1,58
	Усього	$g^H = 1,449$		$g = 2,095$

Отримане таким чином з'єднання панелей у шпунт запобігає зсуву в стику й різниці у вигинах ребер суміжних панелей навіть під тиском зосередженого навантаження, прикладеного до краю однієї з панелей (рис. 7.2).

Коефіцієнт безпеки для снігового навантаження відповідно до додатку 4 для відношення нормативної ваги покриття до ваги снігового покриття $\frac{0,449}{1,0} = 0,449$ дорівнює $\gamma_f = 1,58$.

Знайдемо навантаження на 1 пог. м панелі:

нормативне $q^H = 1,449 \cdot 1,48 = 2,145$ кН/м;

розрахункове $q = 2,095 \cdot 1,48 = 3,1$ кН/м.

Розрахункові характеристики матеріалів

Для семишарової фанери марки ФСФ сорту В/ВВ товщиною 8 мм за табл. 10 та 11 [8] маємо: розрахунковий опір фанери розтягу $R_{\phi.p} = 14$ МПа, розрахунковий опір фанери стиску $R_{\phi.c} = 12$ МПа, розрахунковий опір фанери сколюванню $R_{\phi.ск} = 0,8$ МПа, розрахунковий опір фанери вигину поперек волокон зовнішніх шарів $R_{\phi.виг..90} = 6,5$ МПа, модуль пружності фанери $E_{\phi} = 9000$ МПа.

Для деревини ребер з сосни за [8] маємо: модуль пружності $E_{\delta} = 10000$ МПа.

Геометричні характеристики перерізу панелі

Знайдемо розрахункову ширину фанерних обшивок панелі згідно з [8], п. 4.25

$$b_{np} = 0,9 \cdot 148 = 133,2 \text{ см.}$$

Геометричні характеристики клеєфанерної панелі приводимо до фанерної обшивки

$$\begin{aligned} J_{np,\phi} &= J_{\phi} + J_{\delta} \cdot \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = \frac{b_{np} \cdot (h_n^3 - h_p^3)}{12} + \frac{n_p \cdot b_p \cdot h_p^3}{12} \cdot \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = \\ &= \frac{133,2 \cdot (18,3^3 - 16,7^3)}{12} + \frac{4 \cdot 4,2 \cdot 16,7^3}{12} \cdot \frac{10000}{9000} = 23573,4 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Приведений до фанери момент опору панелі

$$W_{np.\phi} = \frac{2 \cdot J_{np.\phi}}{h_n} = \frac{2 \cdot 23573,4}{18,3} = 2576 \text{ см}^3.$$

Перевірка панелі на міцність

а) перевіряємо міцність нижньої розтягнутої фанерної обшивки панелі, для чого попередньо знаходимо розрахунковий згинальний момент у середині прольоту панелі

$$M_{\max} = \frac{ql_0^2}{8} = -\frac{3,1 \cdot 5,92^2}{8} = 13,6 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np.\phi}} = \frac{13,6 \cdot 10^2}{2576} = 0,53 \text{ кН/см}^2 = 5,3 \text{ МПа} < 0,6 \cdot 14 = 8,4 \text{ МПа},$$

де 0,6 – коефіцієнт, який враховує зменшення розрахункового опору фанери у розтягнутому стику при з'єднанні „на вус”;

б) перевіряємо верхню стиснуту фанерну обшивку панелі на стійкість.

Знаходимо спочатку коефіцієнт поздовжнього вигину фанери φ_ϕ . При відстані між поздовжніми ребрами в світу $c_1 = 42,4$ см й товщині фанери $\delta_\phi = 0,8$ см маємо

$$\frac{c_1}{\delta_\phi} = \frac{42,4}{0,8} = 53 > 50, \text{ тоді } \varphi_\phi = \frac{1250}{\left(\frac{c_1}{\delta_\phi}\right)^2} = \frac{1250}{53^2} = 0,445.$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_\phi \cdot W_{np.\phi}} = \frac{13,6 \cdot 10^2}{0,445 \cdot 2576} = 1,19 \text{ кН/см}^2 = 11,9 \text{ МПа} < R_{\phi.c} = 12 \text{ МПа};$$

в) перевіряємо клейові шви між шпонами фанери у місцях приклеювання фанери до ребер (у межах сумарної ширини поздовжніх ребер) на сколювання за формулою

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_{np.\phi}}{I_{np.\phi} \cdot b_{розр}} \leq R_{\phi.ск}, \quad (16)$$

де Q – розрахункова поперечна сила:

$$Q = \frac{ql_0}{2} = -\frac{3,1 \cdot 5,92}{2} = 9,16 \text{ кН},$$

$S_{np.\phi}$ – приведений до фанери статичний момент верхньої фанерної обшивки відносно нейтральної осі:

$$S_{np.\phi} = b_{np} \cdot \delta_{\phi} \cdot \left(\frac{h_n}{2} - \frac{h_{\phi}}{2} \right) = 133,2 \cdot 0,8 \cdot \left(\frac{18,3}{2} - \frac{0,8}{2} \right) = 932,4 \text{ см}^3,$$

$b_{розр.}$ – розрахункова ширина клейового з'єднання:

$$b_{розр.} = 4 \cdot 4,2 = 16,8 \text{ см.}$$

Дотичні напруження у клейовому шарі фанерної обшивки

$$\tau = \frac{9,16 \cdot 932,4}{23573,4 \cdot 16,8} = 0,0216 \text{ кН/см}^2 = 0,215 \text{ МПа} < R_{\phi.ск} = 0,8 \text{ МПа.}$$

г) перевіряємо дотичні напруження по сколюванню ребер за формулою (17):

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_{np.\delta}}{J_{np.\delta} \cdot \sum \delta_p} \leq R_{ск.\delta}$$

де $S_{np.\delta}$ – приведений до дерева статичний момент половини перерізу панелі відносно нейтральної осі:

$$S_{np.\delta} = S_{\delta} + S_{\phi} \cdot \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} = \frac{4 \cdot 4,2 \cdot 16,7}{2} \cdot \frac{16,7}{4} + 932,4 \cdot \frac{9000}{10000} = 1424,83 \text{ см}^3;$$

$J_{np.\delta}$ – приведений до дерева момент інерції панелі

$$\begin{aligned} J_{np.\delta} &= J_{\delta} + J_{\phi} \cdot \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} = \frac{n_p \cdot b_p \cdot h_p^3}{12} + \frac{b_{np} \cdot (h_n^3 - h_p^3)}{12} \cdot \frac{9000}{10000} = \\ &= \frac{4 \cdot 4,2 \cdot 16,7^3}{12} + \frac{133,2 \cdot (18,3^3 - 16,7^3)}{12} \cdot \frac{9000}{10000} = 21216 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

$\sum \delta_p$ – сумарна ширина поздовжніх ребер панелі

$$\sum \delta_p = 4 \cdot 4,2 = 16,8 \text{ см.}$$

Дотичні напруження

$$\tau_{ск} = \frac{9,16 \cdot 1424,83}{21216 \cdot 16,8} = 0,0366 \text{ кН/см}^2 = 0,366 \text{ МПа} < R_{ск.д} = 1,6 \text{ МПа}.$$

Перевірка жорсткості панелі

д) Жорсткість клеєфанерної панелі перевіряємо за формулою (18)

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,02145 \cdot 592^3}{0,7 \cdot 900 \cdot 23573,4} = \frac{1}{256} < \frac{1}{250},$$

де $E_{\phi} = 9000 \text{ МПа} = 900 \text{ кН/см}^2$ – модуль пружності фанери;

$\frac{f}{l} = \frac{1}{250}$ – граничний вигин для панелей покриття у частках прольоту

згідно з табл. 16 [8].

Отжн жорсткість панелі забезпечена.

3. ВКАЗІВКИ ДО ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ (РГР)

Студенти денної форми навчання виконують РГР у 7 семестрі, заочного навчання – у 8 семестрі.

Графічну частину РГР виконують на аркуші ватмана форматом А-2, на якому необхідно показати:

а) фрагмент плану покриття будівлі масштабом 1:100 ÷ 1:400;

б) геометричну схему основної несучої конструкції (балки або арки) масштабом 1:500 ÷ 1:1000;

в) робоче креслення основної несучої конструкції покриття (балки або арки) масштабом 1:20 ÷ 1:40. При симетричних конструкціях дозволяється показувати не всю конструкцію, а її половину; перерізи окремих елементів наводять на кресленні із зазначенням розмірів;

г) деталі основної несучої конструкції (вузлів та опорні частини, стики і складові елементи) масштабом 1:5 ÷ 1:10;

д) специфікацію матеріалів на одну монтажну марку основної несучої конструкції (на метал і деревину окремо);

е) примітки, де зазначають, з якого матеріалу виконана основна несуча конструкція, вологість деревини і марка клею для склеювання дерев'яних елементів; катети зварних швів і марки електродів для металевих елементів; заходи для захисту деревини від гниття та загоряння, а металу – від корозії.

Рекомендовану схему розміщення графічного матеріалу наведено на рис. 10. Креслення повинно мати кутовий штамп установленого зразка. Усі розміри на кресленнях проставляють в міліметрах.

Виконання РГР супроводжується складанням пояснювальної записки обсягом близько 20 стор. письмового паперу формату А-4. Записка повинна мати посилання на використану нормативну й технічну літературу.

При оформленні пояснювальної записки в ній необхідно відобразити такі розділи:

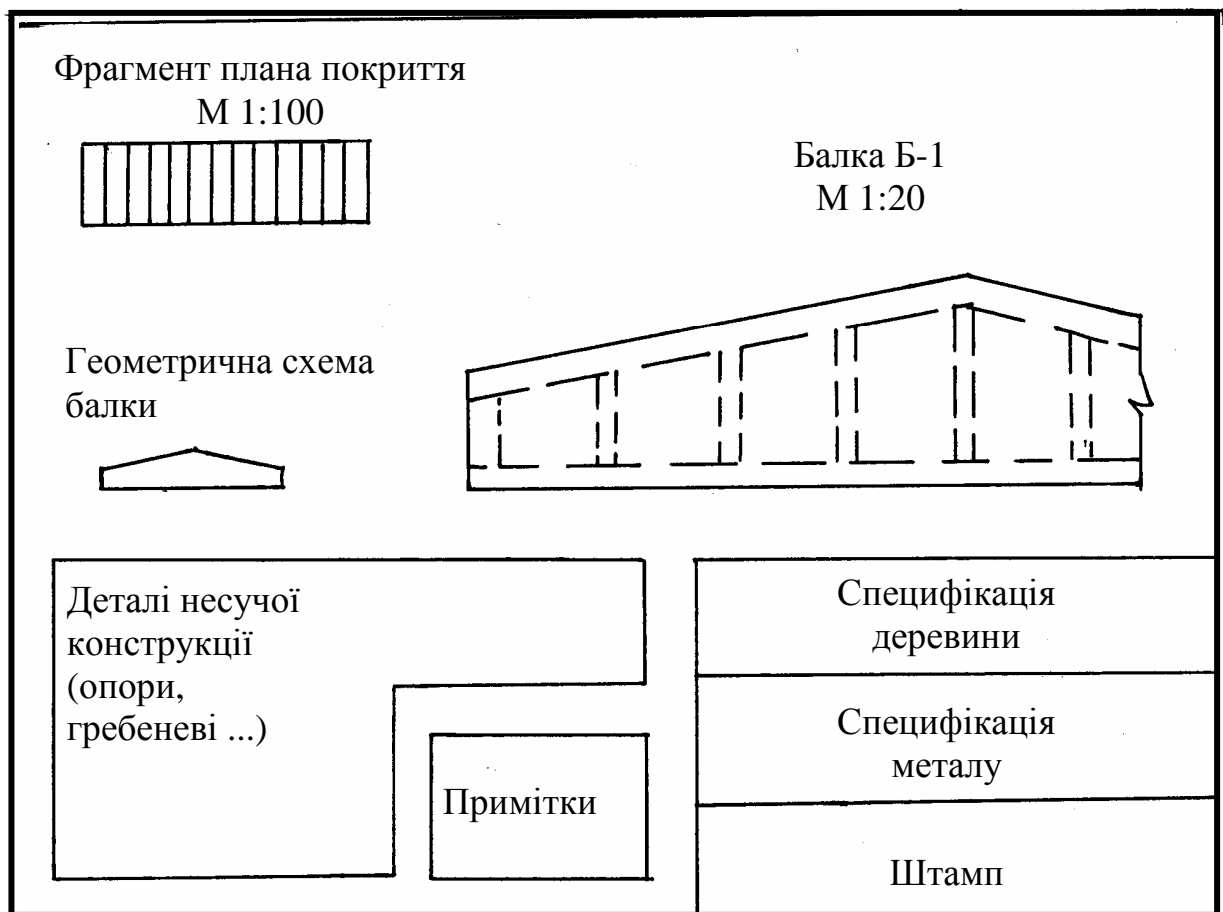
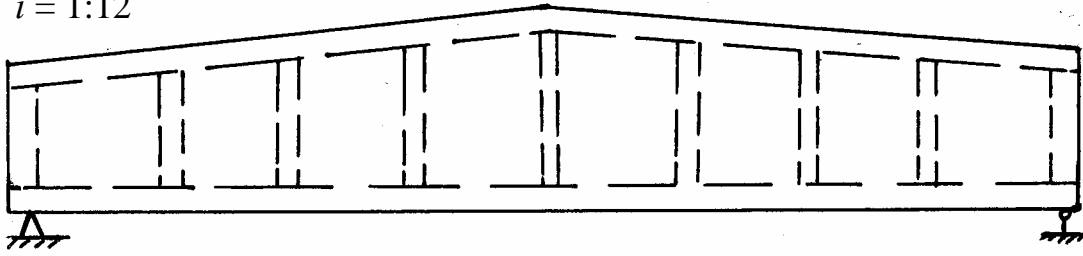


Рис. 10 – Рекомендована схема розміщення графічного матеріалу РГР

- а) вибір огорожуючих конструкцій покриття будівлі;
- б) вибір основних несучих конструкцій покриття будівлі (балки або арки) з визначенням коефіцієнта власної ваги й % витрати металу;
- в) розрахунок елементів огорожуючих конструкцій (плити покриття при безпрогонному вирішенні покриття; настилу під покрівлю та прогонів при прогонному вирішенні покриття);
- г) розрахунок основної несучої конструкції (балки або арки);
- д) розробка питань захисту деревини від гниття та загоряння, а металу від корозії.

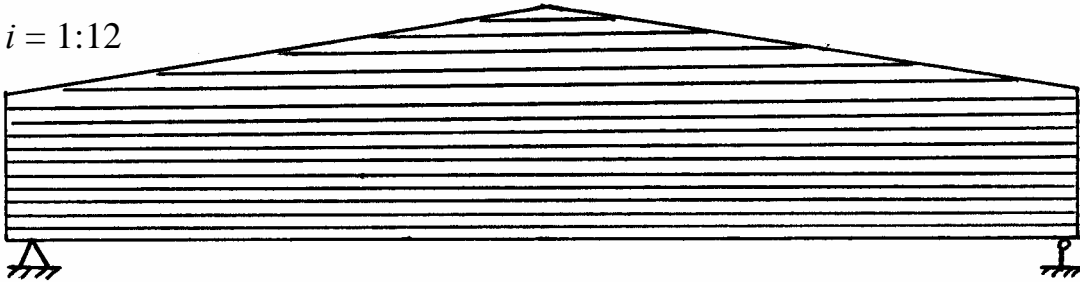
Вихідні дані для виконання РГР наведені в табл. 4 і на рис. 11, приймаються залежно від шифра (номера залікової книжки) студента.

$i = 1:12$



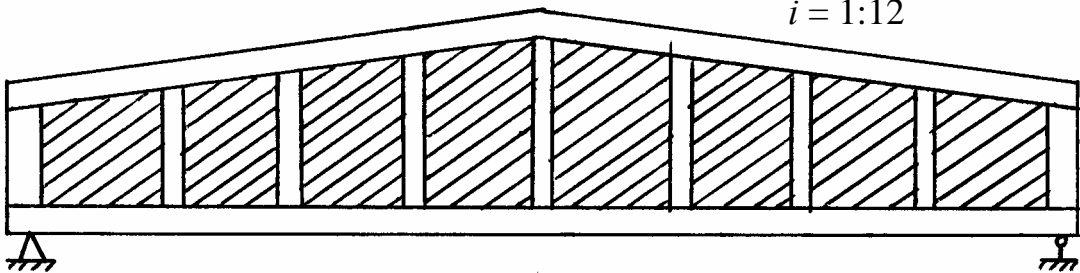
1. Клеєфанерна балка з дощатими ребрами

$i = 1:12$

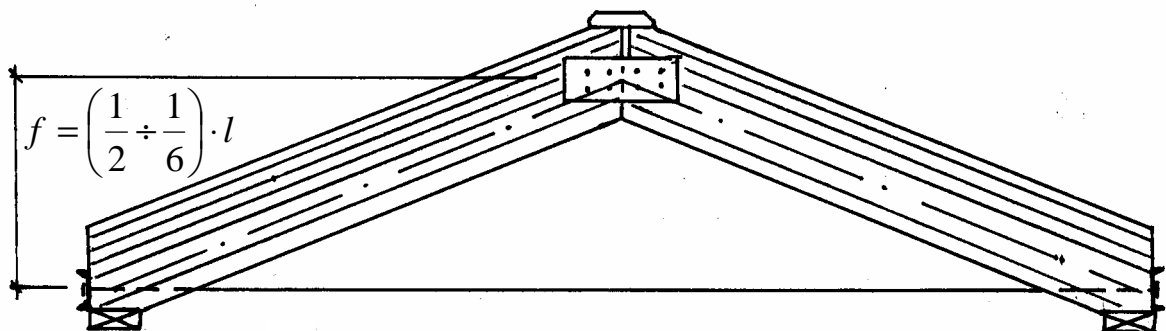


2. Дощатоклеєна балка

$i = 1:12$



3. Двотаврова дощатоцвяхова балка з перехресною дощатою стінкою



4. Тришарнірна арка з клеєних блоків

Рис. 11 – Схеми основних несучих конструкцій

Склад покриття беруть за узгодженням з керівником РГР з будь-якого довідника, де є відповідна інформація.

При виборі складу покриття рішення про наявність або відсутність у покритті утеплювача приймається також залежно від шифра студента: тепле покриття беруть для парних номерів, а холодне - для непарних номерів шифра студента. При цьому слід мати на увазі, що товщина шару утеплювача, його назва й об'ємна маса приймаються студентом самостійно без теплотехнічного розрахунку.

Для 1, 2 і 3 схеми основної несучої конструкції висота балок на опорах приймається студентом самостійно за конструктивними вимогами або за розрахунком на сприйняття максимальних дотичних напружень.

Приклад 4. Розрахунок РГР

Варіант № 00: $1 \frac{15 - 4,0}{III - III}$

Вихідні дані:

- номер схеми основної несучої конструкції - 1 (клеєфанерна балка);
- проліт балки – 15 м;
- відстань між балками – 4,0 м;
- тип покриття - III – прогонне покриття;
- покрівля тепла рулонна;
- сніговий район – III, тобто $P_{сн}^H = 1 \text{ кН/м}^2$.

Для визначення відстані між прогонами покриття знаходимо довжину похилої частини балки AB при ухилі покрівлі 1:12 (рис. 12).

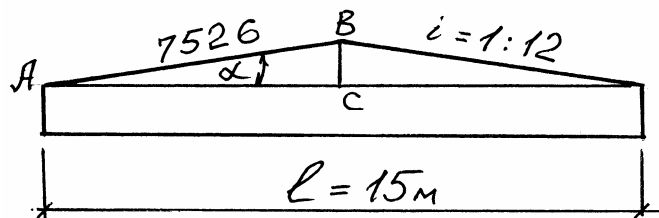


Рис. 12 – До визначення відстані між прогонами

$$BC = \frac{1}{12} \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,625 \text{ м.}$$

$$AB = \sqrt{AC^2 + BC^2} = \sqrt{7,5^2 + 0,625^2} = 7,526 \text{ м.}$$

За отриманим розміром AB приймають відстань між прогонами $b_n = 1,25 \text{ м}$ ($1,25 \times 6 = 7,5 \text{ м}$).

Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення

Приймаємо для розрахунку: деревина – сосна 3-го сорту, крок прогонів $1,25 \text{ м}$; переріз дощок робочого розрідженого настилу $b \times h = 15 \times 2,2 \text{ см}$, покладені із зазором $S_0 = 10 \text{ см}$, верхній суцільний захисний настил товщиною $\delta = 1,6 \text{ см}$.

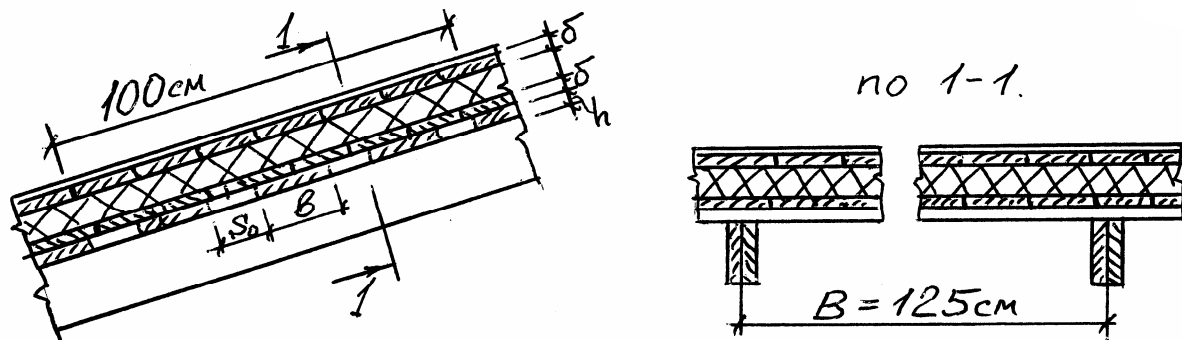


Рис. 13 – До розрахунку настилу

№ п/п	Найменування навантажень	$q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1.	Тришарова рулонна покрівля	0,10	1,2	0,12
2.	Вирівнюючий настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
3.	Утеплювач $\delta = 0,07 \text{ м}$; $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^3$	0,035	1,2	0,042
4.	Захисний настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
5.	Робочий настил $0,15 \cdot 0,022 \frac{100}{15+10} \cdot 5,0$	0,066	1,1	0,073
	Разом $q_{с.в}^H =$	0,361		$q_{с.в} = 0,411$
6.	Снігове навантаження	1,00	1,6	1,60
	$q^H = 1,361$			$q = 2,011$

Розрахунок настилу виконуємо для смуги шириною 100 см. Кут нахилу до уваги не приймаємо.

Здійснюємо підрахунок навантажень на 1 пог. м розрахункової смуги настилу (рис. 13).

Розрахункову схему настилу приймаємо у вигляді двопрольотної балки з прольотами $l = 1,25$ м. Визначаємо максимальний згинальний момент при першому сполученні навантажень - власна вага і сніг (рис. 14):

$$M_{\max}^1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,011 \cdot 1,25^2}{8} = 0,393 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

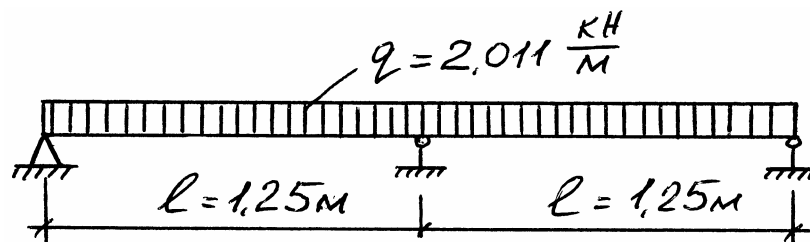


Рис. 14 – Розрахункова схема настилу при першому сполученні навантажень

Визначаємо максимальний згинальний момент при другому сполученні навантажень - власна вага покриття і зосереджений вантаж $P = 1,2$ кН (рис. 15).

$$\begin{aligned} M_{\max}^2 &= 0,07q_{в.в} \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = \\ &= 0,07 \cdot 0,411 \cdot 1,25^2 + 0,207 \cdot \frac{1,2}{0,5} \cdot 1,25 = 0,666 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

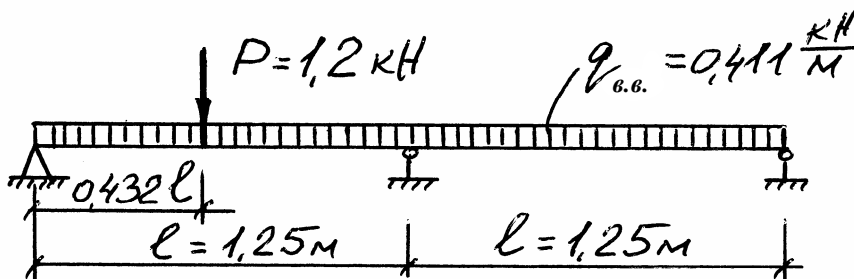


Рис. 15 – Розрахункова схема настилу при другому сполученні навантажень

Більш не вигідним для перевірки міцності настилу є другий випадок навантаження.

Знаходимо момент опору настилу:

$$W_{HT} = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{100}{b+S_0} = \frac{15 \cdot 2,2^2}{6} \cdot \frac{100}{15+10} = 48,4 \text{ см}^3.$$

Тут $\frac{100}{15+10}$ - число дощок, що укладаються на ширині настилу 100 см.

Виконуємо перевірку міцності настилу за другим сполученням навантажень:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^2}{W_{HT}} = \frac{0,666 \cdot 10^3}{48,4} = 13,76 \text{ МПа} < R_g \cdot 1,2 = 13,0 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Тут 1,2 - коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії зосередженого навантаження.

Умова міцності задоволена.

Перевіряємо жорсткість настилу за першим сполученням навантажень.

Для цього попередньо знаходимо момент інерції настилу:

$$J = W \cdot \frac{h}{2} = 48,4 \cdot \frac{2,2}{2} = 53,24 \text{ см}^4.$$

Визначаємо відносний прогин настилу

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1,361 \cdot 10^{-2} \cdot 125^3}{10^3 \cdot 53,24} = \frac{1}{361} < \frac{1}{150},$$

тобто вимогу за жорсткістю настилу (табл. 16 [8]) задоволено.

Розрахунок спареного багатопрольотного прогону

Дано: Крок основних несучих конструкцій - 4,0 м. Інші дані ті ж, що й у розрахунку настилу.

Розв'язання: Приймаємо орієнтовно прогони з двох дощок з деревини сосни 2-го сорту перерізом 4,4 x 17,5 см. Нормативне навантаження від ваги прогону на 1м² покриття буде таким:

$$g_{в.в.}^H = \frac{2 \cdot 0,044 \cdot 0,175 \cdot 5,0}{1,25} = 0,0616 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

Розрахункове навантаження: $g_{\text{в.в.}} = 0,0616 \cdot 1,1 = 0,068 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Додавши ці навантаження до раніше отриманих навантажень на дощатий настил, одержуємо:

$$g^H = 1,361 + 0,0616 = 1,4226 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$g = 2,011 + 0,068 = 2,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо навантаження на 1 пог. м прогону при відстані між ними 1,25 м:

$$q^H = 1,4226 \cdot 1,25 = 1,78 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q = 2,079 \cdot 1,25 = 2,60 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Рішення прогону приймаємо аналогічно рівнопрогинному, тобто $x = 0,2113l$ (рис. 16). Приймаємо також $l_{\text{кр}} = l$, тобто маємо умову неможливості зменшення розмірів крайніх прольотів.

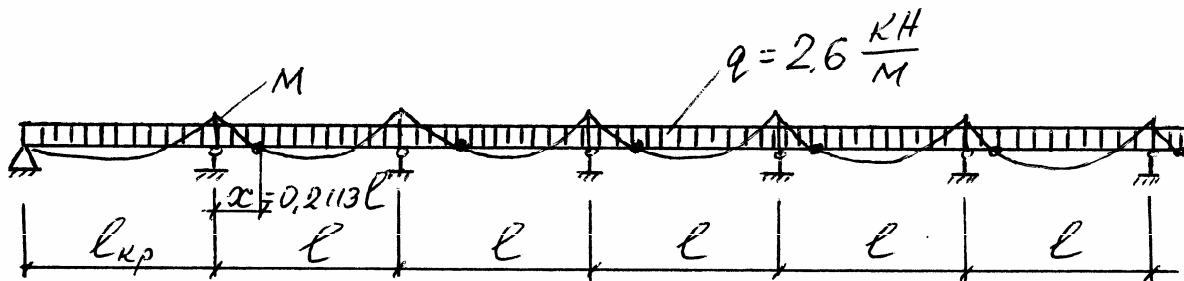


Рис. 16 – Розрахункова схема прогону

Визначаємо максимальний згинальний момент на першій проміжній опорі при перерахованих вище умовах

$$M_{\text{max}} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2,60 \cdot 4^2}{10} = 4,16 \text{ кН.м.}$$

Знаходимо необхідний момент опору прогону

$$W_{\text{необх.}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_g} = \frac{4,16 \cdot 10^3}{13,0} = 320 \text{ см}^3.$$

Цьому моменту опору відповідає переріз 2 х (4,4 х 15) см

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^2}{6} = 330 \text{ см}^3 > 320 \text{ см}^3.$$

Виконуємо перевірку міцності прогону:

$$\sigma = \frac{4,16 \cdot 10^3}{330} = 12,6 \text{ МПа} < R_g = 13,0 \text{ МПа},$$

тобто вимогу за міцністю прогону задоволено.

Перевіряємо прогін на жорсткість, для чого спочатку визначаємо момент інерції перерізу прогону

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^3}{12} = 2475 \text{ см}^4.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{1,78 \cdot 10^{-2} \cdot 400^3}{10^3 \cdot 2475} = \frac{1}{333} < \frac{1}{200},$$

тобто прийнятий переріз прогону задовольняє також умовам жорсткості.

Розрахунок стику прогонів

Приймаємо цвяхи, що скріплюють стик прогонів $\varnothing 3$ мм, $l_{ув} = 80$ мм.

Знаходимо відстань від осі опори до центра стику:

$$x = 0,2113l = 0,2113 \cdot 4,0 = 0,84 \text{ м}.$$

Знаходимо відстань від осі опори до центра розміщення цвяхів при дворядному їхньому розміщенні (рис. 17):

$$x_{ув} = 84 - (6 + 3) = 75 \text{ см},$$

де 6 см - відстань від стику до першого ряду цвяхів; 3 см - половина відстані між рядами цвяхів.

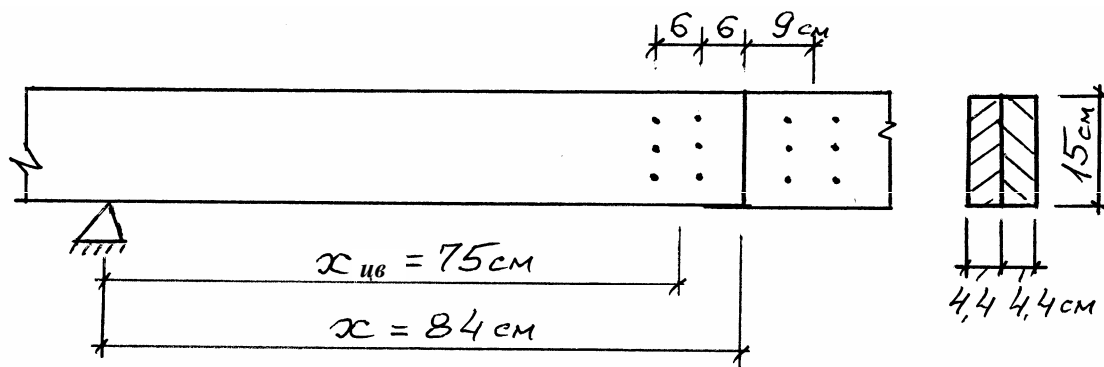


Рис. 17 – До розрахунку стику прогонів

Визначаємо розрахункову довжину заземлення цвяха в другій непробивній наскрізь дощці прогону:

$$a_{цв} = l_{цв} - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5d_{цв} = 8 - 4,4 - 0,2 \cdot 1 - 1,5 \cdot 0,3 = 2,65 \text{ см,}$$

де $c = 4.4$ см - товщина дошки, що пробивається наскрізь; $n_{ш} = 1$ - кількість швів, які перетинає цвях; $0,2$ см - розрахункова деформація зсуву; $1,5d_{цв}$ - довжина загостреної частини цвяха; $a_{цв} = 2,65 \text{ см} > 4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ см}$, тобто вимога БНіП П25-80 задоволена.

Знаходимо мінімальну несучу здатність однозрізного цвяха (табл. 17 [8]):

$$T_{цв}^c = 0,50cd = 0,50 \cdot 4,4 \cdot 0,3 = 0,66 \text{ кН;}$$

$$T_{цв}^e = 2,50d^2 + 0,01a^2 = 2,50 \cdot 0,3^2 + 0,01 \cdot 2,65^2 = 0,2953 \text{ кН,}$$

що менше $4,0d^2 = 4,0 \cdot 0,3^2 = 0,36 \text{ кН}$.

З отриманих значень приймаємо менше значення несучої здатності. Знаходимо необхідну кількість цвяхів з кожної сторони стику.

$$n_{цв} = \frac{M_{он}}{2x_{цв} \cdot T_{цв}} = \frac{4,16 \cdot 10^2}{2 \cdot 75 \cdot 0,2953} = 9,4 \text{ цвяхів.}$$

Приймаємо 10 цвяхів. Розставляємо їх у два ряди по 5 цвяхів у ряді. В іншій частині прогону для забезпечення спільності роботи складових його двох дощок ставимо без розрахунку по два цвяхи $\varnothing 3$ мм, $l_{цв} = 80$ мм через 50 см.

Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості цвяхів – 10 штук з кожної сторони стику згідно з БНіП П 25-80 (рис. 18).

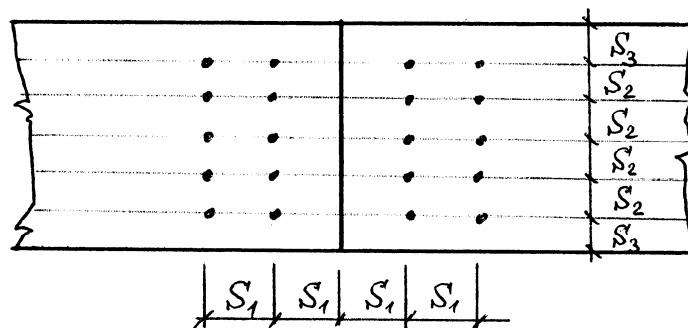


Рис. 18 – Розміщення цвяхів на стику прогонів

S_1 повинно бути більше або дорівнювати $15d_{цв} = 15 \cdot 0,3 = 4,5$ см при товщині елемента $c \geq 10d_{цв} = 10 \cdot 0,3 = 3$ см, що пробивається наскрізь. У нашому випадку S_1 - відстань між осями цвяхів уздовж волокон і до краю дошки прийнята рівною 6 см, що більше, ніж мінімально припустимо 4,5 см, а товщина однієї дошки прийнята $c = 4,4$ см, що також більше, ніж мінімальне рекомендоване значення 3 см.

Відстань між осями цвяхів поперек волокон між самими цвяхами $S_2 \geq 4d_{цв}$ і відстань від крайнього ряду цвяхів до поздовжнього ребра дошки $S_3 \geq 4d_{цв}$. У нашому випадку всі 5 цвяхів кожного ряду забиваємо по вертикалі через рівні проміжки.

Приймаємо $S_2 = S_3 = 2,5$ см, що більше, ніж $4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ см, або $15 \text{ см} = 4S_2 + 2S_3 = 6 \cdot 2,5$ см.

Розрахунок клеєфанерної балки

Дано: проліт балки $l = 15$ м; крок балок - $B = 4$ м; ухил покрівлі $i = 1:12$.

Матеріал: сухі соснові дошки 1 сорту, багатошарова водостійка фанера марки ФСФ сорту В/ВВ.

Розв'язання: Визначаємо діючі навантаження з урахуванням власної ваги балки і навантажень на прогони $g^H = 1,4226 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; $g = 2,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$:

$$g_{в.в.}^H = \frac{g^H}{\frac{K_{сг} \cdot l}{1000} - 1} = \frac{1,4226}{\frac{3,5 \cdot 15}{1000} - 1} = 0,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо інтенсивність погонного навантаження на балку:

$$q^H = (g^H + g_{в.в.}^H)B = (1,4226 + 0,079) \cdot 4,0 = 6,01 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g + g_{в.в.}^H \cdot \gamma_f)B = (2,079 + 0,079 \cdot 1,1) \cdot 4,0 = 8,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Знаходимо висоту поперечного перерізу балки в середині прольоту:

$$h_{сер} = \frac{l}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ м. При заданому ухилі покрівлі висота перерізу на опори}$$

буде: $h_{on} = h_{cep} - i \frac{l}{2} = 1,5 - \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,88$ м. Товщину фанерної стінки приймаємо рівною $\delta_\phi = 1,2$ см. Ширину поясів приймаємо $b_n = 15$ см, а висоту верхнього і нижнього поясів приймаємо однаковими й рівними 14 см (чотири шари дощок по 3,5 см кожний) (рис. 19).

Знаходимо небезпечний переріз двосхилої балки:

$$x = l \left[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] = 15 \left[\sqrt{0,592(1+0,592)} - 0,592 \right] = 5,682 \text{ м.}$$

$$\text{Тут } \gamma = \frac{h'_{on}}{i \cdot l} = \frac{0,88 - 0,14}{\frac{1}{12} \cdot 15} = 0,592,$$

h'_{on} - висота балки на опорі між центрами поясів.

Знаходимо висоту балки в розрахунковому перерізі:

$$h_x = h_{on} + ix = 0,88 + \frac{1}{12} \cdot 5,682 = 1,354 \text{ м.}$$

Визначаємо згинальний момент у перерізі x :

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{8,67 \cdot 5,682(15 - 5,682)}{2} = 229,52 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для сприйняття цього згинального моменту необхідний момент опору (приведений до матеріалу фанерної стінки):

$$W_{np.\phi} = \frac{M_x}{R_{p.\phi}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{8,4} = 27324 \text{ см}^3.$$

Тут $R_{p.\phi} = 8,4$ МПа прийнято з урахуванням $m_\phi = 0,6$ - коефіцієнта форми поперечного перерізу.

Цьому $W_{np.\phi}$ відповідає $J_{np.\phi}$:

$$J_{np.\phi} = W_{np.\phi} \cdot \frac{h_x}{2} = 27324 \cdot \frac{135,4}{2} = 1849835 \text{ см}^4.$$

Необхідну величину моменту інерції поясів знаходимо з формули

$$J_\partial = (J_{np.\phi} - J_\phi) \frac{E_\phi}{E_\partial} = \left(1849835 - \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 135,4^3}{12} \right) \cdot \frac{90000}{100000} = 1218036 \text{ см}^4.$$

Момент інерції дерев'яних поясів балки висотою 14 см дорівнює:

$$J_{\partial} = \frac{b_n [h_x^3 - (h_x - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [135,4^3 - (135,4 - 2 \cdot 14)^3]}{12} = 1554346 \text{ см}^4, \text{ що}$$

більше, ніж 1218036 см^4 , тобто прийняті раніше розміри поясів відповідають умовам міцності.

Зробимо перевірку міцності поясів на дію нормальних напружень при вигині в перерізі x , для чого спочатку знаходимо $W_{np.\partial}$:

$$W_{np.\partial} = \left(J_{\partial} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}} \right) \cdot \frac{2}{h_x} = \left(1554346 + 496462 \cdot \frac{90000}{100000} \right) \cdot \frac{2}{135,4} = 25325 \text{ см}^3.$$

Тоді розтягуючі (стискаючі) напруження в поясах від вигину будуть:

$$\sigma_{\partial} = \frac{M_x}{W_{np.\partial}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{25325} = 9,063 \text{ МПа} < 10,0 \text{ МПа},$$

а розтягуюче напруження у фанерній стінці:

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\partial} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}} = 9,063 \cdot \frac{90000}{100000} = 8,157 \text{ МПа} < 8,4 \text{ МПа},$$

тобто міцність у небезпечному перерізі деревини поясів і фанерної стінки забезпечена.

Перевірка стійкості стиснутого пояса балки з площини вигину

По балках покладені спарені прогони з відстанню між ними $b_n = 1,25 \text{ м}$, які прикріплюються в місцях обпирання до верхнього пояса балки. Звідси вільна довжина верхнього пояса з площини балки $l_0 = 125 \text{ см}$, а гнучкість із площини вигину

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,29b_n} = \frac{125}{0,29 \cdot 15} = 29.$$

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{29}{100} \right)^2 = 0,932.$$

Тоді з урахуванням $\varphi_y = 0,932$ стискаючі напруження в деревині пояса будуть:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{\partial}}{\varphi_y} = \frac{9,063}{0,932} = 9,724 \text{ МПа} < R_{c.\partial} = 14,0 \text{ МПа},$$

тобто стійкість верхнього пояса балки з площини вигину забезпечена.

Перевірка фанерної стінки в опорній панелі

Відстань між осями ребер жорсткості в опорній панелі $a = 62,5$ см.

Розрахункова висота стінки: $h_{cm} = 88 + \frac{1}{12} \cdot \frac{62,5}{2} - 2 \cdot 14 = 62,6$ см.

Умова $a \leq h_{cm}$ для опорної панелі виконана;

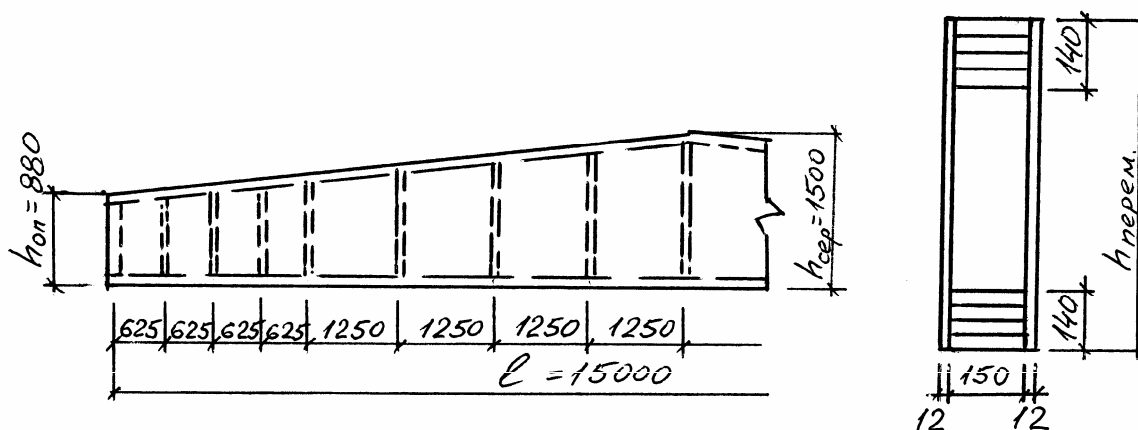


Рис. 19 – Клеєфанерна балка

$\frac{h_{cm}}{\delta_{\phi}} = \frac{62,6}{1,2} = 52,5$, що значно менше 80, тобто перевірка фанерної стінки на

міццеву стійкість не потрібна.

Перевіряємо міцність фанерної стінки на зріз за формулою

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot 2\delta_{\phi}} \leq R_{зр.\phi},$$

для чого послідовно знаходимо:

величину максимальної поперечної сили

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{8,67 \cdot 15}{2} = 65,025 \text{ кН.}$$

статичний момент половини перерізу фанерної стінки в опорному перерізі

$$S_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^2}{8} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^2}{8} = 2323,2 \text{ см}^3.$$

статичний момент одного дерев'яного пояса в опорному перерізі

$$S_{\partial} = b_n \cdot h_n \left(\frac{h_{on} - h_n}{2} \right) = 15 \cdot 14 \cdot \frac{(88 - 14)}{2} = 7770 \text{ см}^3.$$

Статичний момент опорного перерізу, приведений до матеріалу стінки, тобто до фанери

$$S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 2323,2 + 7770 \cdot \frac{10^5}{90000} = 10956,5 \text{ см}^3.$$

Момент інерції фанерної стінки в опорному перерізі

$$J_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^3}{12} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^3}{12} = 136294 \text{ см}^4.$$

Момент інерції дерев'яних поясів в опорному перерізі

$$J_{\partial} = \frac{b_n [h_{on}^3 - (h_{on} - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [88^3 - (88 - 28)^3]}{12} = 581840 \text{ см}^4.$$

Момент інерції опорного перерізу балки, приведений до фанери,

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 136294 + 581840 \cdot \frac{10^5}{90000} = 782783 \text{ см}^4.$$

Підставляємо отримані значення у вищенаведену формулу перевірки міцності фанерної стінки на зріз

$$\tau_{\max} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 10956,5}{782783 \cdot 2 \cdot 1,2} = 3,792 \text{ МПа} \leq R_{zp.\phi} = 6,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

Для опорного перерізу $\sigma = 0$, отже при перевірці головних розтягуючих напружень $\alpha = 45^0$. Тому $\sigma_{p.\phi.45^0} = \tau_{\max} = 3,792 \text{ МПа}$, що менше $R_{p.\phi.45^0} = 4,5 \text{ МПа}$.

Перевіряємо міцність клейового з'єднання стінки з поясом на зсув:

$$\tau_1 = \frac{Q_{\max} \cdot S_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}}}{J_{np.\phi} \cdot 2h_n} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 7770 \cdot \frac{100000}{90000}}{782783 \cdot 2 \cdot 14} = 0,26 \text{ МПа} < R_{\phi.ck} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто міцність забезпечена.

Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300} \text{ (табл. 16 [8]),}$$

де $f = \frac{f_0}{K} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right];$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E_\phi \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,01 \cdot 10^{-2} \cdot 1500^4}{900 \cdot 2840489} = 1,55 \text{ см.}$$

$$\begin{aligned} J_{np.\phi} &= J_\phi + J_\delta \frac{E_\delta}{E_\phi} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 150^3}{12} + \frac{15 \cdot [150^3 - (150 - 2 \cdot 14)^3]}{12} \cdot \frac{10^5}{90000} = \\ &= 2840489 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

K - коефіцієнт, що враховує вплив змінної висоти балки на її жорсткість

$$K = 0,4 + 0,6 \frac{h'_{on}}{h'_{сер}} = 0,4 + 0,6 \cdot \frac{88 - 14}{150 - 14} = 0,726.$$

C - коефіцієнт, що враховує вплив деформацій зсуву на жорсткість балки (табл. 3 додатка 4 [8])

$$C = \left(45,3 - 6,9 \frac{h_{on}}{h_{сер}} \right) \cdot \gamma = \left(45,3 - 6,9 \cdot \frac{88}{150} \right) \cdot 1,167 = 48,141.$$

$$\gamma = \frac{F_{поясов}}{F_{стенки}} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 14}{2 \cdot 1,2 \cdot 150} = 1,167.$$

$$f = \frac{1,55}{0,726} \left[1 + 48,141 \left(\frac{150,0}{1500,0} \right)^2 \right] = 3,163 \text{ см.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,163}{1500} = \frac{1}{474} < \frac{1}{300},$$

тобто вимогу за жорсткістю задоволено.

4. ВКАЗІВКИ ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Студенти денної форми навчання виконують курсову роботу у 8 семестрі, заочного навчання – у 9 семестрі.

Розрахункова частина курсової роботи складається з таких етапів:

- статичний розрахунок кроквяної ферми (10%): вибір схеми ферми згідно із завданням; визначення геометричних розмірів ферми; збір навантажень на покриття і на кроквяну ферму; розрахунок елементів огорожуючих конструкцій (плити покриття при безпрогонному рішенні або прогонів та покрівельного настилу при прогонному рішенні покриття); визначення зусиль у стержнях ферми аналітичним або графічним способом; складання таблиці розрахункових зусиль в елементах ферми;

- конструктивний розрахунок стержнів кроквяної ферми (15%): підбір перерізів поясів і решітки ферми;

- конструктивний розрахунок вузлів кроквяної ферми (15%): розрахунок та конструювання 3-4 (за узгодженням з керівником проекту) вузлів ферми;

- конструктивний розрахунок клеєдощаного стояка (10%): визначення зусиль у ригелі та в стояку будівлі, що розглядається як один раз статично невизначена поперечна рама; визначення перерізу клеєдощаного стояка та розрахунок вузла, затиснутого у фундаменті стояка; розрахунок та конструювання вузла опираючого кроквяної ферми на стояк.

Графічну частину (50%) курсової роботи виконують на одному аркуші формату А-1, на якому розміщуються такі матеріали (рис. 20): поперечний, поздовжній розрізи та план будівлі із схематичним зображенням зв'язок; відправний елемент ферми на стадії КДД з необхідними розрізами, видами, перерізами та деталями, який показують разом зі стояком і вузли стиків конструкцій; специфікації металу та деревини на відправний елемент ферми; необхідні таблиці й примітки до проекту.

Графічна частина курсової роботи повинна давати повне уявлення про розроблені конструкції ферми, стояка та інших елементів. Всі ці елементи, їхні перерізи й деталі необхідно накреслити відповідно до вимогам ЄСКД, мати необхідні розміри і супроводжуватися відповідними надписами.

Вихідні дані для виконання курсової роботи, наведені в табл. 5, 6 і рис. 21, приймають також залежно від шифру (номера залікової книжки) студента.

Склад покриття беруть за узгодженням з керівником курсової роботи за будь-яким довідником, де є відповідна інформація.

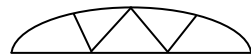
При виборі складу покриття рішення про наявність чи відсутність в покритті утеплювача приймають також залежно від шифру студента: тепле покриття вибирають для парних номерів шифру, холодне - для непарних номерів шифру. При цьому слід мати на увазі, що товщина шару утеплювача, його назва й об'ємна маса вибираються студентом самостійно без теплотехнічного розрахунку.

Приклад 5. Розрахунок курсової роботи

Варіант № 22: $1 \frac{33 - 5.3}{I - \text{БП}} \text{ і } 53 \frac{5.3}{5.7}.$

Вихідні дані для проектування:

схема ферми – 1;



- сегментна ферма;

проліт ферми – 33 м;

крок ферм – 5,3 м;

сніговий район – I, тобто $P_{сн}^H = 0,5 \text{ кН/м}^2.$

Тип покриття – БП: покрівля тепла рулонна по клеєфанерним панелях:

довжина будівлі – 53 м;

висота ферми в гребені – 5,3 м;

висота колони – 5,7 м.

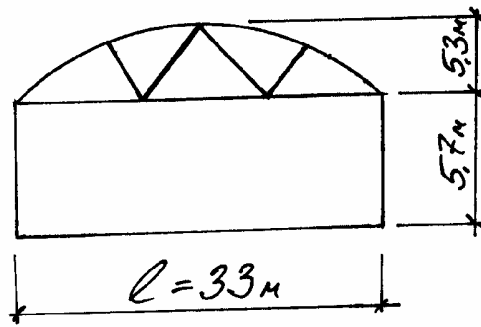


Рис. 22 – Схема поперечника будівлі

Розрахунок клеєфанерної панелі

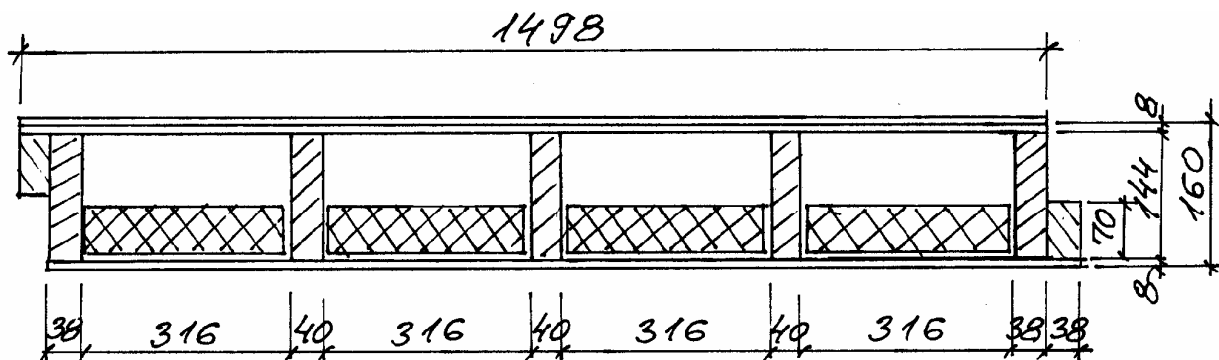


Рис. 23 – Конструкція клеєфанерної панелі

Ширину панелі беремо рівною 1,5 м. Довжину панелі приймаємо рівною 528 см, з урахуванням зазору на неточність виготовлення. Поздовжні ребра приймаємо з дощок 40x150 мм. Висота їх після стругання - 144 мм. Товщина крайніх ребер також після стругання – 38 мм. Утеплювач приймаємо плитковий пінопласт товщиною $\delta = 50$ мм, об'ємною вагою $\gamma = 0,40$ кН/м³ – приклеюємо його на шарі фарби, що виконує роль пароізоляції.

Розрахунковим прольотом панелі вважаємо її довжину, зменшену на 1%, тобто

$$l_0 = l \cdot 0,99 = 528 \cdot 0,99 = 523 \text{ см.}$$

Розрахункова ширина обшивки

$$b_{np} = 0,9(150 - 3,8) = 131 \text{ см,}$$

де 0,9 – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірності розподілу нормальних напружень.

Обчислюємо навантаження на 1 пог. м. панелі:

№ п/п	Найменування навантажень	$q^n, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1.	Рубероїд у три шари 0,12 x 1,5	0,18	1,2	0,216
2.	Фанерні обшивки 2 x 0,008 x 6,50 x 1,5	0,156	1,1	0,172
3.	Ребра каркаса 5 x 0,04 x 0,144 x 5,00	0,144	1,1	0,159
4.	Пінопласт 0,05 x 0,40 (1,5 – 5 x 0,04)	0,026	1,2	0,032
5.	Пароізоляція 0,01 (1,5 – 5 x 0,04)	0,013	1,2	0,016
6.	Сніг 0,50 x 1,5	0,75	1,6	1,20
	Разом:	1,27		1,80

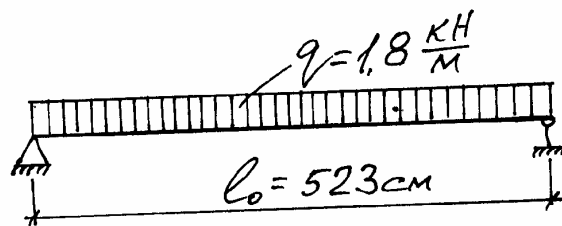


Рис. 24 – Розрахункова схема панелі

Знаходимо приведені до фанери геометричні характеристики перерізу:

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = \frac{131(16^3 - 14,4^3)}{12} + \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4) \cdot 14,4^3}{12} \cdot \frac{1000}{900} = 16037 \text{ см}^4.$$

$$W_{np.\phi} = \frac{J_{np.\phi}}{0,5h} = \frac{16037}{8} = 2005 \text{ см}^3.$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,80 \cdot 5,23^2}{8} = 6,155 \text{ кНм}.$$

1. Знаходимо напруження розтягання в нижній обшивці

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{np.\phi}} = \frac{6,155 \cdot 10^3}{2005} = 3,07 \text{ МПа} < 0,6 \cdot 14,0 = 8,4 \text{ МПа}$$

де 14,0 – розрахунковий опір фанери розтягання; 0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непростеї у швах.

2. Відстань між ребрами каркаса $a = 31,6$ см. Відношення

$$\frac{a}{\delta_\phi} = \frac{31,6}{0,8} = 39,5 < 50, \text{ звідси } \varphi = 1 - \frac{\left(\frac{a}{\delta_\phi}\right)^2}{5000} = 1 - \frac{39,5^2}{5000} = 0,685.$$

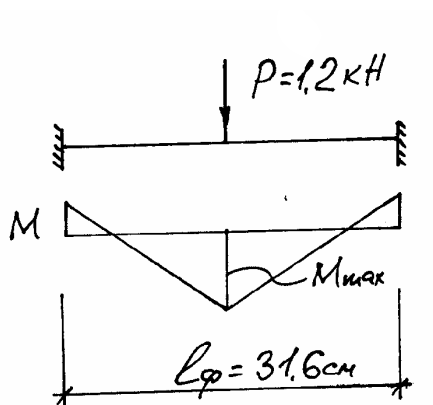
Знаходимо напруження стиску у верхній фанерній обшивці:

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{\varphi \cdot W_{np.\phi}} = \frac{6,155 \cdot 10^3}{0,685 \cdot 2005} = 4,48 \text{ МПа} < R_{\phi.c} = 12,0 \text{ МПа}.$$

3. Перевіряємо верхню обшивку фанери на вигин поперек волокон під дією місцевого зосередженого навантаження $P = 1,20$ кН. У розрахунковому відношенні обшивку розглядаємо як балку із затисненими кінцями з прольотом рівним відстані між ребрами каркаса $l_\phi = a = 31,6$ см.

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l_\phi}{8} = \frac{1,20 \cdot 31,6}{8} = 4,74 \text{ кН.см}.$$

Зосереджений вантаж вважаємо розподіленим на ширину обшивки 1 м.



Момент опору розрахункової смуги обшивки:

$$W = \frac{100 \cdot \delta_\phi^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,7 \text{ см}^3.$$

Напруження у верхній фанерній обшивці:

Рис. 25 – До розрахунку обшивки панелі

$$\sigma_\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{4,74 \cdot 10}{10,7} = 4,45 \text{ МПа} < R_{\phi.\sigma} \cdot 1,2 = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа},$$

де $R_{\phi.в}$ - розрахунковий опір фанери вигину поперек волокон, тобто міцність забезпечена, що підтверджує правильність обраної кількості поздовжніх ребер.

4. Перевіряємо надійність опору сколюванню по клейовому шві між зовнішнім (поздовжнім) і внутрішнім (поперечним) шпонами фанери в місці сполучення ребер з обшивками за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot b_{розр}} \leq R_{\phi.ск}$$

Визначаємо параметри, що входять у цю формулу.

Поперечна сила на опорі

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,80 \cdot 5,23}{2} = 4,71 \text{ кН.}$$

Статичний момент частини приведенного перерізу, що зсувається:

$$S_{np.\phi} = F_{np} (0,5h - 0,5\delta_{\phi}) = 131 \cdot 0,8(0,5 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3.$$

Сумарна ширина поздовжніх ребер каркаса

$$b_{розр} = 2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4,0 = 19,6 \text{ см.}$$

Напруження сколювання

$$\tau = \frac{4,71 \cdot 800}{16037 \cdot 19,6} = 0,012 \text{ Кн/см}^2 < R_{\phi.ск} = 0,08 \text{ Кн/см}^2.$$

5. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу панелі

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,27 \cdot 10^{-2} \cdot 523^3}{900 \cdot 16037} = \frac{1}{610} < \frac{1}{250},$$

тобто умову по жорсткості задоволено.

Розрахунок сегментної металодерев'яної ферми з клеєним верхнім поясом

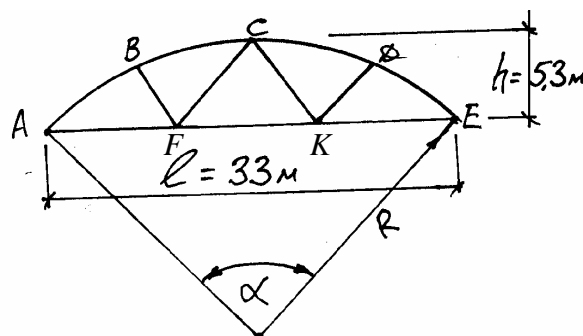


Рис. 26 – Схема сегментної ферми

Визначаємо геометричні параметри ферми:

$$R = \frac{l^2}{8h} + \frac{h}{2} = \frac{33^2}{8 \cdot 5,3} + \frac{5,3}{2} = 28,34 \text{ м.}$$

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2R} = \frac{33}{2 \cdot 28,34} = 0,5822. \quad \frac{\alpha}{2} = 35^{\circ}36'. \quad \alpha = 71^{\circ}12'.$$

Довжина дуги верхнього пояса

$$S = \pi R \cdot \frac{\alpha}{180^{\circ}} = \frac{3,14 \cdot 28,34 \cdot 71^{\circ}12'}{180^{\circ}} = 35,22 \text{ м.}$$

Верхній пояс розбиваємо на чотири рівні панелі. Довжина дуги однієї панелі верхнього пояса

$$S_n = \frac{S}{4} = \frac{35,22}{4} = 8,805 \text{ м.}$$

Довжина хорди кожної панелі (рис. 27)

$$d = 2R \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2 \cdot 4}\right) = 2 \cdot 28,34 \cdot 0,1547 = 8,77 \text{ м.}$$

Довжини панелей нижнього пояса

$$AF = FK = KE = 11 \text{ м.}$$

Довжини розкосів

$$BF = KD = \sqrt{4,0^2 + 3,2^2} = 5,122 \text{ м,}$$

$$CF = CK = \sqrt{5,5^2 + 5,3^2} = 7,638 \text{ м.}$$

Статичний розрахунок ферми

Визначаємо навантаження з урахуванням криволінійної поверхні покриття.

а) від власної ваги покриття

$$q^H = \frac{(1,27 - 0,75)}{1,5} \cdot \frac{S}{l} = \frac{0,52}{1,5} \cdot \frac{35,22}{33} = 0,37 \text{ кН/м}^2,$$

де 1,27 кН/м – інтенсивність нормативного погонного навантаження, знайденого при розрахунку панелі; 1,5 м – ширина панелі; 0,75 кН/м – вага снігового нормативного навантаження на панель.

$$q = \frac{(1,80 - 1,20)}{1,5} \cdot \frac{35,22}{33} = 0,427 \text{ кН/м}^2,$$

де 1,8 і 1,2 – відповідно інтенсивність розрахункового погонного навантаження на панель сумарна і від снігу;

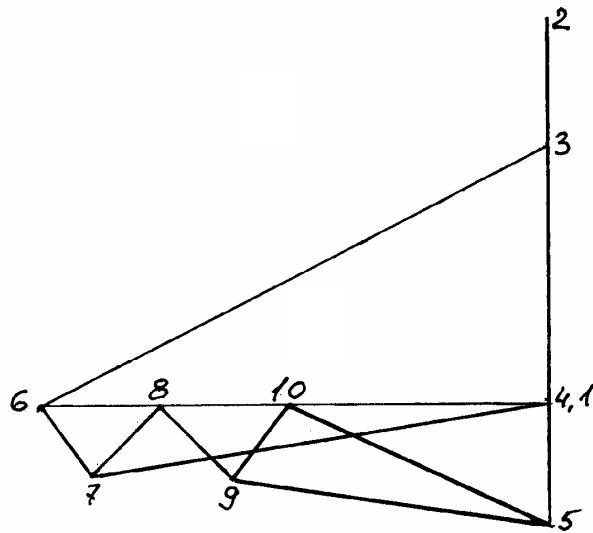
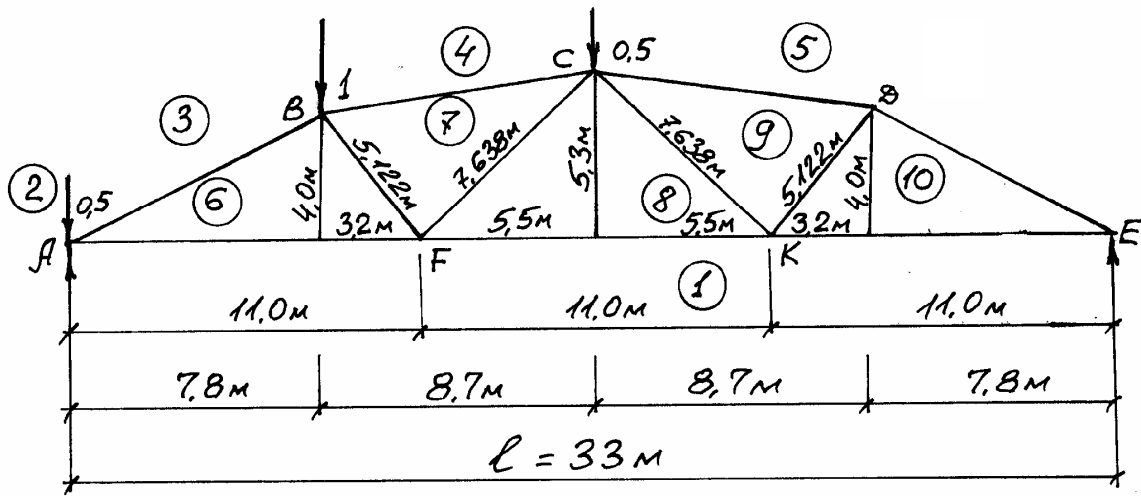


Рис. 27 – Діаграма Максвелла–Кремони

б) від снігового навантаження з урахуванням циліндричної поверхні:

$$P_c^H = P_0 \cdot C = 0,50 \cdot 0,7783 = 0,3892 \text{ кН/м}^2,$$

$$C = \frac{l}{8h} = \frac{33}{8 \cdot 5,3} = 0,7783,$$

$$P_c = 0,3892 \cdot 1,6 = 0,623 \text{ кН/м}^2,$$

де 1,6 – коефіцієнт безпеки за навантаженням для снігового навантаження.

Знаходимо власну вагу ферми нормативну $q_{6.6}^H$ й розрахункову $q_{6.6}$:

$$q_{с.с}^H = \frac{q^H + P_c^H}{\frac{1000}{k_{с.с}} - 1} = \frac{0,37 + 0,3892}{\frac{1000}{3 \cdot 33} - 1} = 0,0834 \text{ кН/м}^2.$$

$$q_{с.с} = 0,0834 \cdot 1,1 = 0,092 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо навантаження на 1 пог. м ферми:

а) від постійного навантаження:

$$q = (0,427 + 0,092) \cdot 5,3 = 2,751 \text{ кН/м};$$

б) від тимчасового навантаження

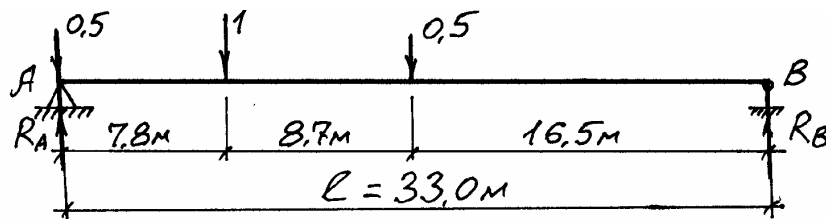
$$P = 0,623 \cdot 5,3 = 3,302 \text{ кН/м},$$

де 5,3 – крок ферм.

Знаходимо опорні реакції при повному завантаженні ферми:

$$A_{л} = A_{п} = \frac{(2,751 + 3,302) \cdot 33}{2} = 99,88 \text{ кН}.$$

Діаграму Максвелла-Кремони будуюмо від одиничного навантаження (рис. 27), для чого спочатку знаходимо опорні реакції R_A і R_B :



$$\sum M_B = 0. \quad R_A \cdot 33 - 0,5 \cdot 33 - 1 \cdot 25,2 - 0,5 \cdot 16,5 = 0.$$

$$R_A = \frac{16,5 + 25,5 + 8,25}{33} = 1,51.$$

$$\sum y = 0. \quad R_A + R_B = 2; \quad R_B = 2 - R_A = 2 - 1,51 = 0,49.$$

Визначаємо вантажні коефіцієнти:

а) для постійного навантаження

$$G_{пост} = 2,751 \cdot \frac{7,8 + 8,7}{2} = 22,70 \text{ кН};$$

б) для тимчасового навантаження

$$G_{тимч} = 3,302 \cdot \frac{7,8 + 8,7}{2} = 27,24 \text{ кН.}$$

Зусилля в елементах ферми

Елементи ферми	Номера елементів	Зусилля від одиничного навантаження, кН			Зусилля від постійного навантаження ($G = 22,70$ кН)	Зусилля від тимчасового навантаження ($G_{тимч} = 27,24$ кН)			Розрахункові зусилля, кН
		зліва	справа	на всьому прольоті		зліва	справа	на всьому прольоті	
Верхній пояс	3-6	-2,225	-1,125	-3,35	-76,04	-60,61	-30,65	-91,26	-167,30
	4-7	-1,825	-1,26	-3,085	-70,03	-49,72	-34,32	-84,04	-154,07
	5-9	-1,26	-1,825	-3,085	-70,03	-34,32	-49,72	-84,04	-154,07
	5-10	-1,125	-2,225	-3,35	-76,04	-30,65	-60,61	-91,26	-167,30
Нижній пояс	1-6	+2,0	+1,04	+3,04	+69,01	+54,48	+28,33	+82,81	+151,82
	1-8	+1,54	+1,54	+3,08	+69,92	+41,95	+41,95	+83,90	+153,82
	1-10	+1,04	+2,0	+3,04	+69,01	+28,33	+54,48	+82,81	+151,82
Розкоси	6-7	-0,36	+0,36	0	0	-9,81	+9,81	0	-9,81
	7-8	+0,43	-0,43	0	0	+11,71	-11,71	0	-11,71
	8-9	-0,43	+0,43	0	0	-11,71	+11,71	0	-11,71
	9-10	+0,36	-0,36	0	0	+9,81	-9,81	-	-9,81

Конструктивний розрахунок ферми

Розрахунок перерізу верхнього пояса

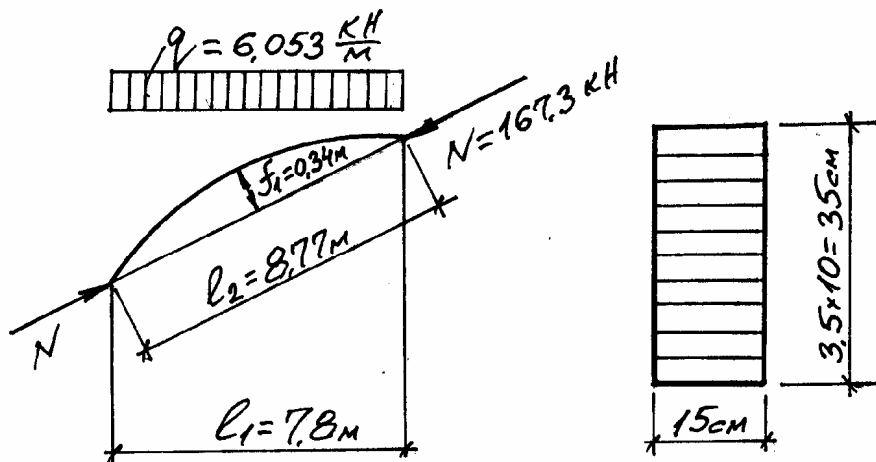


Рис. 28 – Розрахункова схема і переріз верхнього пояса

$$f_1 = \frac{l_2^2}{8R} = \frac{8,77^2}{8 \cdot 28,34} = 0,34 \text{ м};$$

$$M_{розр} = \frac{ql_1^2}{8} - N \cdot f_1 = \frac{6,053 \cdot 7,8^2}{8} - 167,30 \cdot 0,34 = 46,0331 - 56,882 =$$

$$= -10,85 \text{ кН.м.}$$

Приймаємо переріз верхнього пояса з 10 дощок товщиною 3,5 см (після стругання) загальною висотою 35 см і шириною 15 см. Тоді

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{15} = 2,33 < 5;$$

$$F = 15 \cdot 35 = 525 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{15 \cdot 35^2}{6} = 3063,5 \text{ см}^2;$$

$$\lambda_x = \frac{l_2}{r} = \frac{877}{0,289 \cdot 35} = 86,7;$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{86,7^2} = 0,399;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\varphi p} \cdot R_c} = 1 - \frac{16730}{0,399 \cdot 525 \cdot 150} = 0,467,$$

де $R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір деревини стиску.

Знаходимо напруження в перерізі верхнього пояса:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{HT}} = \frac{167,30}{525} + \frac{10,85 \cdot 10^2}{0,467 \cdot 3062,5} =$$

$$= 0,31866 + 0,75856 = 1,0773 \text{ кН/см}^2 < R_g = 1,50 \text{ кН/см}^2,$$

тобто умова міцності задоволена.

Розрахунок перерізу нижнього пояса

Розрахункове зусилля в нижньому поясі

$$N_p = 153,82 \text{ кН};$$

$$F_{TP} = \frac{N_p}{R} = \frac{153,82}{21,00} = 7,32 \text{ см}^2.$$

За умовою граничної гнучкості у вертикальній площині приймаємо

$$2\angle 90 \times 7 \quad \text{з} \quad F = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ см}^2.$$

Вага 1 пог. м = 0,0984 кг x 2 = 0,1968 кг.

$$J_x = 94,3 \text{ см}^4, \quad r_x = 2,77 \text{ см}, \quad z_0 = 2,47 \text{ см}.$$

Гнучкість у вертикальній площині

$$\lambda_x = \frac{1100}{2,77} = 397,1 < \lambda_{\max} = 400.$$

$$W_{\min} = \frac{J_x}{h - z_0} = \frac{94,3}{9 - 2,47} = 14,44 \text{ см}^3.$$

Згинальний момент від власної ваги

$$M_H = \frac{q_{\text{в.в}} \cdot d^2}{8} = \frac{0,1968 \cdot 11^2}{8} = 2,977 \text{ кН.м}.$$

Напруження у нижньому поясі:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{153,82}{24,6} + \frac{297,70}{14,44} = 20,96 \text{ кН/см}^2 < R = 21,0 \text{ кН/см}^2.$$

Підбір перерізу розкосів

Для уніфікації розкоси приймаємо однакового перерізу. Переріз підбираємо за граничною гнучкістю

$$\text{Розкіс 7-8} \quad l_0 = 763,8 \text{ см}, \quad N = -11,71 \text{ кН}, \quad \lambda_{\max} = 150.$$

Знаходимо висоту перерізу

$$h = \frac{l_0}{0,289 \cdot \lambda_{\max}} = \frac{763,8}{0,289 \cdot 150} = 17,7 \text{ см}.$$

Приймаємо розкоси перерізом 15 x 20 см з $F = 15 \times 20 = 300 \text{ см}^2$.

$$\lambda_x = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{763,8}{0,289 \cdot 20} = 133;$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{133^2} = 0,169.$$

Перевіряємо напруження в розкосі:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot F_{\text{розр}}} = \frac{11,71}{0,169 \cdot 300} = 0,231 \text{ кН/см}^2, \text{ що менше}$$

$$R_c = 1,50 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунок опорного вузла

Вузол здійснюємо у вигляді звареного зі сталевих листів башмака. Верхній пояс упирається в ребристу плиту, приварену до щік башмака. Нижній пояс кріпиться до щік башмака зварними швами. Визначаємо площу обпирання торця верхнього пояса на плиту башмака з умови зім'яття деревини.

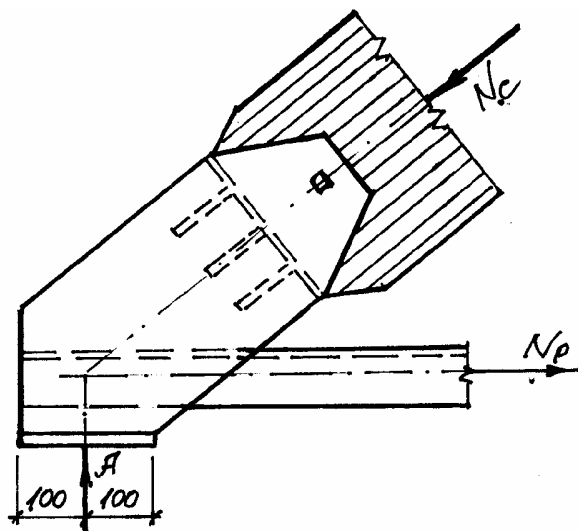


Рис. 29 – Опорний вузол ферми

$$F_{зім} = \frac{N}{R_{зім}} = \frac{167,30}{1,50} = 112 \text{ см}^2.$$

$$\text{Довжина плити } l_n = \frac{F}{b} = \frac{112}{15} = 7,5 \text{ см},$$

де $b = 15$ см – ширина раніше прийнятого перерізу верхнього пояса.

Опорну плиту розраховуємо як контурну, обперту на чотири сторони:

Навантаження на плиту

$$\sigma_{зім} = \frac{N}{F_{зім}} = \frac{167,30}{20 \cdot 15} = 0,558 \text{ кН/см}^2;$$

$$M = \alpha_1 \sigma_{см} \cdot a^2 = 0,1 \cdot 0,558 \cdot \left(\frac{15}{2}\right)^2 = 3,14 \text{ кН.см},$$

$$\text{де } \frac{b}{a} = \frac{15}{7,5} = 2. \quad \alpha_1 = 0,1.$$

$$W = \frac{M}{R} = \frac{3,14}{21,00} = 0,15 \text{ см}^3.$$

Товщина плити $\delta_{пл} = \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,15} = 0,948 \text{ см.}$

Приймаємо $\delta_{пл} = 1,0 \text{ см.}$

Перевіряємо ребристу плиту як балку прольотом, рівним відстані між осями щік башмака:

$$M = \frac{0,558 \cdot 20(15 + 1)^2}{8} = 357,12 \text{ кН.см.}$$

Відстань від грані до центра ваги перерізу

$$y = \frac{20 \cdot 1,0 \cdot 0,5 + 8,0 \cdot 1,0 \cdot 5}{20 \cdot 1 + 8 \cdot 1} = 1,786 \text{ см.}$$

Момент інерції перерізу

$$J_x = \frac{20 \cdot 1^3}{12} + \frac{1 \cdot 8^3}{12} + 20(1,786 - 0,5)^2 + 24(5 - 1,786)^2 = 285 \text{ см}^4.$$

Тоді

$$\sigma = \frac{M(h - y)}{J_x} = \frac{357,12(9 - 1,786)}{285} = 9,04 \text{ кН/см}^2 < R_g = 21,00 \text{ кН/см}^2,$$

тобто умова міцності виконана.

Визначаємо розміри опорної плити

З умови обпирання і закріплення анкерними болтами приймаємо опорну плиту розміром 20 x 30 см.

Напруження стиску під плитою

$$\sigma = \frac{A}{F_{пл}} = \frac{99,88}{20 \cdot 30} = 0,1665 \text{ кН/см}^2,$$

де A – опорна реакція ферми.

Товщину плити визначаємо з умови її вигину на різних ділянках:

Консольна ділянка плити

$$M_1 = \frac{0,1665 \cdot 6,5^2}{2} = 0,88 \text{ кН.см.}$$

Середня ділянка плити

$$M_2 = \frac{0,1665 \cdot (15 + 1)^2}{8} = 5,33 \text{ кН.см.}$$

Момент опору знаходимо за згинальним моментом для середньої ділянки плити, тобто за більшим його значенням:

$$W = \frac{M_{\max}}{R} = \frac{5,33}{21,00} = 0,254 \text{ см}^3.$$

$$\text{Товщина плити } \delta_{nl} = \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,254} = 1,24 \text{ см.}$$

$$\text{Приймаємо } \delta_{nl} = 2,0 \text{ см.}$$

Визначаємо довжину зварних швів, що кріплять кутники нижнього поясу до опорного вузла.

$$l_{ш} = \frac{N}{R_y^{зв} \cdot 2h_{ш} \cdot m_{зв}} = \frac{151,82}{15,00 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 0,7} = 14,46 \text{ см.}$$

$$\text{Приймаємо } l_{ш}^{об} = 16 \cdot 0,7 + 1 = 13 \text{ см, у пера } l_{ш}^n = 10 \text{ см.}$$

Елементи башмака зварюємо швом $h_{ш} = 8$ мм. Перевірку не проводимо через явний запас міцності.

Проміжні вузли верхнього пояса

Для передачі зусиль поясів і кріплення розкосів у вузлах устанавлюються зварні сталеві башмаки розміром 20 x 15 см. Оскільки розміри башмака такі ж, як і упорної плити в опорному вузлі, напруження зім'яття деревини не перевіряємо. Між плитами башмака ставимо ребра жорсткості.

Плиту перевіряємо на вигин:

$$M = \frac{\sigma_{зім} \cdot l^2}{8} = \frac{0,558 \cdot 4,8^2}{8} = 1,61 \text{ кН.см;}$$

$$W = \frac{1,61}{21,00} = 0,076 \text{ см}^3;$$

$$\delta_{nl} = \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,076} = 0,68 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину плити $\delta = 10$ мм.

Вузлові болти, до яких кріпляться розкоси, що мають незначні зусилля, приймаємо конструктивно діаметром $d = 2$ см.

Розкоси кріпляться до вузлів за допомогою сталевих накладок перерізом – 80 x 8 мм. Накладки до розкосів закріплюються двома болтами $d = 16$ мм.

Перевіряємо сталеві накладки:

а) на розтягання в ослабленому центральним болтом перерізі:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} = \frac{11,71}{9,6} = 1,22 \text{ кН/см}^2 < R = 21,00 \text{ кН/см}^2.$$

де $F_{HT} = 2 \cdot 0,8 \cdot (8 - 2) = 9,6 \text{ см}^2$;

б) на стиск по стійкості з площини пластинки

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{бр}}} = \frac{11,71}{0,133 \cdot 12,8} = 6,88 \text{ кН/см}^2 < R = 21,00 \text{ кН/см}^2;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{35}{0,289 \cdot 0,8} = 150;$$

$$\varphi = \frac{3000}{150^2} = 0,133.$$

$$F_{\text{бр}} = 2 \cdot 0,8 \cdot 8 = 12,8 \text{ см}^2.$$

Визначаємо несучу здатність одного двозрізного болта:

за вигином болта $T_g = 2,50 \cdot d^2 = 2,50 \cdot 1,6^2 = 6,40 \text{ кН}$;

за зім'яттям деревини $T_{\text{зім}} = 0,50cd = 0,50 \cdot 15 \cdot 1,6 = 12,00 \text{ кН}$.

Кількість болтів знаходимо за вигином болта:

$$n = \frac{N_{\text{max}}}{n_{\text{зр}} \cdot T_{\text{min}}} = \frac{11,71}{2 \cdot 6,40} = 0,92 \text{ шт.}$$

Приймаємо конструктивно два болти.

Розрахунок поперечної рами будівлі з клеєними стояками

Клас відповідальності будинку 1, $\gamma_n = 0,95$.

Матеріал стояків – деревина сосна 2-го сорту.

Статичний розрахунок. Визначаємо навантаження на стояки рами:

постійний розрахунковий тиск на стояк від покриття:

$$P_{\phi.n} = \frac{(0,427 + 0,092) \cdot 5,3 \cdot 33}{2 \cdot 0,95} = 47,78 \text{ кН};$$

від снігового навантаження:

$$P_{\phi.c} = \frac{(0,3892 \cdot 1,6) \cdot 5,3 \cdot 33}{2 \cdot 0,95} = 57,33 \text{ кН};$$

від стінового огороження з урахуванням елементів кріплення:

$$P_{ct} = (0,45 + 0,10) \cdot 5,3 \cdot (5,7 + 5,3) \cdot 0,95 = 30,46 \text{ кН}.$$

Розрахункове навантаження від власної ваги стійки приймаємо, беручи попередньо її перерізом 175 x 500 мм:

$$P_{g.g} = 0,175 \cdot 0,5 \cdot 5,7 \cdot 1,1 \cdot 5,00 = 2,75 \text{ кН}.$$

Вітрове навантаження. Швидкісний напір вітру $\omega_0 = 0,30 \text{ кН/м}^2$;
 $C = 0,8$; $C_s = 0,6$.

Розрахункове вітрове навантаження на раму від стіни

$$\omega_0^D = 0,30 \cdot 0,8 \cdot 5,3 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 1,70 \text{ кН/м};$$

$$\omega_0^o = -0,30 \cdot 0,6 \cdot 5,3 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = -1,27 \text{ кН/м}.$$

У зв'язку з тим, що ділянки стіни вище верха стояка немає, то $\omega^D = 0$ і $\omega^o = 0$.

Зусилля в стояках рами як системи один раз статично невизначеної, знаходимо для кожного виду завантаження окремо, приймаючи жорсткість ригеля $EJ_p = \infty$.

Вважаючи жорсткість ригеля малою, знаходимо:

а) вітрове навантаження, прикладене до верха стійки

$$X_\omega = -\frac{(\omega^D - \omega^o)}{2} = 0, \text{ тому що } \omega^D = 0 \text{ і } \omega^o = 0;$$

б) вітрове навантаження на стіни

$$X_p = -\frac{3H(\omega_0^D - \omega_0^o)}{16} = -\frac{3 \cdot 5,7(1,70 - 1,27)}{16} = -0,46 \text{ кН};$$

в) навантаження від стінового огороження при відстані між центрами стінового огороження і стійками $e = 0,25 + 0,08 + 0,10 = 0,43 \text{ м}$.

$$M_{CT} = -P_{CT} \cdot e = -30,46 \cdot 0,43 = -13,10 \text{ кН.м}.$$

$$X_{CT} = -\frac{9M_{CT}}{8H} = -\frac{9(-13,10)}{8 \cdot 5,7} = 2,59 \text{ кН.}$$

Згинальні моменти в нижньому перерізі стояків:

$$\begin{aligned} M_{лів} &= \left[(\omega^o + X_{\omega} + X_p)H + \frac{\omega_o^D \cdot H^2}{2} \right] 0,9 + M_{CT} + X_{CT} \cdot H = \\ &= \left[(0 + 0 + (-0,46))5,7 + \frac{1,7 \cdot 5,7^2}{2} \right] 0,9 + 13,10 + 2,59 \cdot 5,7 = \\ &= +24,9945 - 13,10 + 14,763 = +26,6575 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

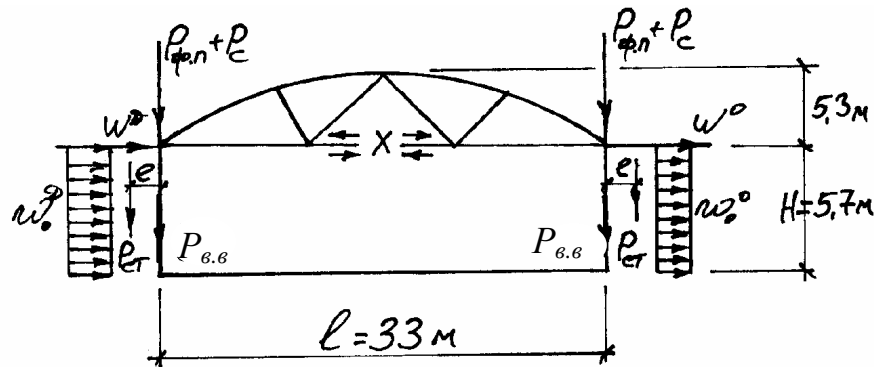


Рис. 30 – Схема навантажень на поперечну раму будівлі

$$\begin{aligned} M_{пр} &= \left[(\omega^o - X_{\omega} - X_p)H + \frac{\omega_o^o \cdot H^2}{2} \right] 0,9 - M_{CT} - X_{CT} \cdot H = \\ &= \left[(0 - 0 + 0,46)5,7 + \frac{1,27 \cdot 5,7^2}{2} \right] 0,9 + 13,10 - 2,59 \cdot 5,7 = \\ &= 20,9278 + 13,10 - 14,763 = 19,2648 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Поперечні сили в защемленні стояків:

$$\begin{aligned} Q_{лів} &= (\omega^D + X_{\omega} + X_p + \omega_o^D \cdot H)0,9 + X_{CT} = \\ &= (0 + 0 - 0,46 + 1,7 \cdot 5,7)0,9 + 2,59 = 10,90 \text{ кН.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{пр} &= (\omega^o - X_{\omega} - X_p - \omega_o^o \cdot H)0,9 - X_{CT} = \\ &= (0 - 0 + 0,46 + 1,27 \cdot 5,7)0,9 - 2,59 = 4,34 \text{ кН.} \end{aligned}$$

$$M_{розр} = 26,6575 \text{ кгм.} \quad Q_{розр} = 10,90 \text{ кН.}$$

$$\begin{aligned} N_{пррозр} &= P_{ф.н} + P_{ф.с} \cdot 0,9 + P_{CT} + P_{e.e} = \\ &= 47,78 + 57,33 \cdot 0,9 + 30,46 + 2,75 = 132,59 \text{ кН.} \end{aligned}$$

де 0,9 – коефіцієнт сполучення, що враховує дію двох тимчасових навантажень.

Конструктивний розрахунок

Приймаємо клеєний стояк прямокутного поперечного перерізу шириною $b = 18$ см і висотою $h = 3,3 \cdot 13 = 42,9$ см, що складає $h/H = 42,9/570 = 1/13,28$, що відповідає необхідному діапазону $\frac{h}{H} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$. Знаходимо геометричні характеристики поперечного перерізу:

$$F = 18 \cdot 42,9 = 772,2 \text{ см}^2, \quad W = \frac{18 \cdot 42,9^2}{6} = 5521,2 \text{ см}^3,$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{18 \cdot 42,9^3}{12} = 118430 \text{ см}^4.$$

Визначаємо міцність поперечного перерізу за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{N}{F_{розр}} + \frac{M_{розр}}{\xi \cdot W_{розр}} \leq R_c.$$

Знаходимо λ, φ, ξ :

$$\lambda = \frac{2,2 \cdot l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{2,2 \cdot 570}{0,289 \cdot 42,9} = 101,2.$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{101,2^2} = 0,293.$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\varphi} \cdot R_c} = 1 - \frac{132,59}{0,293 \cdot 772,2 \cdot 1,80} = 0,674,$$

де $R_c = 1,50 \cdot 1,2 = 1,80$ кН/см².

$$\sigma = \frac{132,59}{772,2} + \frac{26,6575 \cdot 10^2}{0,674 \cdot 5521,2} = 0,1717 + 0,7164 = 0,8881 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,8 \text{ кН/см}^2.$$

Уздовж будівлі стояки розкріплюємо вертикальними зв'язками і верхнім обв'язувальним брусом-розпіркою. Зв'язки розкріплюють обидва зовнішні ребра стояка.

Перевіряємо стійкість плоскої форми деформування стояка з урахуванням підкріплення стиснутого і розтягнутого її ребер за формулою

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot K_{nN} \cdot R_c \cdot F_{\varphi p}} + \left(\frac{M}{\xi \cdot \varphi_M \cdot K_{nM} \cdot R_s \cdot W_{\varphi p}} \right)^n \leq 1,$$

$n = 1$ для елементів із закріпленням розтягнутим ребром.

Знаходимо всі параметри приведеної формули:

$$\lambda_y = \frac{570}{0,289 \cdot 18} = 109,57.$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{109,57^2} = 0,25.$$

$$\begin{aligned} K_{nN} &= 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{l_0}{h_H} \right)^2 + 0,6 \cdot \alpha_p \cdot l_0 / h - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \\ &= 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{570}{61,7} \right)^2 - 1 \right] \cdot \frac{1}{1+1} = 3,44, \end{aligned}$$

де $h_H = h + 3,3H = 42,9 + 3,3 \cdot 5,7 = 61,7$ см;

$m = 1$ – число підкріплених точок розтягнутого ребра; $\alpha_p = 0$ - центральний кут у радіанах, що визначає ділянку l_0 елемента кругового обрису. У нашому випадку ця ділянка прямолінійна.

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_0 \cdot h \cdot m_\delta} \cdot K_\phi = \frac{140 \cdot 18^2 \cdot 2,32}{570 \cdot 61,7 \cdot 1} = 2,99;$$

$$\begin{aligned} K_{nM} &= 1 + \left(0,142 \cdot \frac{l_0}{h} + 1,76 \cdot \frac{h}{l_0} + 1,4 \cdot \alpha_p - 1 \right) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \\ &= 1 + \left(0,142 \cdot \frac{570}{61,7} + 1,76 \cdot \frac{61,7}{57,0} - 1 \right) \cdot \frac{1}{1+1} = 1,25, \end{aligned}$$

$K_\phi = 2,32$ - коефіцієнт, що залежить від форми епюри моментів, приймається за табл. 2 додатку 4 [8].

Підставляємо знайдені параметри у вищенаведену формулу перевірки стійкості плоскої форми деформування:

$$\begin{aligned} &\frac{132,59}{0,25 \cdot 3,44 \cdot 1,80 \cdot 18 \cdot 61,7} + \frac{2665,75 \cdot 6}{0,674 \cdot 2,99 \cdot 1,25 \cdot 1,80 \cdot 18 \cdot 61,7^2} = \\ &= 0,77 + 0,051 = 0,128 < 1, \end{aligned}$$

тобто стійкість плоскої форми деформування стояка забезпечена.

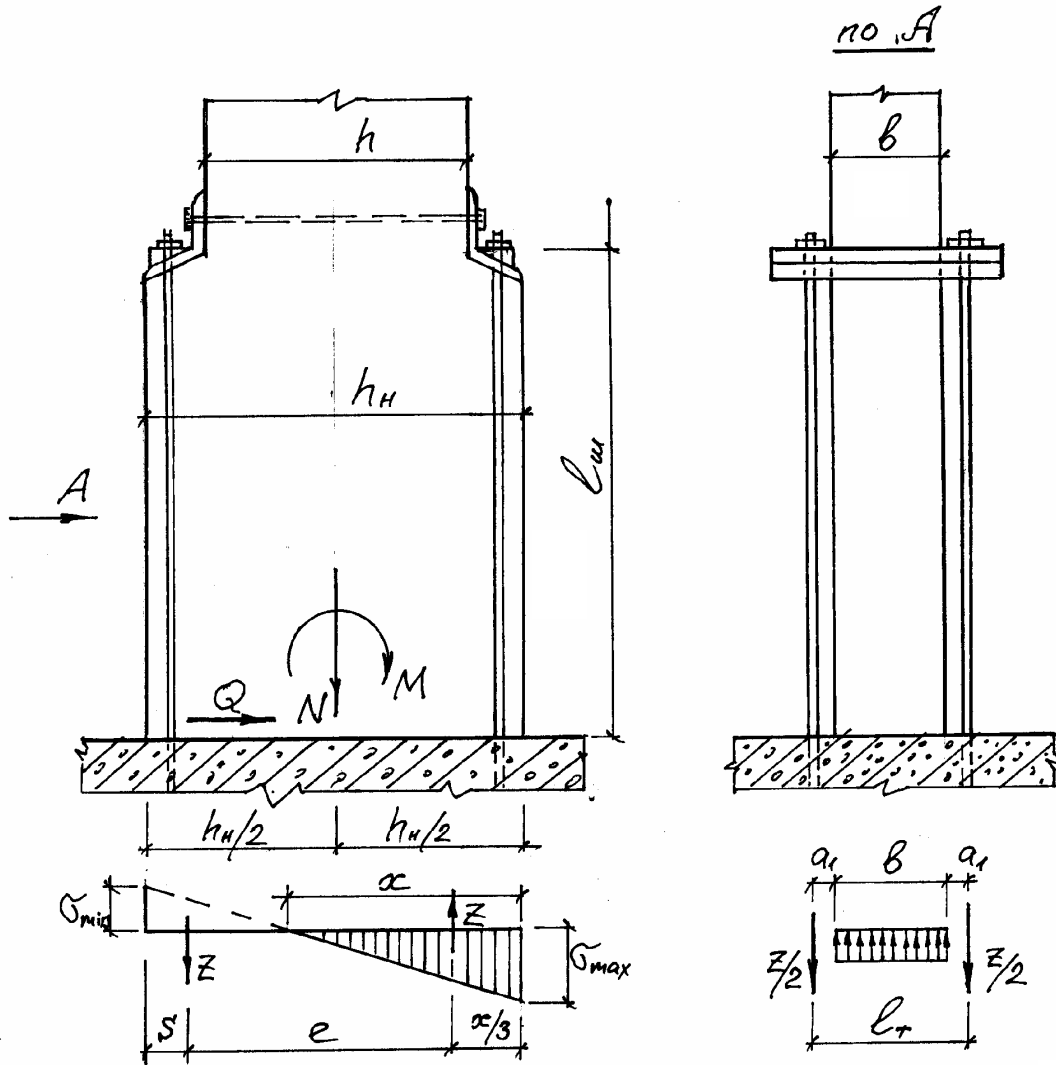


Рис. 31 – До розрахунку кріплення стояка до фундаменту

Перевіряємо клейові шви за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\delta p}}{J_{\delta p} \cdot b_{розр} \cdot \xi} \leq R_{ск},$$

$$S_{\delta p} = \frac{bh_H^2}{8} = \frac{18 \cdot 61,7^2}{8} = 8565,5 \text{ см}^3,$$

$$J_{\delta p} = \frac{bh_H^3}{12} = \frac{18 \cdot 61,7^3}{12} = 352328 \text{ см}^4,$$

$$\tau = \frac{10,90 \cdot 8565,5}{352328 \cdot 18 \cdot 0,6 \cdot 0,674} = 0,0364 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} \cdot 1,2 = 0,15 \cdot 1,2 = 0,18 \text{ кН/см}^2,$$

де 0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непроклеї у швах.

Стояки кріпимо до фундаментів за допомогою анкерних болтів, що закріплюються до сталевих траверс.

Болти розраховуємо за максимальним розтягуючим зусиллям при дії постійного навантаження з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 0,9$ замість $\gamma_f = 1,1$ і вітрового навантаження:

$$N = (P_{\phi.n} + P_{cm} + P_{e.6}) \cdot \frac{0,9}{1,1} = (47,78 + 30,46 + 2,75) \cdot \frac{0,9}{1,1} = 0,6627 \text{ кН.}$$

$$\begin{aligned} M &= (\omega^D + x_W + x_p) \cdot H + \frac{\omega_o^D \cdot H^2}{2} + x_{CT} \cdot H \cdot \frac{0,9}{1,1} + M_{CT} \cdot \frac{0,9}{1,1} = \\ &= -0,46 \cdot 5,7 + \frac{1,70 \cdot 5,7^2}{2} + 2,59 \cdot 5,7 \cdot \frac{0,9}{1,1} + (-13,10) \cdot \frac{0,9}{1,1} = \\ &= -2,622 + 27,6165 + 12,08 - 10,72 = 26,3545 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Напруження на поверхні підошви фундаменту знаходимо за формулою

$$\sigma_{\min}^{\max} = -\frac{N}{b \cdot h_H} \pm \frac{M \cdot 6}{\xi \cdot b \cdot h_H^2} = -\frac{66,27}{18 \cdot 61,7} \pm \frac{2635,45 \cdot 6}{0,887 \cdot 18 \cdot 61,7^2} = -0,0597 \mp 0,26;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\phi p} \cdot R_c} = 1 - \frac{6627}{0,293 \cdot 1861,7 \cdot 180} = 0,887;$$

$$\sigma_{\max} = -0,32 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{\min} = +0,2005 \text{ кН/см}^2.$$

Обчислюємо розміри ділянок епюри напружень за формулою

$$x = \frac{\sigma_{\max} \cdot h_H}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0,32 \cdot 61,7}{0,32 + 0,2005} = 38 \text{ см};$$

$$a = \frac{h_H}{2} - \frac{x}{3} = \frac{61,7}{2} - \frac{38}{3} = 18,18 \text{ см};$$

$$e_0 = h_H - \frac{x}{3} - S = 61,7 - \frac{38}{3} - 6 = 43,03 \text{ см.}$$

Тут $S = 6$ см – відстань від краю стояка до осі анкера.

Зусилля в анкерних болтах

$$z = \left(\frac{M}{\xi} - N \cdot a \right) / e_0 = \left(\frac{2635,45}{0,887} - 66,27 \cdot 18,18 \right) \cdot \frac{1}{43,03} = 33,25 \text{ кН.}$$

Площа перерізу болта

$$F_{HT} = \frac{z}{R_{bt} \cdot n_{\delta}} = \frac{33,25}{25,00 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 2} = 0,98 \text{ см}^2.$$

0,8 – коефіцієнт, що враховує нарізку болта;

0,85 – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу зусилля в паралельно працюючих болтах;

$n_{\delta} = 2$ - кількість болтів.

Приймаємо болти $d = 20$ мм, що мають $F_{bp} = 3,14 \text{ см}^2$.

Траверсу для кріплення болтів розраховуємо як балку:

$$M = \frac{z}{4} \left(l_T - \frac{b}{2} \right) = \frac{33,25}{4} \left(22 - \frac{18}{2} \right) = 108,06 \text{ кН.см.}$$

З умови розміщення анкерних болтів $d = 20$ мм приймаємо $\angle 110 \times 8$ мм із $J_x = 198 \text{ см}^3$ і $z_0 = 3$ см.

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{108,06}{198} \cdot (11 - 3) = 3,27 \text{ кН/см}^2 < R_g = 23,00 \text{ кН/см}^2,$$

тобто міцність траверси забезпечена.

Перевіряємо міцність клейового шва від дії зусилля z :

$$\tau = \frac{z}{l_{ш} \cdot b_{розр}} = \frac{33,25}{80 \cdot 18 \cdot 0,6} = 0,0385 \text{ кН/см}^2 < R_{ск}^{cep} = 0,1432 \text{ кН/см}^2,$$

де $l_{ш} = 80$ см; 0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непоклеї у швах;

$$R_{ск}^{cep} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} = \frac{0,21}{1 + 0,125 \frac{80}{0,5 \cdot 42,9}} = 0,1432 \text{ кН/см}^2,$$

тобто міцність клейового шва забезпечена.

ДОДАТКИ

Додаток 1

Сортамент пиломатеріалів хвойних порід (за ГОСТ 24454-80)

Товщи- на, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
19	75	100	125	150	175	-	-	-	-
22	75	100	125	150	175	200	225	-	-
25	75	100	125	150	175	200	225	250	-
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	-	100	125	150	175	200	225	250	275
125	-	-	125	150	175	200	225	250	-
150	-	-	-	150	175	200	225	250	-
175	-	-	-	-	175	200	225	250	-
200	-	-	-	-	-	200	225	250	-
250	-	-	-	-	-	-	-	250	-

- Примітки:
1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.
 2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів установлені для деревини вологістю 20%.
 3. Дошка має ширину більшу подвійної товщини. Брусок відповідно не більше подвійної товщини, брус - якщо товщина і ширина більші 100 мм.
 4. У разі потреби за спеціальним замовленням розміри пиломатеріалів можуть відрізнятись від зазначених у таблиці.

Специфікація матеріалів на несучі конструкції

Специфікація деревини (фанери)							
Марка	№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт	Об'єм, 1 шт., м ³	Загальний об'єм, м ³

Специфікація металу (пластмас)							
Марка	№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт	Маса 1 шт, кг	Загальна маса, кг

Рекомендовані ухили і поверхнева щільність покрівель залежно від застосовуваних матеріалів

Вид покрівлі	Ухил покрівлі		Поверхнева щільність покрівлі	
	мінімальний	максимальний	(кг/м ²)	кН/м ²
Покрівлі з рулонних матеріалів	0	1:4	(12)	0,12
Покрівлі з хвилястих азбестоцементних листів звичайного профілю	1:5	1:2	(5)	0,05
Те ж посиленого профілю	1:4	1:1	(14)	0,14
Покрівлі з плоских азбестоцементних листів і плиток	1:2	2:1	(20)	0,20
Покрівлі з хвилястих склопластикових листів	1:4	1:1	(4)	0,04
Покрівлі з алюмінієвих листів	1:5	1:2	(3)	0,03

Додаток 4

Коефіцієнт безпеки по навантаженню γ_s для снігового навантаження на покриття

q^H/p^H	1 і більше	0,8	0,6	0,4 і менше
γ_s	1,4	1,5	1,55	1,6

Примітка: q^H – нормативна власна вага покриття (включаючи і вагу підвісного стаціонарного обладнання);

p^H – нормативна вага снігового покриву.

Додаток 5

Сортамент болтів та тяжів

Діаметр, мм		Площа перерізу, см ²		Вага, кг		Квадратні шайби для робочих болтів при зім'ятті деревини поперек волокон		Квадратні шайби для стяжних болтів при зім'ятті деревини поперек волокон	
$d_{бр}$	$d_{нт}$ (у нарізці)	$F_{бр}$	$F_{нт}$	1 м болта	однієї шестигранної гайки	розміри, мм	вага, кг	розміри, мм	вага, кг
6	4,701	0,283	0,173	0,22	0,004	30x30x3	0,1	-	-
8	6,377	0,505	0,316	0,39	0,008	40x40x4	0,048	-	-
10	8,051	0,785	0,509	0,62	0,014	50x50x5	0,095	-	-
12	9,721	1,13	0,744	0,89	0,02	60x60x6	0,164	45x45x4	0,06
14	11,4	1,54	1,02	1,21	0,028	70x70x7	0,26	50x50x4	0,074
16	13,4	2,01	1,408	1,58	0,052	80x80x8	0,386	55x55x4	0,088
18	14,75	2,543	1,708	2	0,088	90x90x9	0,55	60x60x5	0,131
20	16,75	3,14	2,182	2,47	0,093	100x100x10	0,76	70x70x5	0,18
22	18,75	3,799	2,74	2,98	0,135	110x110x11	1,012	80x80x6	0,283
24	20,1	4,521	3,165	3,55	0,141	120x120x12	1,314	90x90x7	0,42
27	23,1	5,722	4,18	4,49	0,182	140x140x14	2,091	100x100x8	0,591
30	25,45	7,065	5,06	5,55	0,291	160x160x15	2,93	-	-
36	30,8	10,17	7,44	7,99	0,496	190x190x18	4,957	-	-
42	36,15	13,84	10,25	10,88	0,814	220x220x20	7,381	-	-
48	41,5	18,09	13,52	14,21	1,244	260x260x24	12,39	-	-

Сортамент цвяхів

Діаметр цвяха, мм	Довжина цвяха, мм	Орієнтовна вага 1000 цвяхів, кг
1,8	32	0,675
	40	0,817
	50	0,997
	60	1,2
2	40	0,986
	50	1,23
2,5	50	1,93
	60	1,31
3	70	3,88
	80	4,44
3,5	90	6,8
4	100	9,8
	120	11,77
5	120	18,3
	150	22,4
6	150	33,2
	200	44,2
8	250	98,2

**Розміри клеєвих елементів, які рекомендується приймати після
фрезерування дощок з двох сторін**

Ширина дошки, мм	125	150	175	200	225	250
Ширина клейових заготовок, мм	117	142	167	182	215	240
Товщина дощок, мм	16	19	25	32	40	50
Товщина клейових заготовок, мм	12	15	21	27	35	45

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Слицкоухов Ю.В. и др. Конструкции из дерева и пластмасс. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.
2. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс. – К.: Вища школа, 1983. – 279 с.
3. Карлсен Г.Г. и др. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования. – М.: Стройиздат, 1967.
4. Иванов В.А. и др. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. – К.: Вища школа, 1981. – 391 с.
5. Гринь И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет. – К.: Вища школа, 1979. – 280 с.
6. Шишкин В.Е. Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс. – М.: Стройиздат, 1974.
7. ДБН В 1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.
8. СНиП II 25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Госстрой СССР, 1982. – 65 с.
9. СНиП II 23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Госстрой СССР, 1981. – 96 с.
10. СНиП III.19-76. Деревянные конструкции. Правила производства и приемки работ. – М.: Стройиздат, 1976.
11. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II 25-80) ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986.
12. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций. ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1977.
13. Попельнух В.М. Основи проектування конструкцій з дерева і пластмас. Конспект лекцій. – Харків: ХДАМГ, 2002.
14. Попельнух В.М. Конструкції з дерева і пластмас. Конспект лекцій. – Харків: ХДАМГ, 2002.
15. Попельнух В.М., Лугченко О.І. Контрольні питання і головні задачі курсу „Конструкції з дерева та пластичних мас”. – Харків: ХНАМГ, 2005.

ЗМІСТ

	стор.
Вступ	3
1. Загальні принципи проектування	4
1.1. Варіантне проектування	4
1.2. Технічне проектування	5
1.3. Робоче проектування	5
1.4. Проектування каркасу будівлі	6
2. Проектування і розрахунок несучих конструкцій покриття будівлі	10
2.1. Основні припущення	10
2.2. Конструювання і розрахунок елементів покрівлі	10
2.2.1. Конструювання і розрахунок настилів	10
Приклад 1. Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення під тришарову руберойдну покрілю	13
2.2.2. Конструювання і розрахунок прогонів	16
Приклад 2. Розрахунок спареного багатопрольотного прогона ...	20
2.2.3. Конструювання та розрахунок клеєфанерної панелі	24
Приклад 3. Розрахунок утепленої клеєфанерної панелі покриття	30
3. Вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи (РГР)	37
Приклад 4. Розрахунок РГР	41
4. Вказівки до виконання курсової роботи	54
Приклад 5. Розрахунок курсової роботи	56
Додатки	81
Список літератури	85

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Методичні вказівки та завдання до виконання курсових робіт з курсу «**Проектування дерев'яних конструкцій**» (для студентів 4 курсу денної і 4-5 курсів заочної форм навчання та для слухачів другої вищої освіти напрямку підготовки 0921 (6.060101) «Будівництво»).

Укладач: Попельнух Віктор Миколайович

Відповідальний за випуск: Г. А. Молодченко

Редактор: М. З. Аляб'єв

План 2007, поз. 292

Підп. до друку 07.05.2007

Друк на ризографі.

Зам. №

Формат 60x84 1/16

Ум. друк. арк. 3,6.

Тираж 100 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства

вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 731 від 19.12.2001