

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: "Будівельних, дорожніх машин і будівництва"

Будівельні конструкції

**Методичні вказівки до виконання курсового проекту
"ПРОЕКТУВАННЯ КАРКАСНОЇ ДЕРЕВ'ЯНОЇ БУДІВЛІ"**

для студентів спеціальності
192 "Будівництво та цивільна інженерія"
усіх форм навчання

ЦНТУ
2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: "Будівельних, дорожніх машин і будівництва"

Будівельні конструкції

**Методичні вказівки до виконання курсового проекту
"ПРОЕКТУВАННЯ КАРКАСНОЇ ДЕРЕВ'ЯНОЇ БУДІВЛІ"**

для студентів спеціальності
192 "Будівництво та цивільна інженерія"
усіх форм навчання

*"Ухвалено"
на засіданні кафедри:
"Будівельних, дорожніх машин і
будівництва"
Протокол № 1 від 18.08.2020 р.*

Будівельні конструкції : метод. вказ. до виконання курсового проекту “Проектування каркасної дерев’яної будівлі” для студ. спец. 192 - Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання / [уклад. : В. А. Настоящий, В. В. Дарієнко, І. О. Скриннік, О. А. Плотніков, І. П. Заворуєва] ; М-во освіти і науки України, Центральноукраїн. нац. техн. ун-т, каф. будівельних, дорожніх машин і будівництва. - Кропивницький : ЦНТУ, 2020. - 51с.

Рецензент:

В.В. Яцун – канд. техн. наук, доцент.

ВСТУП

Мета курсового проекту – практично застосувати знання, які отримані при вивченні теоретичного курсу, оволодіти вмінням конструювати складові каркаса будівлі з використанням деревини, деревинних плитних матеріалів і пластмас.

Курсовий проект виконується студентами за індивідуальними завданнями, що включають такі вихідні дані:

- призначення будівлі, її температурно-вологісні умови експлуатації та клас відповідальності;
- район будівництва;
- основні геометричні розміри (довжина, прогін і крок несучих конструкцій в осях, позначка низу кроквяної конструкції);
- тип основних несучих та огорожуючих конструкцій покриття;
- порода деревини основних несучих і огорожуючих конструкцій.

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.

Курсовий проект складається з розрахункової та графічної частин.

Розрахункова частина виконується згідно зі стандартом у пояснювальній записці. Вона повинна складатися з наступних розділів:

- 1 Вихідні дані на проектування
- 2 Розрахунок огорожуючих конструкцій покриття
- 3 Розрахунок основних несучих конструкцій каркаса
- 4 Надання технічних характеристик запроєктованих конструкцій
- 5 Перелік літератури, яка використовувалася

Усі розрахунки мають супроводжуватися розрахунковими схемами конструкцій та ескізами конструктивних рішень їх вузлових з'єднань.

Графічна частина проекту (креслення) виконується на аркуші формату А1, двох аркушах формату А2, або чотирьох аркушах формату А3.

Зміна вихідних даних без узгодження з керівником проекту забороняється.

1 ВИХІДНІ ДАНІ НА ПРОЕКТУВАННЯ

Вихідні дані на проектування складаються на підставі отриманого завдання до курсового проекту. Детально описується склад каркаса будівлі, склад конструкції покриття, умови експлуатації, призначення, район будівництва.

2 РОЗРАХУНОК ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ

2.1 Вибір типу огорожуючих конструкцій

Покриття будівлі згідно із завданням складається з гідроізоляційного елемента покрівлі, утеплювача і пароізоляції (у випадку теплої покрівлі), несучих елементів покриття (плит, прогонів), які спираються безпосередньо на кроквяні конструкції споруди.

Рулонні покриття застосовуються у покрівлях, що мають похил, не більший за 10%. В інших випадках рекомендуються покриття, які мають гідроізоляційний елемент із штучних виробів.

Вибір складу покриття може бути виконаний згідно з табл.1.

Таблиця 1 – Навантаження на 1 м² горизонтальної проекції покриття

Тип і склад покриття	Характеристичне навантаження q^0 , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим навантаженням, γ_{fm}
1	2	3
1 Неутеплені покриття		
1.1 Рулонного типу:		
- гідроізоляційний матеріал (акваізол тощо);	0,15	1,3
- настил (комплексна легка панель покриття);	0,2-0,3	1,1
- прогони	0,1	1,1
1.2 Штучні листові матеріали:		
- пластик;	0,06-0,1	1,05
- сталевий профільний лист;	0,15	1,05
- прогони та обрешітка	0,2	1,1
2 Утеплені покриття		
2.1 Рулонного типу:		
- гідроізоляційний матеріал (акваізол тощо);	0,15	1,3
- основа під гідроізоляційний матеріал;	0,12	1,3
- утеплювач;	0,06	1,2
- пароізоляція;	0,005	1,1
- настил (комплексна легка панель покриття);	0,1-0,3	1,1
- прогони	0,15	1,1
2.2 Штучні листові матеріали:		
- пластик;	0,06-0,1	1,05
- утеплювач;	0,06	1,2
- пароізоляція;	0,005	1,1
- настил (комплексна легка панель покриття);	0,1-0,3	1,1
- прогони	0,15	1,1

Якщо в складі покриття є комплексна легка панель, то в цьому випадку прогони не застосовуються.

2.2 Збір навантажень на огорожуючі конструкції

Збір навантажень виконується у формі таблиці 1 згідно з даними про навантаження складових елементів вибраного покриття (постійне навантаження). Загальне сумарне навантаження підраховується на 1 м^2 покриття для другої колонки таблиці (нормативне навантаження) та четвертої колонки (розрахункове навантаження), яка обчислюється як добуток величин другої колонки на величини третьої (коефіцієнт надійності за навантаженням) по кожному зі складових елементів.

До сумарних значень нормативного та розрахункового навантажень додається значення снігового навантаження. Нормативне снігове навантаження на 1 м^2 площі горизонтальної проекції покриття визначається відповідно до вимог [2] і залежить від вибраного району будівництва та геометричної форми покриття. Коефіцієнт переходу μ від маси снігового навантаження на горизонтальній поверхні до маси снігового навантаження на покриття певної геометричної форми приймається згідно з [2, дод.Ж]. При значеннях кута нахилу покриття $\alpha \leq 25^\circ$ коефіцієнт $\mu=1$.

2.3 Розрахунок конструктивних елементів

Для розрахунку конструктивних елементів огорожуючого покриття використовуються дані щодо навантаження з попереднього розділу. Останні переводяться до значень, що діють на 1 м довжини елемента, який розраховується (погонне навантаження).

Розрахунок виконується відповідно до нормативних правил [1]. Розміри перерізів приймаються згідно із сортаментом. Отримані за розрахунками значення для граничних станів порівнюються з нормативними граничними значеннями і не повинні мати відхилення від них більше 5–8 %.

ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ

Приклад 1.

1. Проектування утепленого покриття з клеєфанерною панеллю

Проектування утепленого покриття з клеєфанерною панеллю і рулонної покрівлі для будівлі столярного цеху II класу відповідальності (коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n=0,95$), група експлуатації **A-2** (приміщення, що опалюється при температурі до 35^0 С, відносній вологості повітря 60-75%). Крок несучих конструкцій – 4,5 м. Матеріал – дубові дошки 2-го сорту і березова фанера марки ФСФ сорту В/ВВ. Район будівництва – м. Полтава.

1.1 Вибір складу покриття

Елементи покриття складаються з клеєфанерної панелі і рулонної покрівлі. Верхня обшивка панелі (7 шарів – товщина $\delta_e = 9$ мм) і нижня обшивка (5 шарів – товщина $\delta_n = 6$ мм) виконуються з фанери. Оскільки крок несучих конструкцій становить 4,5 м (ширину клеєфанерної панелі приймаємо 1,5 м) то номінальні розміри панелі у плані 450 см x 150 см (фактичні розміри 448 x 149 см). Поперечні ребра ставимо в торцях панелі (рис. 1).

Крок поздовжніх ребер a визначаємо із умови міцності верхньої обшивки на місцевий згин від дії зосередженого навантаження $P^e \cdot = 1 \text{ кН}$ при $\gamma_{fm} = 1,2$

$$P = P^e \gamma_{fm} = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН}, \text{ що розподілена на ширину } b = 100 \text{ см:}$$

$$a_{\text{ном}} \leq \frac{4b\delta_e^2 R_{\text{ф.н.90}}}{3P} = \frac{4 \cdot 100 \cdot 0,9^2 \cdot 0,82}{3 \cdot 1,2} = 73,8 \text{ см},$$

$$\text{де } R_{\text{ф.н.90}} = \frac{\overline{R_{\text{ф.н.90}}} m_e m_n}{\gamma_n} = \frac{6,5 \cdot 1 \cdot 1,2}{0,95} = 8,2 \text{ МПа} = 0,82 \text{ кН / см}^2 - \text{ розрахунковий}$$

опір семишарової фанери згину з площини листа упоперек волокон зовнішніх шарів;

m_e – коефіцієнт умов роботи, що враховує температурно-вологісні умови експлуатації [1, т.5];

$m_n = 1,2$ – коефіцієнт, що враховує короточасну дію монтажного навантаження [1, т.6].

Приймаємо панель з чотирма поздовжніми ребрами товщиною 35 мм після стругання (40 мм до стругання). Їх крок $a = \frac{147 - 3,5}{3} = 47,8 \text{ см} < 73,8 \text{ см}$.

Орієнтовна висота перерізу панелі

$$h_{\text{ном}} = 2,2L + 0,9S_e (L - 1) = 2,2 \cdot 4,5 + 0,9 \cdot 0,71(4,5 - 1) = 12,14 \text{ см},$$

де S_e – експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження на покриття [2, п.8.3] (див. п.1.2).

Приймаємо ребра із дощок 35x120 мм після стругання (40x125 мм до стругання відповідно до дод. 3).

$$\text{Загальна висота панелі } h = h_p + \delta_n + \delta_e = 12 + 0,6 + 0,9 = 13,5 \text{ см.}$$

1.2 Збір навантажень на огорожуючі конструкції

Навантаження на 1м² горизонтальної проекції покриття приймаються відповідно до таблиці 2.

Таблиця 2 – Навантаження на 1 м² панелі

Тип і склад покриття	Характеристичне навантаження g^0 , кН/м ²	Експлуатаційне навантаження g^e , кН/м ²	Коеф-т надійності і за граничним розрах. навантаженням γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження g , кН/м ²
1	2	3	4	5
1 Акваізол	0,15	0,15	1,3	0,195
2 Фанерні обшивки ($\gamma = 700 \text{ кг/м}^3$), $(0,009+0,006) \cdot 7,00$	0,105	0,105	1,1	0,115
3 Поздовжні ребра (дуб, $\gamma = 700 \text{ кг/м}^3$), $\frac{0,035 \cdot 0,120 \cdot 4 \cdot 7,00}{1,5}$	0,078	0,078	1,1	0,086
4 Утеплювач у складі панелі	0,060	0,060	1,2	0,072
5 Пароізоляція у складі панелі	0,005	0,005	1,1	0,006
Усього постійного навантаження – g_p	0,398	0,398		0,474
Снігове навантаження	$S_0 = 1,45$	$S_e = 0,71$		$S_m = 1,508$
Загальне навантаження – g	1,848	1,108		1,982

Снігове навантаження визначаємо за [2].

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,04 \cdot 1450 \cdot 1 = 1508 \text{ Па} = 1,508 \text{ кН/м}^2,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за т.3 [2, т. 8.1].

Таблиця 3

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

де T – термін експлуатації будівлі визначається за додатком В [2].

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (у Па), обумовлене відповідно [2, п. 8.5] за додатком 1;

C – коефіцієнт, обумовлений по вказівках [2, п. 8.6] визначається за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, який визначається за п. 8.7, 8.8 [2];

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, який визначається за п. 8.9 [2];

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, який визначається за п. 8.10 [2].

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження обчислюється по формулі

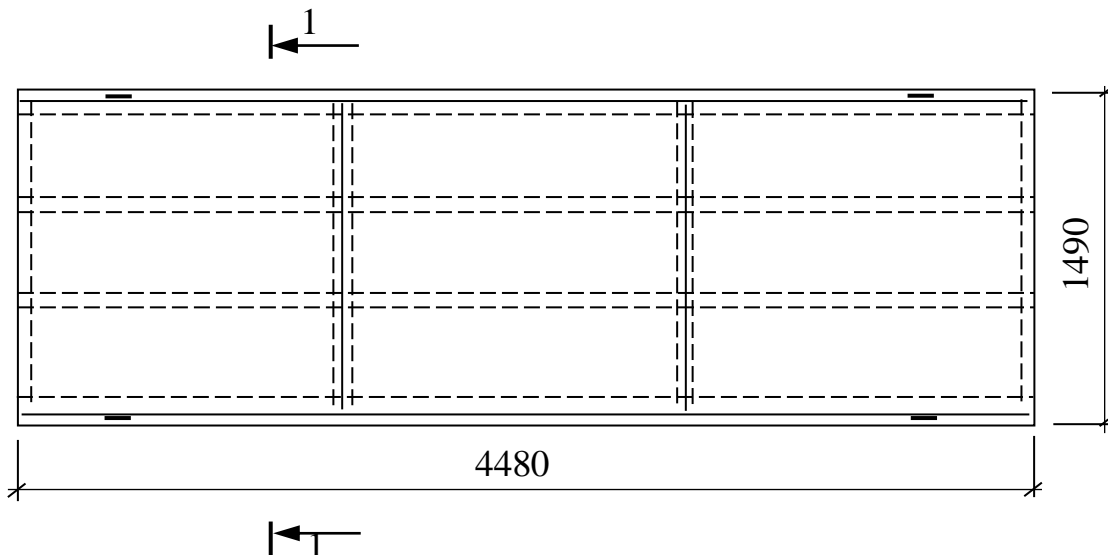
$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0,49 \cdot 1450 \cdot 1 = 710,5 \text{ Па} = 0,71 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, визначається за [2, п. 8.12] у залежності від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану т. 4 [2, т. 8.3].

Таблиця 4

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією. Значення η приймається по нормах проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування в залежності від їхнього призначення, відповідальності і наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.



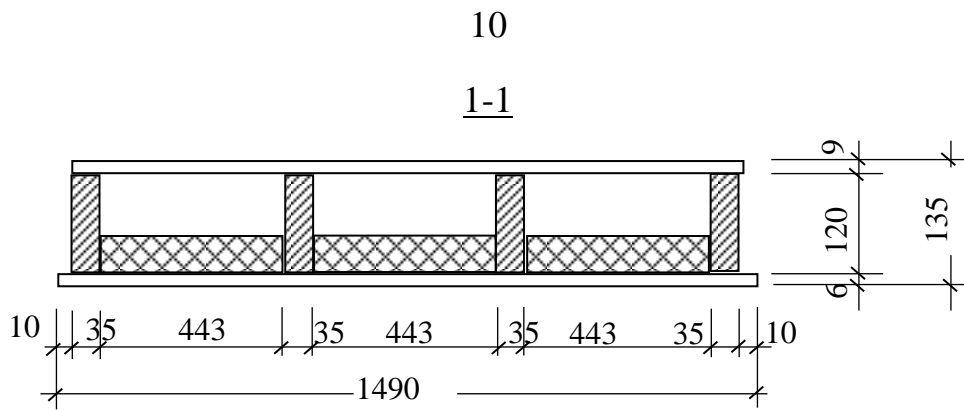


Рисунок 1 – Клеєфанерна панель покриття

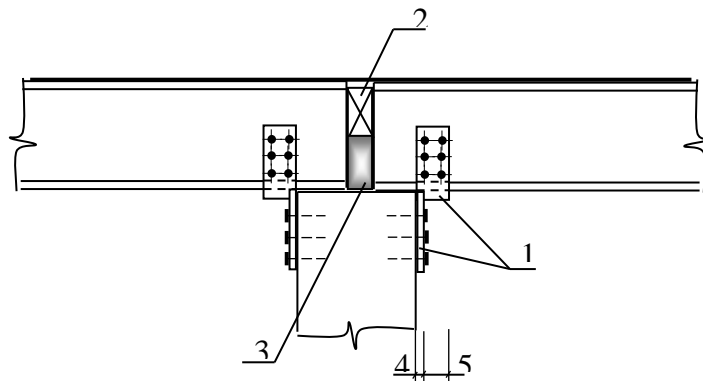


Рисунок 2 – Вузол обпирання панелей на кроквяну конструкцію:
1- металевий елемент кріплення; 2 – прокладний брус; 3 – утеплювач

1.3 Розрахунок клеєфанерної панелі

За наявності двох конструкційних матеріалів у складі панелі (деревини та фанери), для спрощення розрахунку, виконуємо зведення геометричних характеристик дерев'яних елементів (ребер) до фанерних елементів (обшивок).

Розрахункові опори та модуль пружності фанери згідно з [1]

Розрахунковий опір фанери розтягу

$$R_{фр} = \bar{R}_{фр} \cdot m_{\phi} / \gamma_n = 14 \cdot 1 / 0,95 = 14,7 \text{ мПа} = 1,47 \text{ кН/см}^2,$$

де $\bar{R}_{фр}$ – опір фанери розтягу [1, т.10], m_{ϕ} – коефіцієнт умов експлуатації [1, т.5];

γ_n – коефіцієнт, який ураховує ступінь відповідальності споруди.

Розрахунковий опір стиску

$$R_{фс} = \bar{R}_{фс} \cdot m_{\phi} / \gamma_n = 12 \cdot 1 / 0,95 = 12,6 \text{ мПа} = 1,26 \text{ кН/см}^2,$$

де $\bar{R}_{фс}$ – опір фанери стиску [1, т.10].

Розрахунковий опір сколюванню

$$R_{фск} = \bar{R}_{фск} \cdot m_{\phi} / \gamma_n = 0,8 \cdot 1 / 0,95 = 0,84 \text{ мПа} = 0,084 \text{ кН/см}^2,$$

де $\bar{R}_{фск}$ – опір фанери сколюванню [1, т.10].

Модуль пружності вздовж волокон зовнішніх шарів п'ятишарової та семишарової фанери

$$E_{\phi} = \bar{E}_{\phi} \cdot m_{\phi} / \gamma_n = 9000 \cdot 1 / 0,95 = 9474 \text{ МПа} = 947,4 \text{ кН/см}^2.$$

Модуль пружності деревини відповідно до [1]

$$E = \bar{E} \cdot m_{\phi} / \gamma_n = 10^4 \cdot 1 / 0,95 = 10526 \text{ МПа} = 1052,6 \text{ кН/см}^2.$$

Коефіцієнт зведення

$$\eta = E / E_{\phi} = 1052,6 / 947,4 = 1,11.$$

При $l = 448 \text{ см} > 6a = 6 \cdot 47,8 = 286,8$ розрахункова ширина фанерних обшивок приймається рівною 0,9 фактичної ширини. Тоді

$$b^{\phi}_o = 0,9 \cdot 147 = 132,3 \text{ см};$$

$$b^H_o = 0,9 \cdot 149 = 134,1 \text{ см}.$$

Площі поперечного перерізу панелі:

$$\text{верхня обшивка} \quad A^{\phi}_o = b^{\phi}_o \cdot \delta^{\phi} = 132,3 \cdot 0,9 = 119 \text{ см}^2;$$

$$\text{нижня обшивка} \quad A^H_o = b^H_o \cdot \delta^H = 134,1 \cdot 0,6 = 80,5 \text{ см}^2;$$

$$\text{дерев'яні ребра} \quad A_p = n \cdot b_p \cdot h_p = 4 \cdot 3,5 \cdot 12 = 168 \text{ см}^2, \quad n - \text{кількість ребер}.$$

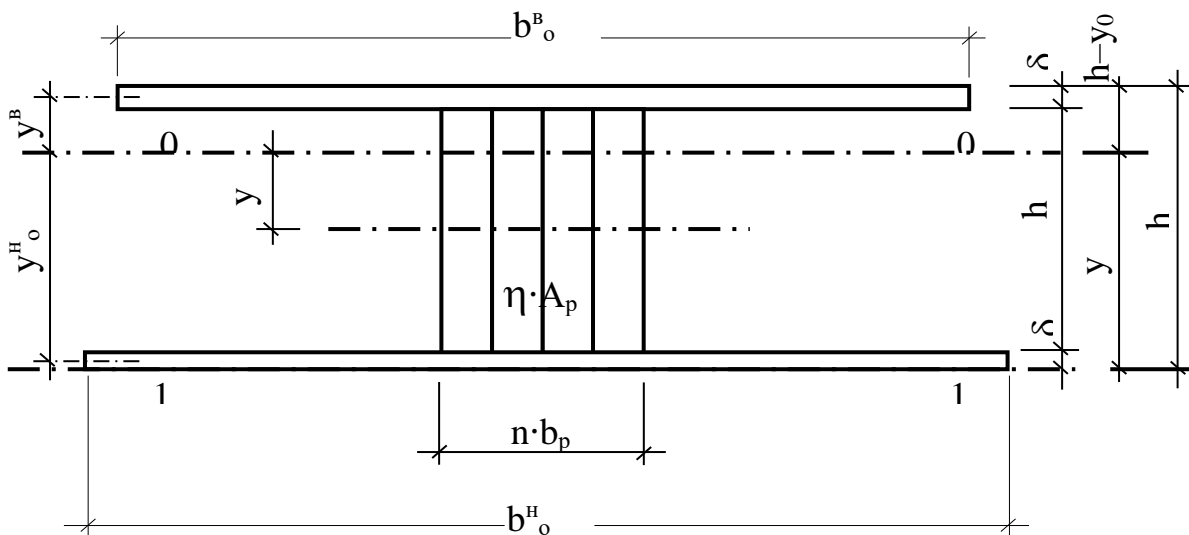


Рисунок 3 - Схема розрахункового перерізу панелі

Зведена площа перерізу панелі

$$A_{np} = A_o^e + A_o^h + \eta \cdot A_p = 119 + 80,5 + 1,11 \cdot 168 = 386 \text{ см}^2.$$

Зведений статичний момент перерізу відносно нижньої площини

$$\begin{aligned} S_{np} &= 0,5 \cdot \delta^h \cdot A_o^h + (\delta^h + h_p + 0,5 \cdot \delta^e) \cdot A_o^e + (\delta^h + 0,5 \cdot h_p) \cdot \eta \cdot A_p = \\ &= 0,5 \cdot 0,6 \cdot 80,5 + (0,6 + 12 + 0,5 \cdot 0,9) \cdot 119 + (0,6 + 0,5 \cdot 12) \cdot 1,11 \cdot 168 = 2802 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Відстань від нижньої площини до нейтральної осі перерізу

$$y_0 = S_{np} / A_{np} = 2802 / 386 = 7,23 \text{ см.}$$

Зведений момент інерції відносно нейтральної осі

$$\begin{aligned} I_{np} &= A_o^h \cdot (y_o^h)^2 + A_o^e \cdot (y_o^e)^2 + \eta \cdot (A_p \cdot y_p^2 + I_p) = \\ &= 80,5(7,23 - 0,3)^2 + 119(12 - 7,23 - 0,45)^2 + 1,11(168 \cdot 0,63^2 + 2016) = 8481 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

$$\text{де } y_p = y_0 - 0,5 h_p - \delta^h = 7,23 - 0,5 \cdot 12 - 0,6 = 0,63 \text{ см;}$$

$$I_p = n \cdot b_p \cdot h_p^3 / 12 = 4 \cdot 3,5 \cdot 12^3 / 12 = 2016 \text{ см}^4.$$

Зведений момент опору

$$\text{верхньої обшивки} \quad W_{np}^e = I_{np} / (h - y_0) = 8481 / (13,5 - 7,23) = 1353 \text{ см}^3;$$

$$\text{нижньої обшивки} \quad W_{np}^h = I_{np} / y_0 = 8481 / 7,23 = 1173 \text{ см}^3.$$

Навантаження, що діють на 1 пог. м довжини панелі шириною 1,5м (дані з т.2):

$$\text{- експлуатаційне } q_{noz}^e = 1,108 \cdot 1,5 = 1,662 \text{ кН/м;}$$

$$\text{- розрахункове } q_{noz} = 1,982 \cdot 1,5 = 2,973 \text{ кН/м.}$$

Розрахунковий згинальний момент та поперечна сила

$$M = q_{noz} \cdot l^2 / 8 = 2,973 \cdot 4,42^2 / 8 = 7,26 \text{ кН}\cdot\text{м} = 726 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$Q = 0,5 q_{noz} \cdot l = 0,5 \cdot 2,973 \cdot 4,42 = 6,57 \text{ кН,}$$

де $l = 4,48 - 0,06 = 4,42 \text{ м}$ – розрахунковий прогін панелі з урахуванням довжини обпирання.

Нормальні напруження в обшивках панелі:

$$\text{верхня стиснута } \sigma_c = M / (W_{np}^e \cdot \varphi_{об}) = 726 / (1353 \cdot 0,515) = 1,04 \text{ кН/см}^2 < R_{\phi c} = 1,26 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } \varphi_{об} = 1 - (a_{об} / \delta^e)^2 / 5000 = 1 - (44,3 / 0,9)^2 / 5000 = 0,515, \text{ при } a_{об} / \delta^e = 49,2 < 50;$$

$$\varphi_{об} = 1250 / (a_{об} / \delta^e)^2 \text{ при } a_{об} / \delta^e \geq 50;$$

нижня розтягнута

$$\sigma_p = M / W_{np}^n = 726 / 1173 = 0,61 \text{ кН/см}^2 < R_{\phi p} \cdot \kappa_{\phi} = 1,47 \cdot 0,6 = 0,88 \text{ кН/см}^2,$$

де $\kappa_{\phi} = 0,6$ – коефіцієнт, який ураховує зменшення міцності при розтязі фанерних листів, що з'єднуються „на вус”.

Перевірка сколюючих напружень у клеєному шві обшивки по ширині ребра

$$\tau = Q \cdot S_{np}^o / I_{np} \cdot b_p \cdot n = 6,57 \cdot 692,6 / 8481 \cdot 3,5 \cdot 4 = 0,038 \text{ кН/см}^2 < R_{\phi ск} = 0,084 \text{ кН/см}^2,$$

де $S_{np}^o = A^e_o \cdot y^e_o = A^e_o (h + y_o + \delta^e / 2) = 119(13,5 - 7,23 - 0,45) = 692,6 \text{ см}^3$ – статичний момент верхньої обшивки відносно нейтральної осі.

Перевірка відносного прогину панелі

$$f/l = 5 \cdot q^e_{ноз} \cdot l^3 / (384 \cdot 0,7 E_{\phi} I_{np}) = 5 \cdot 1,662 \cdot 10^{-2} \cdot 442^3 / (384 \cdot 0,7 \cdot 947,4 \cdot 8481) = 1/301;$$

$$1/301 < [f/l] = 1/250 \text{ (граничне значення [1, т.14]).}$$

Приклад 2.

2. Проектування утепленого покриття з дерев'яним настилом і рулонною покрівлею

Проектування утепленого покриття з дерев'яним настилом і рулонною покрівлею для будівлі II класу відповідальності (коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$), група експлуатації А-2 (приміщення, що опалюється при температурі до 35°C , відносній вологості повітря 60-75%). Крок несучих конструкцій – 4,5 м. Матеріал – соснові дошки 2-го та 3-го сортів. Район будівництва – м. Полтава.

2.1 Вибір складу покриття

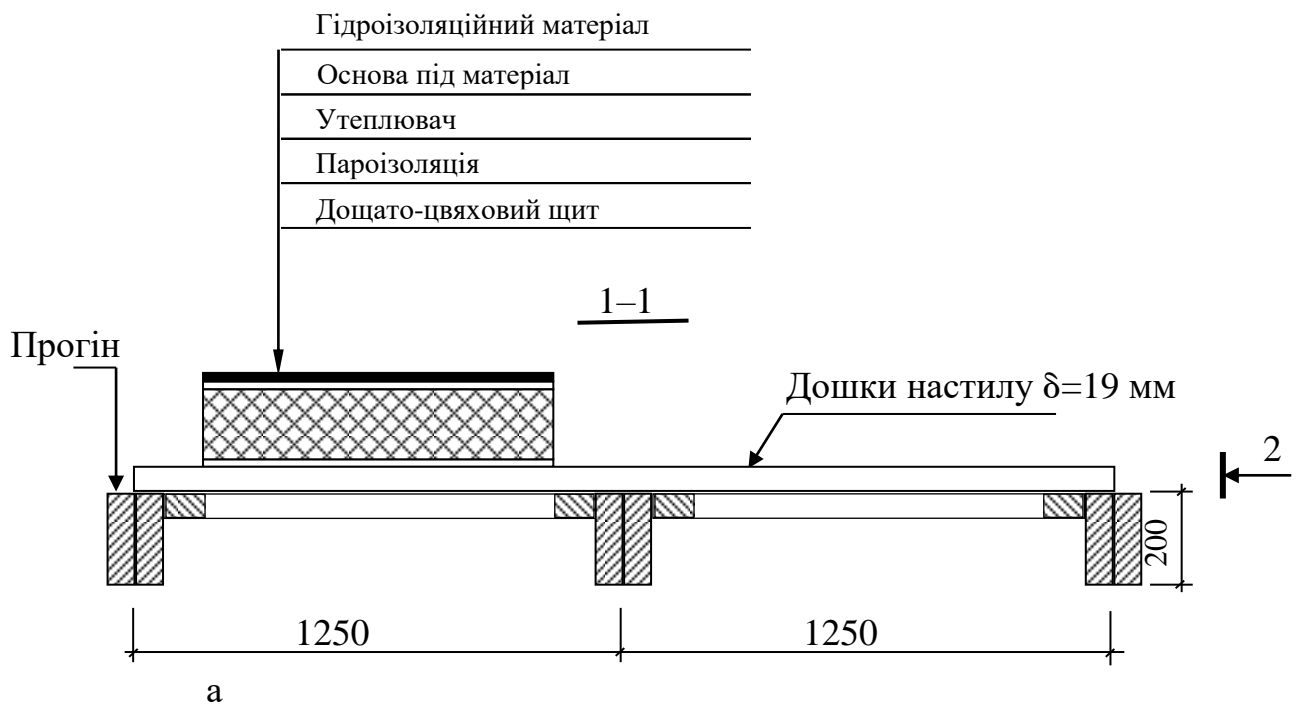
Несучі елементи покриття складаються з нерозрізних спарених прогонів (дошки 2-го сорту) і щитів розмірами у плані 2,5 м x 1,5 м (дошки 3-го сорту). Гідроізоляційний матеріал та утеплювач вибираються згідно з таблицею 5.

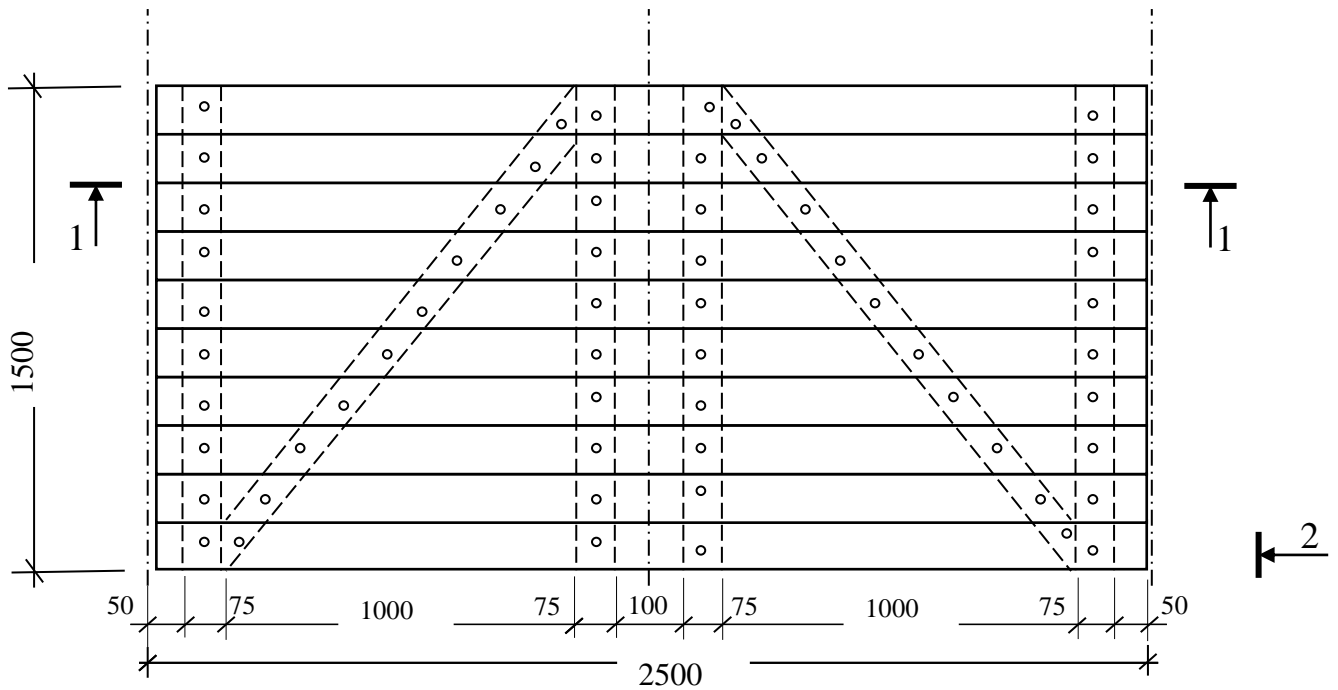
2.2 ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ОГОРОДЖУЮЧІ КОНСТРУКЦІЇ

Таблиця 5 - Навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття

Тип і склад покриття	Характеристичне навантаження g^0 , кН/м^2	Експлуатаційне навантаження g^e , кН/м^2	Коеф-т надійності за граничним розрах. навантаженням γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження g , кН/м^2
1	2	2	3	4
1 Гідроізоляційний матеріал (акваізолтощо)	0,15	0,15	1,3	0,195
2 Основа під гідроізоляційний матеріал	0,12	0,12	1,3	0,156
3 Утеплювач	0,06	0,06	1,2	0,072
4 Пароізоляція	0,005	0,005	1,1	0,006
5 Дошки настилу	0,1	0,1	1,1	0,11
6 Прогони	0,15	0,15	1,1	0,165
Усього постійного навантаження – g_p	0,585	0,585		0,704
Снігове навантаження	$S_0 = 1,45$	$S_e = 0,71$		$S_m = 1,508$
Загальне навантаження – g	1,295	1,295		2,212

Визначення S_e та S_m див. у прикладі 1.





б

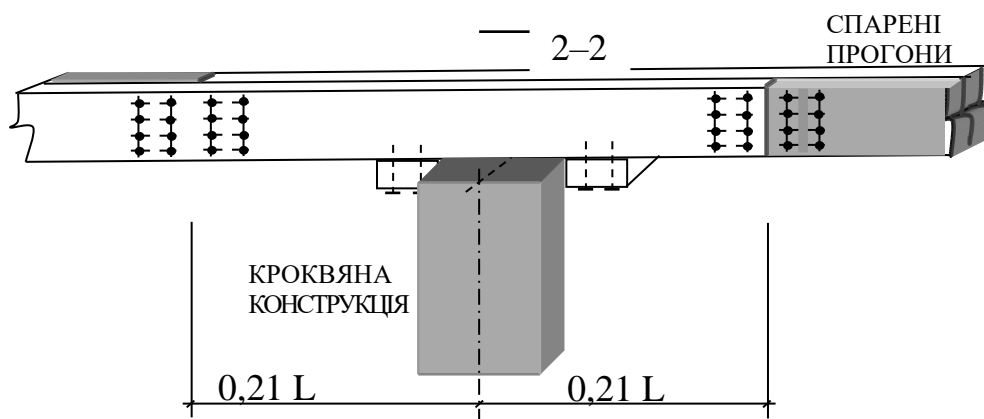


Рисунок 4 – Конструкція покриття:

а – дощато-цвяховий щит;

б – нерозрізні спарені прогони

2.3 Розрахунок дощато-цвяхового настилу

Для зручності монтажу настил проектується таким, що складається з великорозмірних щитів – 2500x1500 у плані. Вони монтуються на спарені прогони. Матеріал щитів – дошки із сосни 3-го сорту, матеріал прогонів – дошки із сосни 2-го сорту.

Розрахунок на постійне та снігове навантаження

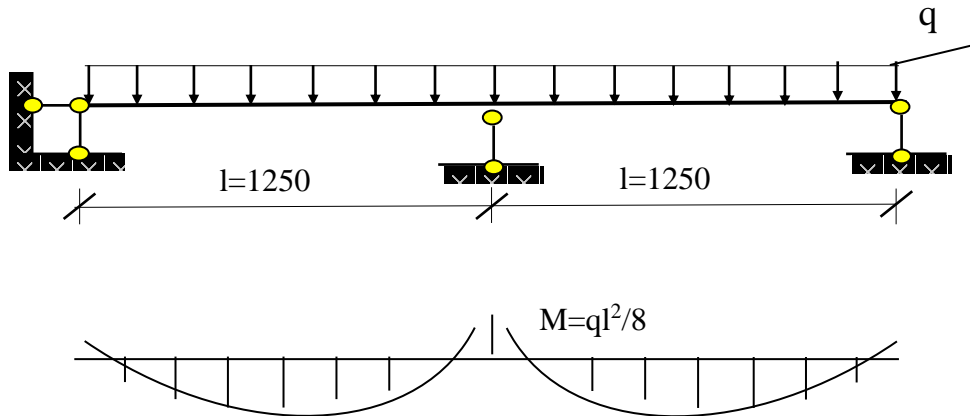


Рисунок 5 – Розрахункова схема щита для розрахунку по першій схемі завантаження

Розрахунковий опір згину та модуль пружності згідно з [1]

$$R_u = \bar{R}_u \cdot m_n \cdot m_\phi / \gamma_n = 13 \cdot 1 \cdot 1 / 0,95 = 13,7 \text{ МПа} = 1,37 \text{ кН/см}^2,$$

де \bar{R}_u – опір деревини згину [1, т. 3]; m_n – перехідний коефіцієнт за породою деревини [1, т. 4]; m_ϕ – коефіцієнт умов експлуатації [1, т. 5]; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням [2].

$$E = \bar{E} \cdot m_\phi / \gamma_n = 10^4 \cdot 1 / 0,95 = 1,05 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Навантаження, що діють на смугу щита шириною 1м (табл.2):

- експлуатаційне, без урахування прогонів $q_{ноз}^e = 1,295 - 0,15 = 1,145 \text{ кН/м}$;
- розрахункове, без урахування прогонів $q_{ноз} = 2,212 - 0,165 = 2,047 \text{ кН/м}$.

Розрахунковий згинальний момент

$$M = q_{ноз} \cdot l^2 / 8 = 2,047 \cdot 1,25^2 / 8 = 0,40 \text{ кН}\cdot\text{м} = 40 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Момент опору та момент інерції щитової смуги шириною 1м

$$W = b \cdot \delta^2 / 6 = 100 \cdot 1,6^2 / 6 = 42,7 \text{ см}^3,$$

де b - ширина смуги; δ - товщина дощок згідно із сортаментом (дод. 3)

$$I = b \cdot \delta^3 / 12 = 100 \cdot 1,6^3 / 12 = 34,13 \text{ см}^4,$$

де b - ширина смуги.

$$\sigma = M/W = 40/42,7 = 0,93 \text{ кН/см}^2 < R_u = 1,37 \text{ кН/см}^2.$$

Запас міцності перебільшує значення, яке рекомендується, але це мінімальний розмір за сортаментом.

Розрахунок на постійне та зосереджене навантаження

$P^e = 1 \text{ кН}$ (вага людини з інструментом)
Коефіцієнт $\gamma_n = 1,2$

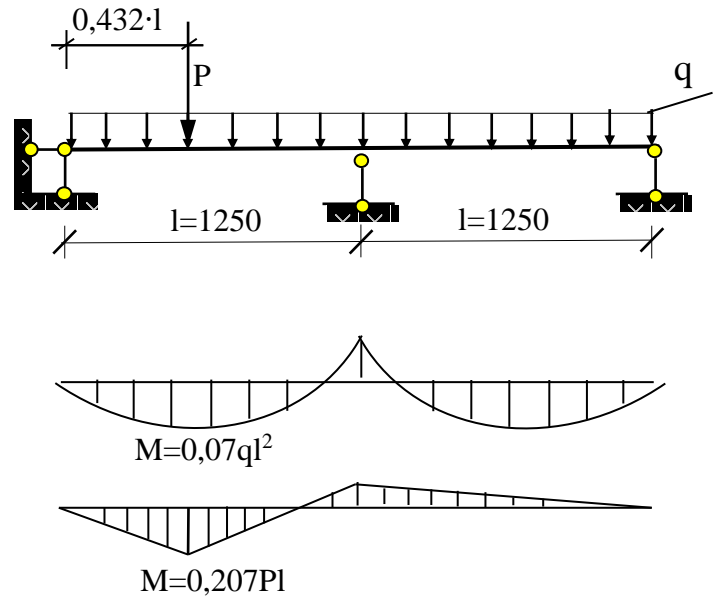


Рисунок 6 – Розрахункова схема щита для розрахунку за другою схемою завантаження

Розрахунковий згинальний момент з урахуванням зосередженого навантаження, яке розподіляється на смугу щита шириною 0,5 м за наявності підшивного розкошу,

$$M = 0,0703 \cdot q_{noz} \cdot l^2 + 0,207 \cdot 2 \cdot P^e \cdot \gamma_n \cdot l = 0,0703 \cdot 0,539 \cdot 1,25^2 + 0,207 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1,25 = 0,68 \text{ кН}\cdot\text{м} = 68 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

де q_{noz} – постійне навантаження без урахування ваги прогонів та снігу.
Нормальні напруження

$$\sigma = M/W = 68/42,7 = 1,6 \text{ кН/см}^2 < R_u \cdot m_n = 1,37 \cdot 1,2 = 1,64 \text{ кН/см}^2,$$

де m_n – коефіцієнт умов роботи при монтажному навантаженні.

2.4 Розрахунок прогону

Розрахунок на постійне та снігове навантаження

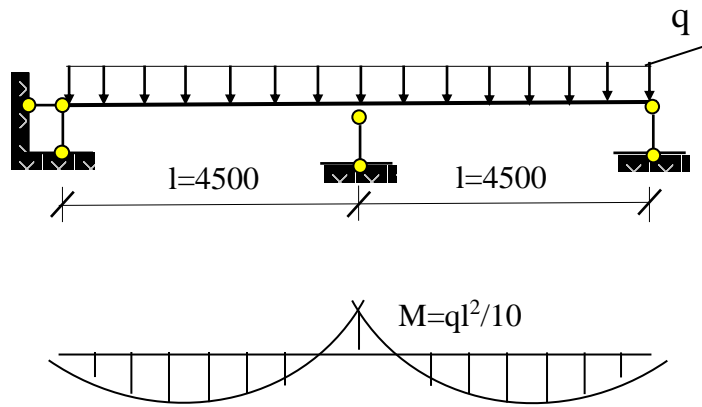


Рисунок 7 – Розрахункова схема погону

Навантаження, що діють на 1м довжини прогону (крок прогонів 1,25 м):

- нормативне $q_{ног}^e = 1,295 \cdot 1,25 = 1,62 \text{ кН/м}$;
- розрахункове $q_{ног} = 2,212 \cdot 1,25 = 2,76 \text{ кН/м}$.

Розрахунковий згинальний момент

$$M = q_{ног} \cdot l^2 / 10 = 2,76 \cdot 4,5^2 / 10 = 5,59 \text{ кН}\cdot\text{м} = 559 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Момент опору, який потрібен,

$$W_{нотр} = M / R_u = 559 / 1,37 = 408 \text{ см}^3.$$

Проектуємо прогін із двох дощок перерізом 5 см х 17,5 см (дод. 3) із моментом опору

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 2 \cdot 5 \cdot 17,5^2 / 6 = 510 \text{ см}^3 > W_{нотр}.$$

Момент інерції

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 2 \cdot 5 \cdot 17,5^3 / 12 = 4466 \text{ см}^4.$$

Нормальні напруження

$$\sigma = M / W = 559 / 510 = 1,1 \text{ кН/см}^2 < R_u = 1,37 \text{ кН/см}^2.$$

Відносний прогин

$$f/l = q_{ног}^e \cdot l^3 / (384 \cdot E \cdot I) = 1,62 \cdot 4,5^3 / (384 \cdot 1,05 \cdot 10^7 \cdot 4466 \cdot 10^{-8}) = 1/1219;$$

$$1/1219 < [f/l] = 1/200 \text{ (граничне значення [1, т.14]).}$$

Розрахунок стику прогону

Стик дощок прогону виконується врозгін на відстані $0,21L$ від осі опор. Для з'єднання двох дощок прогону між собою застосовуються цвяхи діаметром 4 мм, довжиною 125 мм.

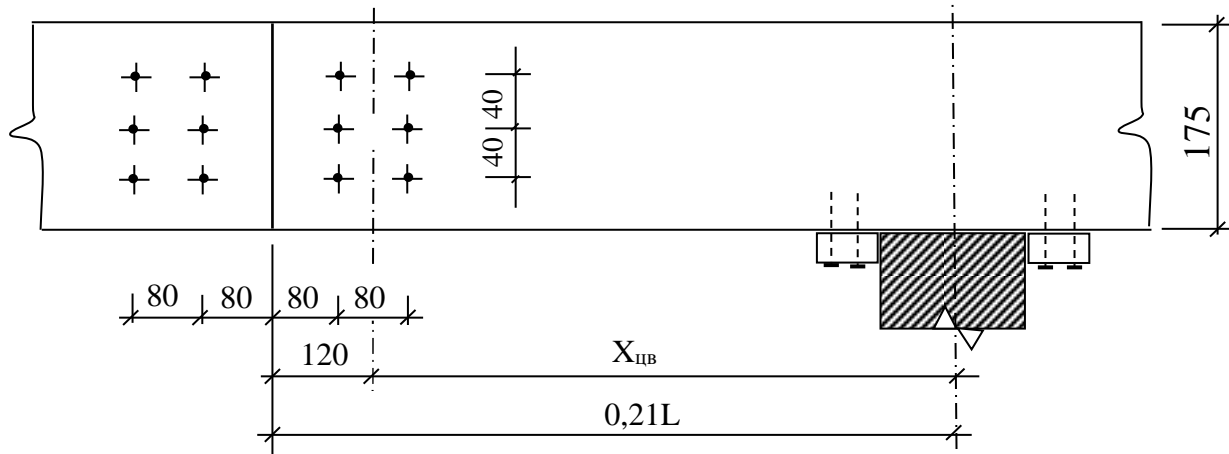


Рисунок 8 – Конструкція стику прогону

Несуча здатність одного цвяха для однозрізних з'єднань [1]:

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d \cdot m_\phi / \gamma_n = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,4 \cdot 1 / 0,95 = 0,74 \text{ кН};$$

$$T_{32} = (2,5 \cdot d^2 + 0,01 \cdot a^2) \sqrt{m_\phi / \gamma_n} = (2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 4,4^2) \sqrt{1 / 0,95} = 0,625 \text{ кН};$$

$$T_{32} = 4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_\phi / \gamma_n} = 4 \cdot 0,4^2 \cdot \sqrt{1 / 0,95} = 0,674 \text{ кН};$$

$$a = c - 1,5d = 5 - 1,5 \cdot 0,4 = 4,4 \text{ см};$$

$$T_{роз} = T_{min} = 0,625 \text{ кН}.$$

Потрібна кількість цвяхів із кожної сторони стику

$$n = M / (2 \cdot X_{цв} \cdot T_{роз}) = 559 / (2 \cdot (0,21 \cdot 450 - 12) \cdot 0,625) = 5,42.$$

Приймаємо 6 цвяхів із кожної сторони.

Приклад 3

3 ПРОЕКТУВАННЯ НЕУТЕПЛЕНОГО ПОКРИТТЯ ЗІ ШТУЧНИХ ЛИСТОВИХ МАТЕРІАЛІВ

Проектування неутепленого покриття із застосуванням сталевого профільного листа для будівлі III класу відповідальності (коефіцієнт надійності

за призначенням $\gamma_n = 0,9$), група експлуатації Б-2 (приміщення, що не опалюється, при відносній вологості повітря 60-75%). Крок несучих конструкцій – 6 м. Матеріал – ялиця 2-го сорту. Район будівництва – м. Полтава.

3.1 Вибір складу покриття

Елементи покриття складаються із прогонів, які з'єднано у щит, і сталевого профільного листа. Відстань між прогонами приймається рівною 500 мм. Прогони у кількості 5 штук складаються у щит за допомогою поперечних та діагональних брусків. Щити кріпляться до верхніх поясів ферм і за рахунок своєї жорсткості забезпечують стійкість ферм із площини деформації.

3.2 Збір навантажень на огорожуючі конструкції

Навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття приймаються відповідно до таблиці 6.

Таблиця 6 - Навантаження від маси 1 м^2 огорожуючих конструкцій покриття та покрівлі

Тип і склад покриття	Характеристичне навантаження g^0 , кН/м ²	Експлуатаційне навантаження g^e , кН/м ²	Коеф-т надійності за граничним розрах. навантаженням γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження g , кН/м ²
1	2		3	4
1 Сталевий профільний лист	0,15	0,15	1,2	0,18
2 Щит із прогонів(попередньо)	0,2	0,2	1,1	0,22
Усього постійного навантаження – g_n	0,35	0,35		0,4
Снігове навантаження	$S_0 = 1,45$	$S_e = 0,71$		$S_m = 1,508$
Загальне навантаження – g	1,80	1,06		1,908

Визначення S_e та S_m див. у прикладі 1.

3.3 Розрахунок елементів щита

Прогони у складі щита розраховуються як косозігнуті елементи. Діагональні бруси щита обчислюються як стиснуто-зігнуті елементи на дію скатної складової від навантаження у прогонах. Попередньо призначаємо

переріз прогонів 75x150 мм, а переріз бруса 50x50 мм (за сортаментом див. дод. 3).

Розрахунковий опір згину (стиску) та модуль пружності згідно з [1]

$$R_u = \bar{R}_u m_n m_e / \gamma_n = 13 \cdot 0,8 \cdot 1 / 0,9 = 11,5 \text{ МПа} = 1,15 \text{ кН/см}^2,$$

де \bar{R}_u – опір деревини згину [1, т.3];

m_n – перехідний коефіцієнт за породою деревини [1, т.4];

m_e – коефіцієнт умов експлуатації [1, т.5];

γ_n – коефіцієнт, який ураховує ступінь відповідальності споруди.

$$E = \bar{E} m_e / \gamma_n = 10^4 \cdot 1 / 0,9 = 1,1 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Розрахунок прогону на постійне та снігове навантаження

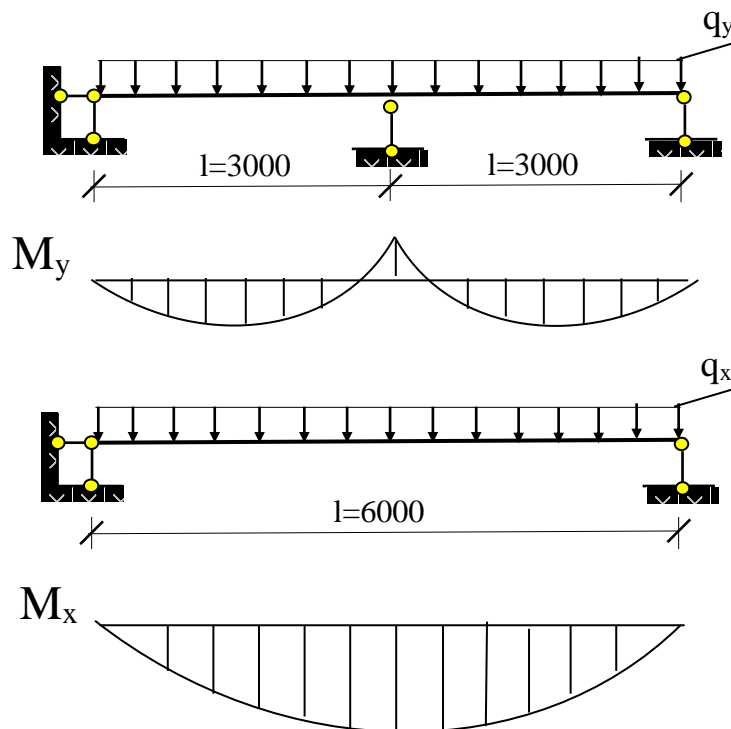


Рисунок 9 – Розрахункова схема прогону на постійне та снігове навантаження

Навантаження, що діють на 1м прогону при відстані між прогонами 0,5 м:

- експлуатаційне $q_{noz}^e = (g_n^e + S_e \cdot \cos \alpha) \cdot 0,5 = (0,35 + 0,71 \cdot 0,95) \cdot 0,5 = 0,51 \text{ кН/м};$

-розрахункове $q_{noz} = (g_n + S \cdot \cos \alpha) \cdot 0,5 = (0,4 + 1,508 \cdot 0,95) \cdot 0,5 = 0,92 \text{ кН/м}.$

Прогін працює на косий згин, складові навантаження:

$$q_{noz}^x = q_n \cdot \cos \alpha = 0,92 \cdot 0,95 = 0,874 \text{ кН/м};$$

$$q^y_{noz} = q_n \cdot \sin \alpha = 0,92 \cdot 0,316 = 0,291 \text{ кН/м},$$

де $\cos \alpha = 0,95$; $\sin \alpha = 0,316$ для покрівлі з похилом $i=0,33$.
Розрахункові згинальні моменти:

$$M_x = q^x_{noz} \cdot l_x^2 / 8 = 0,874 \cdot 6^2 / 8 = 3,93 \text{ кН}\cdot\text{м} = 393 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$M_y = q^y_{noz} \cdot l_y^2 / 8 = 0,291 \cdot 3^2 / 8 = 0,327 \text{ кН}\cdot\text{м} = 32,7 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Моменти опору для прийнятого перерізу прогонів:

$$W_x = b \cdot h^2 / 6 = 7,5 \cdot 20^2 / 6 = 500 \text{ см}^3;$$

$$W_y = h \cdot b^2 / 6 = 20 \cdot 7,5^2 / 6 = 187,5 \text{ см}^3.$$

Момент інерції для прийнятого перерізу прогонів

$$I_x = b \cdot h^3 / 12 = 7,5 \cdot 20^3 / 12 = 5000 \text{ см}^4.$$

Нормальні напруження

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = 393 / 500 + 32,7 / 187,5 = 0,96 \text{ кН/см}^2 < R_u = 1,15 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірку відносного прогину прогонів виконуємо в площині, що перпендикулярна до скату:

$$f/l = 5 \cdot q^{e(x)}_{noz} \cdot l_x^3 / (384 \cdot 0,7E I_x) = 5 \cdot 0,48 \cdot 6^3 / (384 \cdot 1,11 \cdot 10^7 \cdot 5000 \cdot 10^{-8}) = 1/411;$$

$$1/411 < [f/l] = 1/200 \text{ (граничне значення [1, т.16]),}$$

$$\text{де } q^{e(x)}_{noz} = q^e_{noz} \cdot \cos \alpha = 0,51 \cdot 0,95 = 0,48 \text{ кН/м}.$$

Розрахунок прогону на постійне й монтажне навантаження

$$\text{Монтажне навантаження } P = P^e \cdot \gamma_{fm} = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН}.$$

$$\text{Постійне навантаження на 1м прогону } q_{noz} = g_n \cdot 0,5\text{м} = 0,4 \cdot 0,5 = 0,2 \text{ кН/м}.$$

Розрахункові згинальні моменти:

$$M_x = q_{noz} \cdot l_x^2 \cdot \cos \alpha / 8 + P \cdot l_x \cdot \cos \alpha / 4 = 0,2 \cdot 6^2 \cdot 0,95 / 8 + 1,2 \cdot 6 \cdot 0,95 / 4 = 257 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

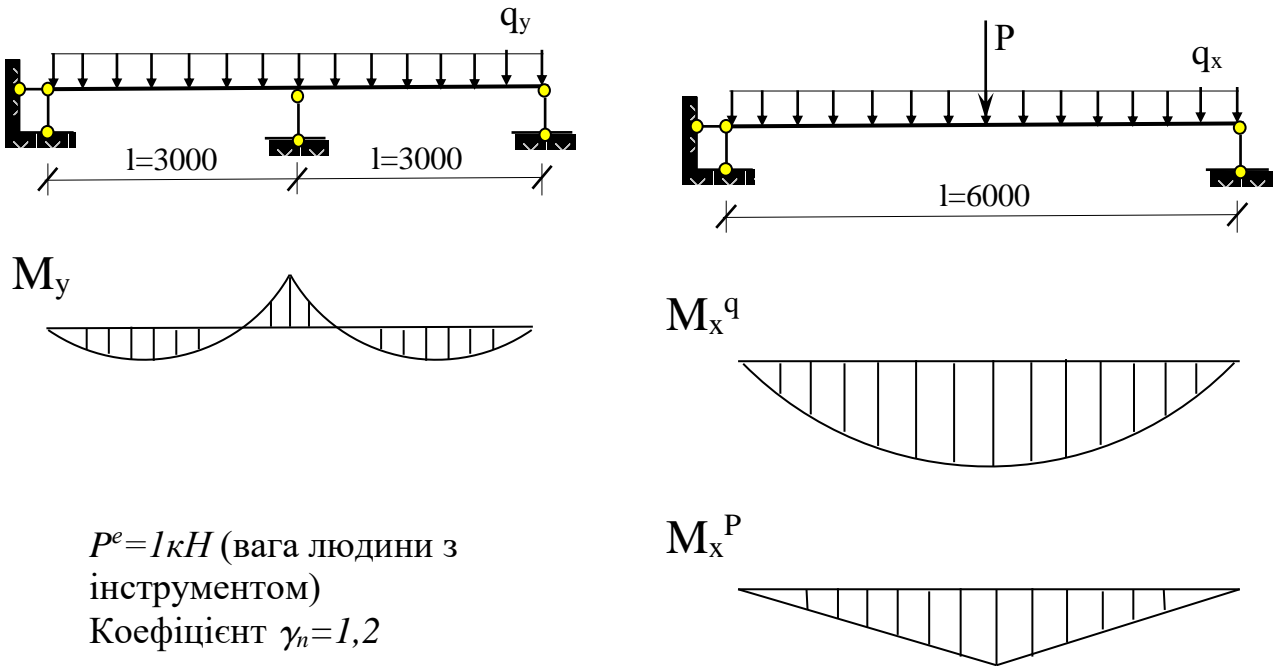
$$M_y = q_{\text{ноз}} \cdot l_y^2 \sin \alpha / 8 = 0,2 \cdot 3^2 \cdot 0,316 / 8 = 0,071 \text{ кН}\cdot\text{м} = 7,1 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Нормальні напруження:

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = 257 / 500 + 7,1 / 187,5 = 0,55 \text{ кН}/\text{см}^2;$$

$$0,55 \text{ кН}/\text{см}^2 < R_u m_n = 1,15 \cdot 1,2 = 1,38 \text{ кН}/\text{см}^2,$$

де $m_n = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи при дії монтажного навантаження.



$P^e = 1 \text{ кН}$ (вага людини з інструментом)
Коефіцієнт $\gamma_n = 1,2$

Рисунок 10 – Розрахункова схема прогону при розрахунку на постійне та монтажне навантаження

Розрахунок розкошу щита

Зусилля в розкосі від скатної складової навантаження в прогонах

$$N_p = 0,75 \cdot q_y^{\text{ноз}} \cdot n_n \cdot l_x / (2 \cdot \cos \beta) = 0,75 \cdot 0,291 \cdot 5 \cdot 6 / (2 \cdot 0,77) = 4,25 \text{ кН},$$

де n_n – кількість прогонів у складі щита;
0,75 – коефіцієнт, який ураховує вантажну площину розкошу;
 β – кут нахилу розкошу до осі кроквяної конструкції
($\tan \beta = 2,5/3 = 0,833$, $\cos \beta = 0,77$).

Приймаємо переріз розкошу 50x50 мм. Площа перерізу $A = 25 \text{ см}^2$, момент інерції

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 5 \cdot 5^2 / 6 = 20,8 \text{ см}^3.$$

Вільна довжина розкошу $l_p = 0,5 / \cos \beta = 5 / 0,77 = 0,65 \text{ м}$.

Гнучкість розкоосу $\lambda = l_p / (0,289 \cdot b) = 65 / (0,289 \cdot 5) = 45$.

Ексцентриситет прикладання зусилля $e = 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ см}$.

Згинальний момент $M = N_p \cdot e = 4,25 \cdot 2,5 = 10,63 \text{ кН}\cdot\text{см}$.

Нормальні напруження:

$$\sigma = N_p / A + M / \xi \cdot W = 4,25 / 25 + 10,63 / (0,900 \cdot 20,8) = 0,74 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,15 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } \xi = 1 - \lambda^2 \cdot N_p / (3000 \cdot R_c \cdot A) = 1 - 45^2 \cdot 4,25 / (3000 \cdot 1,15 \cdot 25) = 0,900.$$

Розкіс має опору в щиті у вигляді брускового елемента, який кріпиться цвяхами до стійок щита. Приймаємо цвяхи діаметром $d = 4 \text{ мм}$, довжиною 125 мм .

Несуча здатність одного цвяха як однозрізного з'єднання

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d \cdot m_n \cdot m_\theta / \gamma_n = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 1 / 0,9 = 0,62 \text{ кН};$$

$$T_{3z} = (2,5 \cdot d^2 + 0,01 \cdot a^2) \sqrt{m_n \cdot m_\theta} / \gamma_n = (2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 4,4^2) \sqrt{0,8 \cdot 1} / 0,9 = 0,59 \text{ кН};$$

$$T_{3z} = 4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_n \cdot m_\theta} / \gamma_n = 4 \cdot 0,4^2 \cdot \sqrt{0,8 \cdot 1} / 0,9 = 0,64 \text{ кН},$$

$$\text{де } a = c - 1,5d = 5 - 1,5 \cdot 0,4 = 4,4 \text{ см}.$$

Розрахункова несуча здатність цвяха $T_{роз} = T_{min} = 0,59 \text{ кН}$.

Потрібна кількість цвяхів

$$N = N_p \cdot \cos \beta / T_{роз} = 4,25 \cdot 0,77 / 0,59 = 5,55.$$

Приймаємо 6 цвяхів.

Щит кріпиться до кроквяної конструкції через стійки цвяхами діаметром 4 мм , довжиною 125 мм . Потрібна кількість цвяхів на одну стійку складає

$$n = 0,5 \cdot q^y_{роз} \cdot n_n \cdot l_x / T_{роз} = 0,5 \cdot 0,291 \cdot 5 \cdot 6 / 0,59 = 7,4.$$

Приймаємо 8 цвяхів.

КОНСТРУКЦІЯ ЩИТА

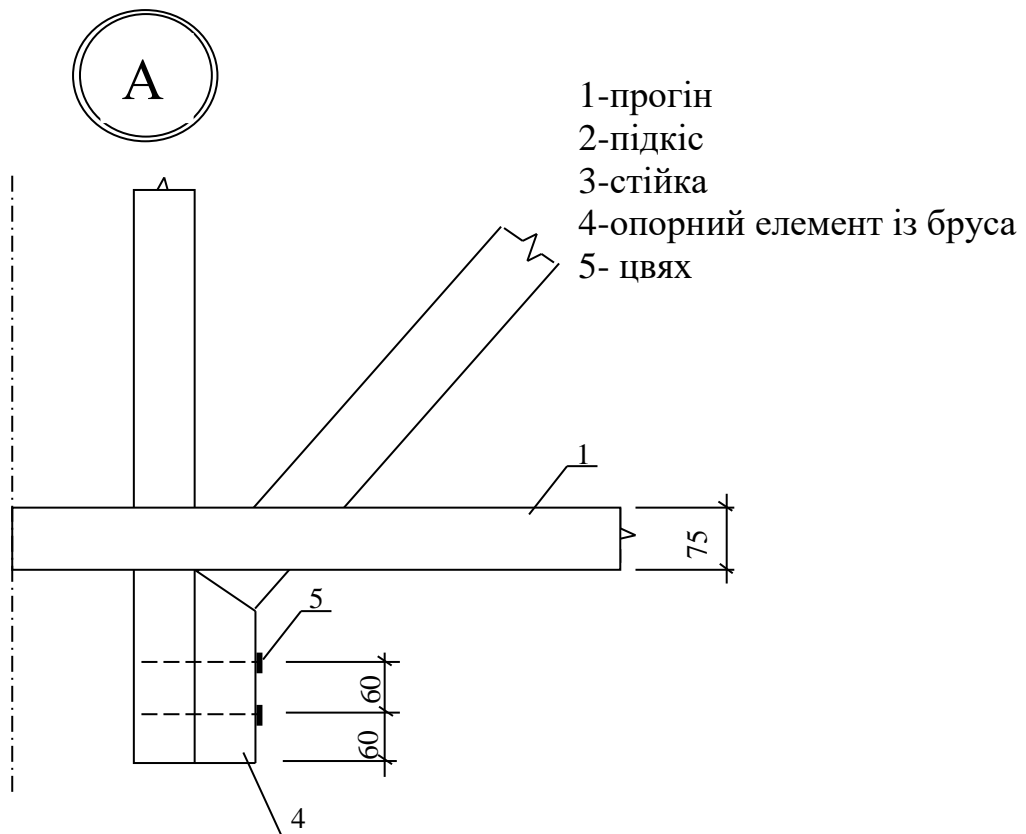
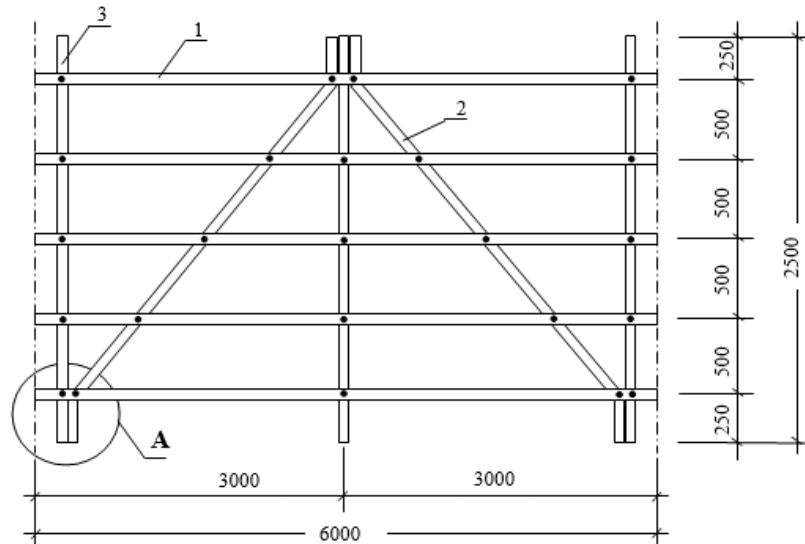


Рисунок 11 – Щит-обрешітка під покрівлю із сталевого профільного листа

Приклад 4.

4 РОЗРАХУНОК ДОЩАТОКЛЕЄНОЇ КОЛОНИ

Запроектувати дерев'яні клеєні стійки столярного цеху висотою $H = 7$ м. Крок несучих конструкцій 4,5 м. Несучі конструкції покриття – клеєфанерні панелі по аркам прольотом 24 м. Стінове огороження – навісні клеєфанерні панелі розміром – $1,5 \times 4,5$ м. Район будівництва м. Полтава. Матеріал – дошки дуба другого сорту.

4.1 Вибір конструктивної схеми

Приймаємо клеєні стійки прямокутного поперечного перерізу, закріплені до фундаментів анкерними болтами (рис. 12).

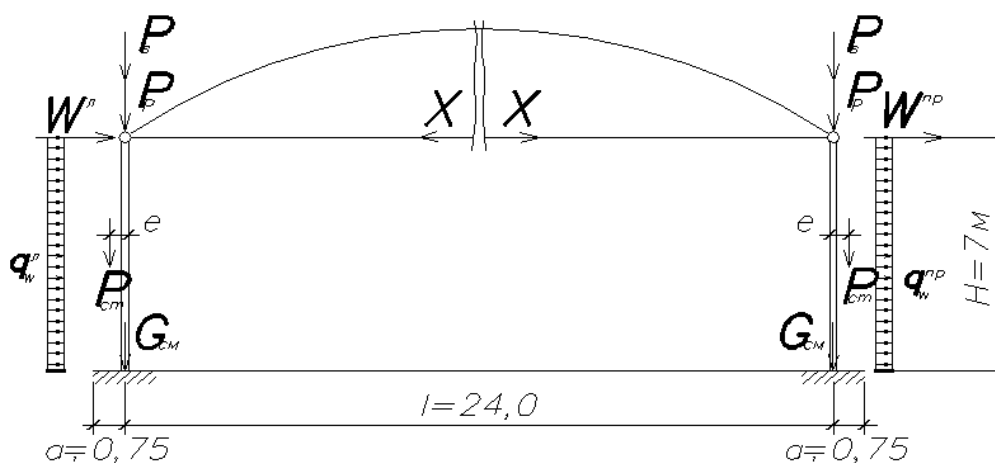


Рисунок 12. Розрахункова схема поперечної рами будівлі

4.2 Навантаження на стійку

1. Постійний розрахунковий тиск на стійку від покриття:

$$P_p = (g_{\text{покp}} + g_{\text{ес}}) \cdot a \cdot (0,5l + a_1) = (0,474 + 0,143) \cdot 4,5 \cdot (0,5 \cdot 24 + 0,75) = 35,4 \text{ кН},$$

де $g_{\text{покp}}$, $g_{\text{ес}}$ – навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції від огорожуючих конструкцій покриття та власної маси арки;

a – крок колон;

a_1 – виліт карнизу;

$g_{в.в.}$ – навантаження на 1 м² горизонтальної проекції від власної маси несучої конструкції покриття (арки) визначаємо за формулою

$$g_{в.в.} = \frac{S_0 + q^e}{\frac{1000}{\kappa_{в.в.}} - 1} = \frac{1,45 + 0,398}{\frac{1000}{3 \cdot 24} - 1} = 0,143 \text{ кН/м}^2,$$

тут S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (у кПа), обумовлене відповідно [2, п. 8.5];

$\kappa_{в.в.}$ – коефіцієнт власної ваги арки, що попередньо приймається рівний 3;
 q^e – експлуатаційне навантаження від покриття (т. 2).

2. Тимчасове снігове навантаження:

$$P_s = S_m a(0,5l + a_l) = 1,508 \cdot 4,5(0,5 \cdot 24 + 0,75) = 86,5 \text{ кН}.$$

3. Постійне навантаження від стінового огородження:

$$P_{cm} = g_{cm} a(H + h_0) = 0,474 \cdot 4,5(7 + 0) = 14,9 \text{ кН}.$$

де g_{cm} – навантаження від 1 м² стінового навантаження (може бути прийняте рівному навантаженню від огорожуючих конструкцій покриття);

h_0 – висота стіни вище відмітки стійок.

4. Вітрове розрахункове навантаження

на ліву стійку:

$$q_w^l = \gamma_{fm} \omega_0 c^l a = 1,04 \cdot 0,47 \cdot 1,296 \cdot 4,5 = 2,85 \text{ кН/м};$$

$$W^l = q_w^l h_0 = 0;$$

на праву стійку:

$$q_w^r = \gamma_{fm} \omega_0 c^{np} a = 1,04 \cdot 0,47 \cdot 0,972 \cdot 4,5 = 2,13 \text{ кН/м};$$

$$W^{np} = q_w^{np} h_0 = 0,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за т. 7 [2, п. 9.14];

Таблиця 7

T , років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

$\omega_0 = 470 \text{ Па} = 0,47 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне значення вітрового тиску для району будівництва – м. Полтава [2, дод. Е];

коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за [2, п. 9.8];

C_h – коефіцієнт висоти споруди, що визначається за додатком 5 [2, п. 9.9, т. 9.01], (тип місцевості III);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за [2, п. 9.10];

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу, що визначається за [2, п. 9.11];

C_{dir} – коефіцієнт напрямку, що визначається за [2, п. 9.12];

C_d – коефіцієнт динамічності, що визначається за [2, п. 9.13].

Для розрахункового навантаження на ліву стійку

$$C^l = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0,8 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,296;$$

на праву стійку

$$C^{np} = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0,6 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,972.$$

Ширину перерізу стійок приймаємо $b = 14 \text{ см}$. Необхідну висоту перерізу визначаємо з виразів

$$h^{nom} = \frac{N + \sqrt{N^2 + 6q_w^a H^2 R_c b}}{R_c b} = \frac{136,8 + \sqrt{136,8^2 + 6 \cdot 2,85 \cdot 7^2 \cdot 24600 \cdot 0,14}}{24600 \cdot 0,14} = 0,49 \text{ м};$$

$$h^{nom} = \frac{H}{15} = \frac{7}{15} = 0,47 \text{ м},$$

де $N = P_p + P_{cm} + P_s = 35,4 + 86,5 + 14,9 = 136,8 \text{ кН}$;

$$R_c = \frac{\bar{R}_c m_n m_g m_{cl} m_n}{\gamma_n} = \frac{15 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2}{0,95} = 24,6 \text{ МПа} = 24600 \text{ кН/м}^2 -$$

розрахунковий опір стиску деревини дуба другого сорту уздовж волокон;

m_n – коефіцієнт, що враховує короткочасну дію вітрового навантаження [1, т. 6].

Приймаємо висоту стійки $h = 15 \cdot 3,3 = 49,5 \text{ см}$ (15 шарів по 33 мм).

Навантаження від власної маси стійки:

$$G_{cm} = bhH\gamma\gamma_{fm} = 0,14 \cdot 0,495 \cdot 7 \cdot 7,0 \cdot 1,1 = 3,73 \text{кН},$$

де $\gamma = 700 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} = 7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ – об'ємна маса деревини (дуба) [1, додаток 3];

$\gamma_{fm} = 1,1$ – коефіцієнт надійності по навантаженню від власної маси.

Рама є один раз статично невизначена. За зайве невідоме приймаємо поздовжнє зусилля X у ригелі та визначаємо його роздільно від кожного виду завантаження:

$$X_{cm} = \frac{9P_{cm}e}{8H} = \frac{9 \cdot 14,9 \cdot 0,35}{8 \cdot 7} = 0,84 \text{кН},$$

де $e = 0,5(h + h_n) = 0,5(49,5 + 13,5) = 34,8 \text{см} \approx 0,35 \text{м}$;

h – товщина панелі стінового огородження (приймається рівною товщині огорожуючої конструкції покриття).

$$X_w = -0,5(W^n - W^{np}) = 0;$$

$$X_{q_w} = \frac{-3H(q_w^n - q_w^{np})}{16} = \frac{-3 \cdot 7(2,85 - 2,13)}{16} = -0,945 \text{кН}.$$

4.3 Внутрішні зусилля у закладенні стійок

Згинальні моменти:

$$M_{лев} = [(W^n + X_w + X_{q_w})H + 0,5q_w^n H^2] \cdot \psi + X_{cm}H - P_{cm}e = \\ = [(0 + 0 - 0,945)7 + 0,5 \cdot 2,85 \cdot 7^2]0,9 + 0,84 \cdot 7 - 14,9 \cdot 0,35 = 57,5 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{np} = [(W^{np} + X_w + X_{q_w})H + 0,5q_w^{np} H^2] \cdot \psi - X_{cm}H + P_{cm}e = \\ = [(0 + 0 + 0,945)7 + 0,5 \cdot 2,13 \cdot 7^2]0,9 - 0,84 \cdot 7 + 14,9 \cdot 0,35 = 52,29 \text{кН} \cdot \text{м},$$

де $\psi = 0,9$ – коефіцієнт сполучення двох тимчасових навантажень: снігового та вітрового.

Поперечні сили:

$$Q_{лев} = (W^n + X_w + X_{q_w} + q_w^n H) \cdot \psi + X_{cm} = (0 + 0 - 0,945 + 2,85 \cdot 7)0,9 + 0,84 = 17,9 \text{кН};$$

$$Q_{np} = (W^{np} - X_w - X_{q_w} + q_w^{np} H) \cdot \psi - X_{cm} = (0 + 0 + 0,945 + 2,13 \cdot 7)0,9 - 0,84 = 13,4 \text{кН}.$$

Поздовжня сила:

$$N_{\text{лів}} = N_{\text{пр}} = P_p + P_{cm} + G_{cm} + P_s \cdot \psi = 35,4 + 14,9 + 3,73 + 86,5 \cdot 0,9 = 131 \text{ кН.}$$

Розрахункові значення зусиль

$$M = 5750 \text{ кН}\cdot\text{см}; \quad N = 131 \text{ кН}; \quad Q = 17,9 \text{ кН.}$$

4.3 Конструктивний розрахунок

Розрахунковим перетином стійки буде перетин, ослаблений отворами під болти для кріплення сталевих анкерних накладок (рис. 7). Діаметр цих болтів приймаємо рівним 16 мм.

Геометричні характеристики розрахункового перетину:

Площа –

$$A_{bp} = 14 \cdot 49,5 = 693 \text{ см}^2;$$

$$A_{нт} = 14(49,5 - 4 \cdot 1,6) = 603,4 \text{ см}^2;$$

момент опору –

$$W_{нт} = \frac{0,8bh^2}{6} = \frac{0,8 \cdot 14 \cdot 49,5^2}{6} = 4574 \text{ см}^3,$$

де 0,8 – коефіцієнт, що враховує наявність ослаблень у розрахунковому перетині.

Гнучкість стійки з площини вигину:

$$\lambda = \frac{\mu H}{0,289h} = \frac{2,2 \cdot 700}{0,289 \cdot 49,5} = 108.$$

Коефіцієнт:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 R_c A_{bp}} = 1 - \frac{108^2 \cdot 131}{3000 \cdot 2,46 \cdot 693} = 0,702.$$

Напруження у поперечному перерізі:

$$\sigma = \frac{N}{A_{нт}} + \frac{M}{\xi W_{нт}} = \frac{131}{603,4} + \frac{5750}{0,702 \cdot 4574} = 2,01 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_c = 2,46 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Сколюючі напруження у клейовому шві:

$$\tau = \frac{1,5Q}{bh\xi} = \frac{1,5 \cdot 17,9}{14 \cdot 49,5 \cdot 0,794} = 0,004 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} = 0,246 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

$$\text{де } R_{ск} = \frac{\bar{R}_{ск} m_n m_6 m_{cl} m_H}{\gamma_n} = \frac{1,5 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2}{0,95} = 2,46 \text{ МПа} = 0,246 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} -$$

розрахунковий опір сколюванню при згині клеєних елементів.

Стійкість плоскої форми деформування перевіряємо за [1, п. 4.18].

Гнучкість із площини згину:

$$\lambda_y = \frac{H}{0,289b} = \frac{700}{0,289 \cdot 14} = 173.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину:

$$\varphi_y = \frac{3000k_{ПН}}{\lambda_y^2} = \frac{3000 \cdot 12,75}{173^2} = 1,29,$$

$$\text{де } k_{ПН} = 0,75 + 0,06 \left(\frac{H}{h} \right)^2 = 0,75 + 0,06 \left(\frac{700}{49,5} \right)^2 = 12,75 \quad - \quad \text{коефіцієнт}$$

підтримуючої дії закріплень по розтягнутому від моменту краєві.

Коефіцієнт:

$$\varphi_M = \frac{140b^2 K_\phi K_{ПМ}}{Hh} = \frac{140 \cdot 14^2 \cdot 2,32 \cdot 2,13}{700 \cdot 49,5} = 3,9,$$

де $K_\phi = 2,32$ [1, дод. 4, т.2];

$$K_{ПМ} = 0,142 \frac{H}{h} + 1,76 \frac{h}{H} = 0,142 \frac{700}{49,5} + 1,76 \frac{49,5}{700} = 2,13.$$

Так як φ_y, φ_M більше 1, стійкість плоскої форми деформування забезпечена.

Розрахунок анкерного кріплення

Розрахунок анкерних болтів ведемо по максимальному розтягуючому зусиллю при дії постійного навантаження з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 0,9$ замість $\gamma_f = 1,1$ та вітрового навантаження.

Поздовжня сила:

$$N_a = 0,9 \cdot \frac{P_p + P_{cm} + G_{cm}}{1,1} = 0,9 \cdot \frac{35,4 + 86,5 + 3,73}{1,1} = 102,8 \text{ кН.}$$

Згинальний момент

$$M_a = \frac{[(W^x + X_w + X_{q_w}) \cdot H + 0,5q_w^x H^2 + (X_{cm} H - P_{cm} e) \cdot 0,9] / 1,1}{\xi_a} =$$

$$= \frac{[(0 + 0 - 0,945) \cdot 7 + 0,5 \cdot 2,85 \cdot 7^2 + (0,84 \cdot 7 - 14,9 \cdot 0,35) \cdot 0,9] / 1,1}{0,765} = 75,83 \text{ кН} \cdot \text{м} =$$

$$= 7583 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$\text{де } \xi_a = 1 - \frac{\lambda^2 N_a}{3000 R_c A_{бp}} = 1 - \frac{108^2 \cdot 102,8}{3000 \cdot 2,46 \cdot 693} = 0,765.$$

Напруження на поверхні фундаменту (рис. 8):

$$\sigma_c = \frac{N_a}{bh} + \frac{6M_a}{bh^2} = \frac{102,8}{14 \cdot 49,5} + \frac{6 \cdot 7583}{14 \cdot 49,5^2} = 1,47 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_p = -\frac{N_a}{bh} + \frac{6M_a}{bh^2} = -\frac{102,8}{14 \cdot 49,5} + \frac{6 \cdot 7583}{14 \cdot 49,5^2} = 1,18 \text{ кН/см}^2;$$

Розміри ділянок епюри напружень:

$$c = \frac{\sigma_c h}{\sigma_c + \sigma_p} = \frac{1,47 \cdot 49,5}{1,47 + 1,18} = 27,5 \text{ см};$$

$$a = 0,5h - \frac{c}{3} = 0,5 \cdot 49,5 - \frac{27,5}{3} = 15,6 \text{ см};$$

$$y = h - \frac{c}{3} - s = 49,5 - \frac{27,5}{3} - 8 = 32,3 \text{ см},$$

де s – відстань від грані колони до осі анкерного болта (приймається не менш $4,75 \cdot d_b$).

Зусилля розтягу в анкерних болтах:

$$Z_a = \frac{M_a - N_a a}{y} = \frac{7583 - 102,8 \cdot 15,6}{32,3} = 185,1 \text{ кН}.$$

Необхідна площа перерізу болта зі сталі ВстЗкп2:

$$A_{ан}^{номp} = \frac{Z_a}{2R_{ba} m_a} = \frac{185,1}{2 \cdot 19,5 \cdot 0,85} = 5,58 \text{ см}^2,$$

$$\text{де } R_{ba} = 185 / \gamma_{п} = 195 \text{ МПа} = 19,5 \text{ кН/см}^2;$$

$m_a = 0,85$ – коефіцієнт, що враховує нерівномірність натягу болтів.

Приймаємо 4 анкерні болти діаметром 30 мм із $A_{bn} = 5,6 \text{ см}^2$ (додаток 4).

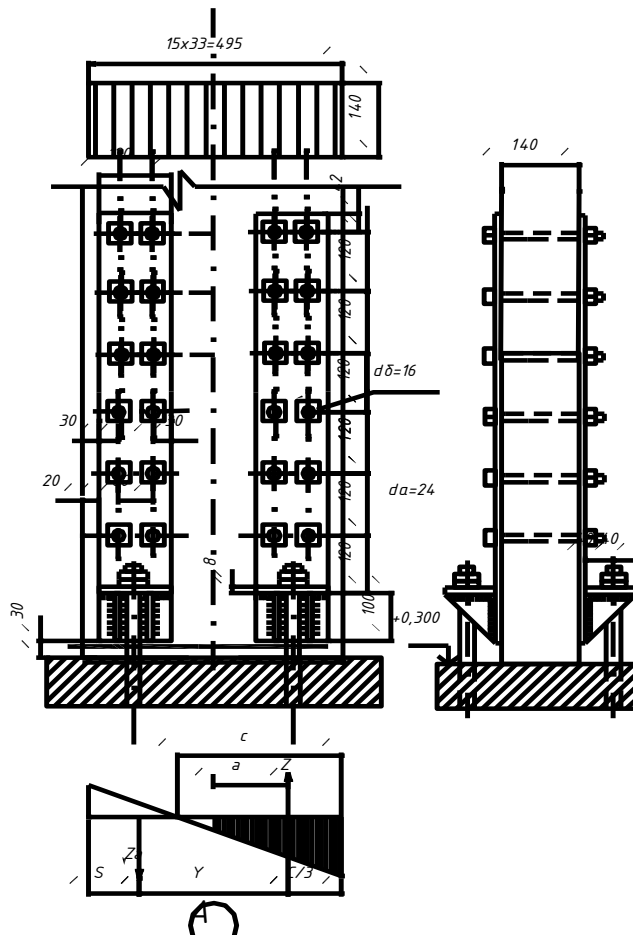


Рисунок 13. Опорний вузол колони з 12 двозрізними болтами

Необхідна кількість двозрізних болтів діаметром 16 мм , що приєднують сталеві накладки до стійки

$$n = \frac{Z_a}{2T_{роз}} = \frac{185,1}{2 \cdot 8,41} = 11,$$

де $T_{роз}$ – розрахункова несуча здатність одного зрізу нагеля (болта), обумовлена як менше із значень:

$$T_c = \frac{0,5bd_b m_n m_n m_s}{\gamma_n} = \frac{0,5 \cdot 14 \cdot 1,6 \cdot 1,3 \cdot 1,2 \cdot 1}{0,95} = 18,4 \text{ кН};$$

$$T_n = \frac{2,5d_b^2 \sqrt{m_n m_n m_s}}{\gamma_n} = \frac{2,5 \cdot 1,6^2 \sqrt{1,3 \cdot 1,2 \cdot 1}}{0,95} = 8,41 \text{ кН}.$$

Приймаємо 12 болтів.

Металеві елементи приймаємо зі сталі ВСтЗпс товщиною 8 мм . Через очевидний запас міцності розрахунок їх не робимо.

Приклад 5.

4 РОЗРАХУНОК СЕГМЕНТНОЇ МЕТАЛОДЕРЕВ'ЯНОЇ ФЕРМИ З КЛЕСНИМ ВЕРХНІМ ПОЯСОМ

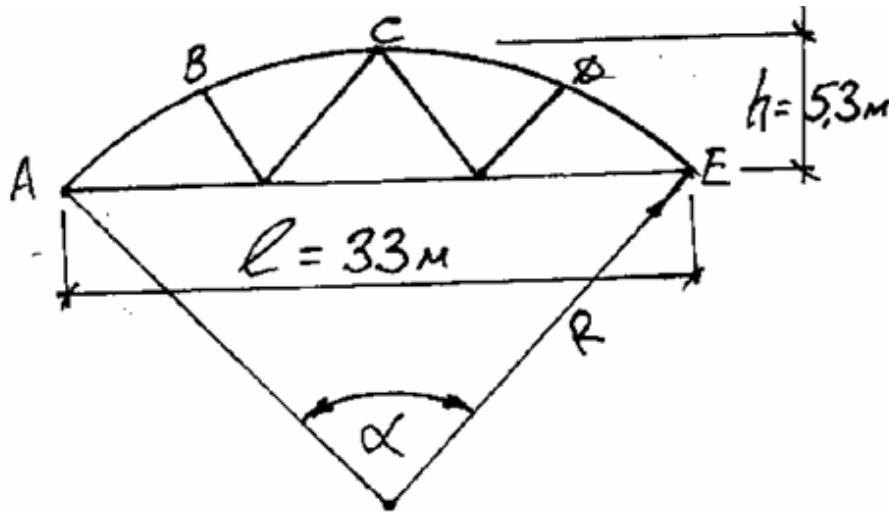


Рисунок 14. Схема сегментної ферми

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 4 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

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

Довжини панелей нижнього пояса

$$AF = FK = KE = 11 \text{ м.}$$

Довжини розкосів

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

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

4.1 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.

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

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

$$C = \frac{l}{8h} = \frac{33}{8 \cdot 5,3} = 0,7783, \quad P_c = 0,3892 \cdot 1,6 = 0,623 \text{ кН/м}^2,$$

де 1,6 – коефіцієнт безпеки за навантаженням для снігового навантаження. Знаходимо власну вагу ферми нормативну $q_{в.в}^H$ й розрахункову $q_{в.в}$;

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

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

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

$$P = 0,623 \cdot 5,3 = 3,302$$

де 5,3 – крок ферм.

кН/м,

Знаходимо опорні реакції при повному завантаженні ферми:

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

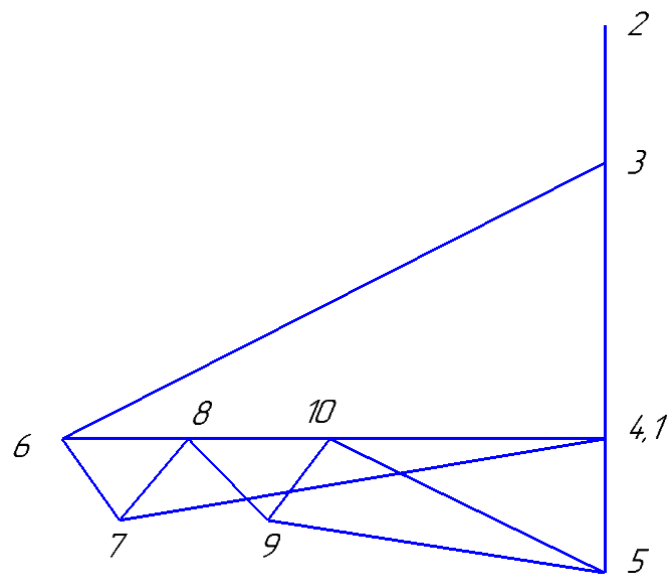
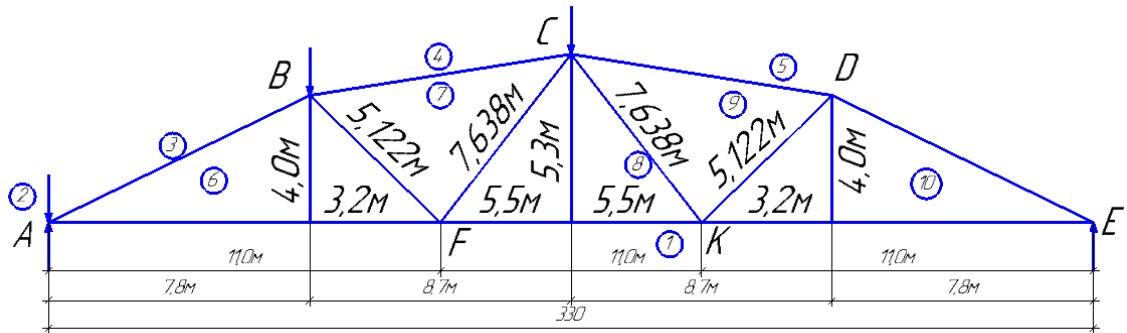
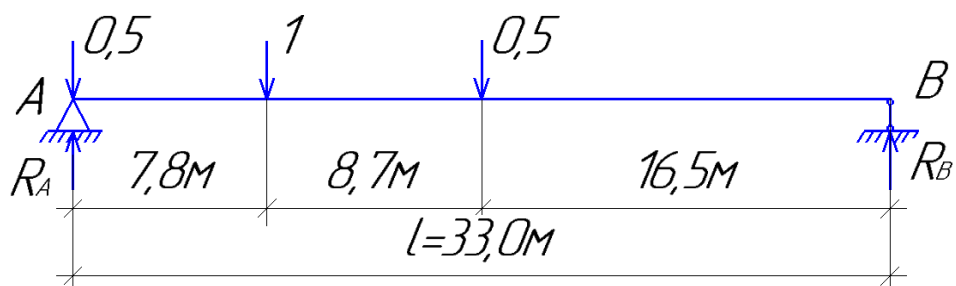


Рисунок 15. Діаграма Максвелла–Кремони

Діаграму Максвелла-Кремони будемо від одиничного навантаження (рис. 15), 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

4.2 Конструктивний розрахунок ферми

Розрахунок перерізу верхнього пояса

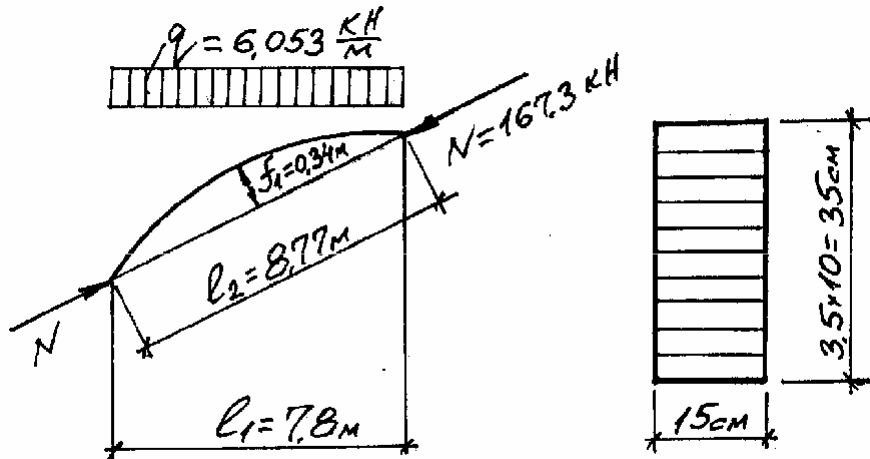


Рисунок 16. Розрахункова схема і переріз верхнього пояса

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

$$M_{\text{розр}} = \frac{ql_1^2}{8} - N \cdot f_1 = \frac{6,053 \cdot 7,8^2}{8} - 167,30 \cdot 0,34 = 46,0331 - 56,882 = -10,85 \text{ кН.м.}$$

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

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

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

$$W = \frac{15 \cdot 35^2}{6} = 3063,5 \text{ см}^3;$$

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

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

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

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

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

$$\text{Вага 1 пог. м} = 0,0984 \text{ кг} \times 2 = 0,1968 \text{ кг.}$$

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

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

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

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:

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

$$R_c = 1,50 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунок опорного вузла

Вузол виконуємо 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 опирання торця верхнього пояса на плиту башмака з умови зім'яття деревини.

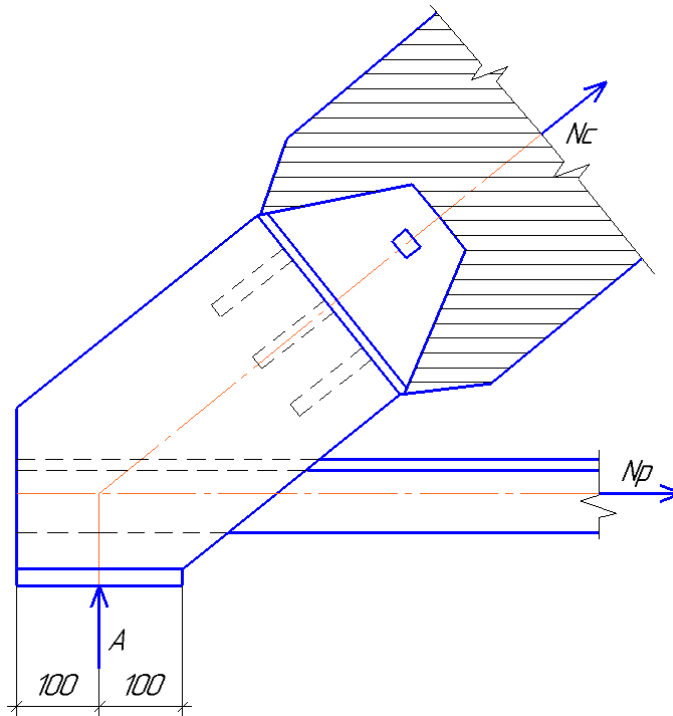


Рисунок 17. – Опорний вузол ферми

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

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

Де $b=15\text{см}$ - ширина раніше прийнятого перерізу верхнього пояса.

Опорну плиту розраховуємо як контурну, обперту на чотири сторони:

Навантаження на плиту

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

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

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

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

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 $20 \times 30 \text{ см}.$

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:

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

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

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

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

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

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

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

Проміжні вузли верхнього пояса

Для передачі зусиль поясів і кріплення розкосів у вузлах установлюються 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.

$$\begin{aligned} &\text{Плиту перевіряємо на вигин} \\ M &= \frac{\sigma_{зім} \cdot l^2}{8} = \frac{0,558 \cdot 4,8^2}{8} = 1,61 \text{ кН.см}; \\ W &= \frac{1,61}{21,00} = 0,076 \text{ см}^3; \\ \delta_{нз} &= \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,076} = 0,68 \text{ см.} \end{aligned}$$

Приймаємо товщину плити $\delta=10$ мм.

Вузлові болти, до яких кріпляться розкоси, які 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:

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

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

б) на стиск по стійкості з площини пластинки

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

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

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

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

Визначаємо несучу здатність одного двозрізного болта:

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

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

Кількість болтів знаходимо за вигином болта:

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

Приймаємо конструктивно два болти.

ДОДАТКИ

Додаток 1
[2, додаток Е]
(довідковий)

ХАРАКТЕРИСТИЧНІ ЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ ДЛЯ МІСТ УКРАЇНИ

W_0 – вітрове навантаження (в паскалях)

S_0 – снігове навантаження (в паскалях)

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)
Київ	370	1550
Севастополь	460	770
АР Крим		
Сімферополь	460	820
Алушта	450	860
Джанкой	480	850
Євпаторія	490	730
Керч	540	920
Красноперекопськ	510	780
Саки	480	760
Армянськ	510	780
Феодосія	500	1000
Судак	470	940
Ялта	470	830
Вінницька область		
Вінниця	470	1360
Жмеринка	480	1360
Могилів-Подільський	470	1280
Хмільник	450	1390
Волинська область		
Луцьк	480	1240
Володимир-Волинський	500	1200
Ковель	460	1200
Нововолинськ	500	1240
Дніпропетровська область		
Дніпропетровськ	470	1340
Вільногірськ	440	1190

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)
Дніпродзержинськ	470	1280
Жовті Води	440	1170
Кривий Ріг	440	1110
Марганець	460	1040
Нікополь	460	1020
Новомосковськ	470	1390
Орджонікідзе	460	1030
Павлоград	480	1390
Первомайськ	500	1380
Синельникове	480	1350
Тернівка	490	1390
Донецька область		
Донецьк	500	1500
Авдіївка	490	1450
Артемівськ	480	1380
Горлівка	500	1500
Дебальцеве	500	1440
Дзержинськ	500	1480
Димитров	480	1420
Добропілля	480	1410
Докучаївськ	500	1520
Єнакієве	500	1470
Жданівка	500	1160
Маріуполь	600	1380
Кіровське	500	1490
Костянтинівна	480	1400
Краматорськ	470	1400
Красноармійськ	480	1410
Красний Лиман	460	1390
Макіївка	500	1490

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)
Селідове	490	1420
Слов'янськ	460	1400
Сніжне	490	1510
Горез	490	1520
Вугледар	500	1450
Харцизьк	500	1500
Шахтарськ	500	1500
Ясинувата	500	1470
Житомирська область		
Житомир	460	1460
Бердичів	460	1410
Коростень	480	1450
Новоград-Волинський	470	1380
Закарпатська область		
Ужгород	370	1340
Мукачеве	370	1490
Запорізька область		
Запорожжя	460	1110
Бердянськ	520	1120
Мелітополь	520	1050
Токмак	490	1070
Івано-Франківська область		
Івано-Франківськ	500	1410
Болехів	550	1520
Калуш	530	1440
Коломия	490	1400
Яремча	470	1530
Київська область		
Біла Церква	390	1520
Березань	390	1580
Бориспіль	380	1570
Бровари	380	1580
Васильків	380	1530
Ірпінь	390	1560
Переяслав-Хмельницький	390	1560

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)
Прип'ять	450	1590
Фастів	380	1510
Ржищів	390	1540
Славутич	430	1600
Кіровоградська область		
Кіровоград	410	1230
Олександрія	430	1250
Знам'янка	420	1320
Світловодськ	430	1310
Луганська область		
Луганськ	460	1350
Антрацит	490	1460
Брянка	480	1410
Кіровськ	480	1400
Алчевськ	480	1410
Краснодон	470	1410
Красний Луч	490	1470
Лисичанськ	460	1370
Первомайськ	480	1400
Ровеньки	480	1450
Рубіжне	450	1370
Свердловськ	480	1450
Северодонецьк	460	1370
Стаханов	480	1400
Львівська область		
Львів	520	1310
Борислав	540	1500
Дрогобич	560	1440
Самбір	530	1400
Стрий	550	1420
Трускавець	550	1490
Червоноград	510	1260
Миколаївська область		
Миколаїв	470	870
Вознесенськ	450	990
Очаків	490	830
Первомайськ	410	1200

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)
Южноукраїнськ	430	1090
Одеська область		
Одеса	460	880
Білгород-Дністровський	470	890
Ізмаїл	500	1100
Іллічівськ	480	880
Котовськ	450	1170
Южний	490	870
Полтавська область		
Полтава	470	1450
Комсомольськ	430	1280
Кременчук	430	1300
Лубни	410	1600
Миргород	420	1540
Ровенська область		
Рівне	520	1320
Дубно	530	1270
Кузнецовськ	460	1260
Острог	520	1320
Сумська область		
Суми	420	1670
Ахтирка	450	1600
Глухів	390	1770
Конотоп	360	1740
Лебедин	430	1640
Ромни	380	1730
Шостка	390	1790
Тернопільська область		
Тернопіль	520	1390
Харківська область		
Харків	430	1600
Ізюм	430	1460
Куп'янськ	450	1460
Лозова	480	1490
Люботин	450	1570
Первомайський	450	1510

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)
Чугуїв	430	1600
Херсонська область		
Херсон	480	760
Каховка	460	840
Нова Каховка	450	820
Хмельницька область		
Хмельницький	500	1340
Кам'янець-Подільський	460	1270
Нетішин	520	1330
Славута	510	1350
Шепетівка	500	1370
Черкаська область		
Черкаси	420	1520
Ватутіне	410	1420
Канів	410	1540
Золотоноша	410	1560
Сміла	420	1480
Умань	440	1440
Чернівецька область		
Чернівці	500	1320
Чернігівська область		
Чернігів	410	1720
Ніжин	370	1690
Прилуки	370	1640

Сортамент болтів згідно СТ. СЭВ 180-75

Площа перерізу	Діаметр болта, мм									
	16	18	20	22	24	27	30	36	42	48
$A_{бр}, \text{см}^2$	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{нт}, \text{см}^2$	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,26	11,20	14,72

Додаток 5

Коефіцієнт висоти споруди C_h , враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається над поверхнею землі (Z), типу навколишньої місцевості і визначається за табл. 9.01 для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, і за табл. 9.02 для всіх інших будівель і споруд.

Таблиця 9.01

$Z(\text{м})$	C_h для типу місцевості			
	I	II	III	IV
<5	0,90	0,70	0,40	0,20
10	1,20	0,90	0,60	0,40
20	1,35	1,15	0,85	0,65
40	1,60	1,45	1,15	1,00
60	1,75	1,65	1,35	1,10
80	1,90	1,75	1,50	1,20
100	1,95	1,85	1,60	1,25
150	2,15	2,10	1,85	1,35
200	2,30	2,20	2,05	1,45

Таблиця 9.02

$Z(\text{м})$	C_h для типу місцевості			
	I	II	III	IV
<5	1,40	1,20	0,90	0,60
10	1,80	1,50	1,20	1,00
20	1,95	1,85	1,55	1,40
40	2,25	2,20	2,00	1,95
60	2,45	2,45	2,25	2,25
80	2,65	2,60	2,45	2,50
100	2,70	2,70	2,60	2,70
150	2,95	3,00	2,90	3,10
200	3,10	3,15	3,20	3,40

Примітка. Проміжні значення коефіцієнта C_h слід визначати лінійною інтерполяцією.

Типи місцевості, що оточує будівлю чи споруду, визначаються для кожного розрахункового напрямку вітру окремо:

I – відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км;

II – сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами;

III – приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви;

IV – міські території, на яких принаймні 15 % поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м.

При визначенні типу місцевості споруда вважається розташованою на місцевості даного типу для певного розрахункового напрямку вітру, якщо у цьому напрямку така місцевість є на відстані $30 Z$ при повній висоті споруди $Z < 60$ м або 2 км - при більшій висоті. У випадку, якщо споруда розташована на межі місцевостей різних типів або є сумнівні відносно вибору типу місцевості, слід приймати тип місцевості, що має більше значення коефіцієнта C_h .

Рекомендовані кути 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

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

- 1 ДБН В.2.6-131:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. – К: Мінрегіонбуд України, 2010. – 102 с.
- 2 ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. – К.: МБАта ЖКГ України, 2006. – 60 с.
- 3 Клименко В.З. Конструкції з дерева і пластмас: Підручник.– К.: Вища шк., 2000. –304 с.: іл.
- 4 Попельнух В.М. Конструкції з дерева і пластмас: Конспект лекцій для студентів будівельних спеціальностей. – Харків: ХДАМГ, 2003. – 104 с.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 ВИХІДНІ ДАНІ НА ПРОЕКТУВАННЯ	5
2 РОЗРАХУНОК ОГОРДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ.....	5
2.1 Вибір типу огорджуючих конструкцій	5
2.2 Збір навантажень на огорджуючі конструкції	6
2.3 Розрахунок конструктивних елементів.....	6
3 ПРОЕКТУВАННЯ НЕУТЕПЛЕНОГО ПОКРИТТЯ ЗІ ШТУЧНИХ ЛИСТОВИХ МАТЕРІАЛІВ	19
3.1 Вибір складу покриття	20
3.2 Збір навантажень на огорджуючі конструкції	20
3.3 Розрахунок елементів щита.....	20
4 РОЗРАХУНОК ДОЩАТОКЛЕСНОЇ КОЛОНИ.....	25
4.1 Вибір конструктивної схеми	26
4.2 Навантаження на стійку.....	26
4.3 Конструктивний розрахунок.....	30
4 РОЗРАХУНОК СЕГМЕНТНОЇ МЕТАЛОДЕРЕВ'ЯНОЇ ФЕРМИ З КЛЕСНИМ ВЕРХНІМ ПОЯСОМ	34
4.1 Статичний розрахунок ферми.....	35
4.2 Конструктивний розрахунок ферми.....	38
ДОДАТКИ.....	44
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	49

Навчально-методичне видання

Будівельні конструкції : метод. вказ. до виконання курсового проекту “Проектування каркасної дерев’яної будівлі” для студ. спец. 192 - Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання / [уклад. : В. А. Настоящий, В. В. Дарієнко, І. О. Скриннік, О. А. Плотніков, І. П. Заворуєва] ; М-во освіти і науки України, Центральнoукраїн. нац. техн. ун-т, каф. будівельних, дорожніх машин і будівництва. - Кропивницький : ЦНТУ, 2020. - 51с.

Редактор *В.О.Омельяненко*

Комп’ютерний набір та верстка *М.О. Федотова*.

Тиражування на різнографі *В.О.Омельяненко*.

Здано до друку "___".___2020. Підписано до друку “__”_____2020. Формат 64x84 1/16 (A5). Папір газетний. Умов. друк. арк. . Тираж 150 прим. Зам. №_____/ 2020.

РВЛ ЦНТУ. м. Кропивницький, пр. Університетський, 8-А. Тел.: 390-541, 559-245.