

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до практичних занять
із навчальної дисципліни

«ПРОЄКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
денної та заочної форм навчання
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітня програма «Промислове і цивільне будівництво»)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2024

Методичні рекомендації до практичних занять із навчальної дисципліни «Проектування дерев'яних конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове і цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : А. М. Бідаков, О. М. Пустовойтова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 45 с.

Укладачі: д-р техн. наук А. М. Бідаков,
канд. техн. наук О. М. Пустовойтова

Рецензент

К. В. Спіранде, кандидат технічних наук, професор кафедри будівельного проектування Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельного проектування, протокол № 5 від 5 лютого 2024 р.

Методичні рекомендації призначені для здобувачів спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове і цивільне будівництво». Подано основи розрахунку дерев'яних конструкцій, засоби та послідовність виконання розрахунку, список рекомендованих джерел, наведено приклади розрахунку.

ЗМІСТ

ВСТУП	5
МОДУЛЬ 1 РОБОЧИЙ НАСТИЛ І ПРОГОНИ	6
1.1 Розрахунок робочого настилу	6
1.1.1 Статичний розрахунок	6
1.1.2 Комбінації навантажень	8
1.1.3 Конструктивний розрахунок	9
1.1.4 Перевірка жорсткості	10
1.2 Розрахунок прогону	12
1.2.1 Статичний розрахунок прогону	12
1.2.2 Конструктивний розрахунок прогону	14
1.2.3 Перевірка міцності прогону при косому згині	15
1.2.4 Перевірка жорсткості прогону	16
МОДУЛЬ 2 КЛЕСНА ДВОСХИЛА БАЛКА З ДОШОК	20
2.1 Статичний розрахунок	21
2.2 Підрахунок навантажень	21
2.3 Визначення геометричних розмірів двосхилої клеєної балки	22
2.4 Розрахунок міцності балки при згині	23
2.5 Перевірка міцності балки у коньку (гребневій зоні) балки	24
2.6 Перевірка стійкості балки	26
2.7 Перевірка прогину балки	27
2.8 Перевірка жорсткості балки	28
2.9 Перевірка міцності балки на опорі	29
2.9.1 Зминання поперек волокон	29
2.9.2 Зсув або сколювання від поперечної сили на опорі	30
МОДУЛЬ 3 РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ З КЛЕСНИМИ КОЛОНАМИ	32
3.1 Визначення параметрів поперечного перерізу колони	32
3.2 Статичний розрахунок	33
3.2.1 Розрахункова схема	33

3.2.2 Навантаження на колону	33
3.3 Перевірочні розрахунки колони	36
3.3.1 Розрахункові значення міцності балки	36
3.3.2 Геометричні характеристики перерізу колони	37
3.4 Розрахунок кріплення колони до фундаменту на вкесених стержнях	38
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	41
Додатки	42

ВСТУП

Розповсюдження дерев'яних конструкцій у країнах Західної Європи обумовлено значними перевагами деревини порівняно з металом та залізобетоном, серед яких екологічна чистота, легкість, відновлювальність матеріалу, простота утилізації, вогнестійкість та радіопрозорість деревини.

Виконання розрахунків одноповерхової цивільної або промислової будівлі з клеєної деревини є важливою частиною навчального процесу підготовки студентів, від якого залежить якість підготовки спеціалістів будівельної галузі як інженерів-проектувальників. Вправне володіння методами розрахунку елементів дерев'яних конструкцій набувається студентами під час виконання завдання за своїм варіантом, що зосереджує майбутнього інженера на певних проектних задачах, які будуть його спіткати під час праці на виробництвах та проектних компаніях.

Розроблені завдання розглядають поетапний і детальний розрахунок одноповерхової цивільної або промислової будівлі з клеєної деревини. Розгорнуто надані конструктивні рішення вузлових з'єднань із відповідними вказівками щодо правил конструювання.

МОДУЛЬ 1 РОБОЧИЙ НАСТИЛ І ПРОГОНИ

Спроекувати і розрахувати настил із дошок і прогони утепленого покриття виробничої будівлі розміром в плані 15 м × 48 м у місті Суми. Покрівля металева з ухилом 1/15 по мінераловатному утеплювачу товщиною 150 мм, щільністю 65 кг/м³. Настил одинарний з соснових дошок класу міцності С24. Крок несучих конструкцій 4 м. Клас експлуатації будівлі – 1 (рис. 1).

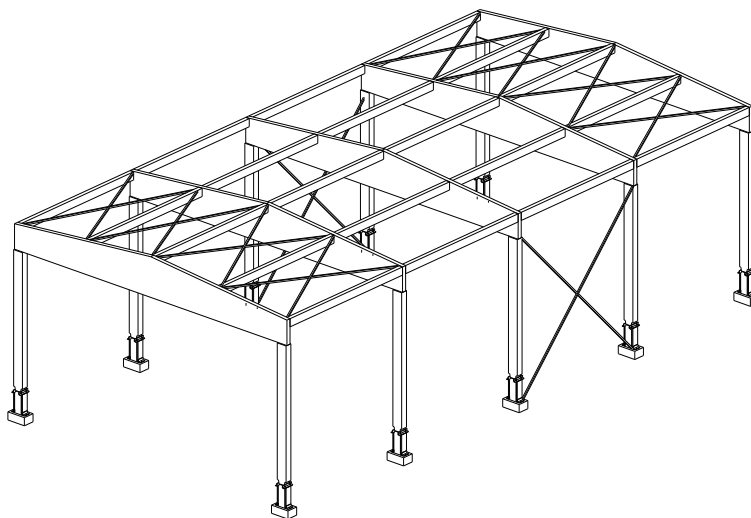


Рисунок 1 – Загальний вигляд конструкції будівлі

Вибір конструктивної схеми. Приймаємо покриття з нерозрізаними прогонами, встановленими на відстані 1,25 м по схилах даху.

1.1 Розрахунок робочого настилу

Розрахунок за першим поєднанням навантажень.

1.1.1 Статичний розрахунок

Навантаження за першим сполученням – експлуатаційним: (постійне і змінне короткочасне навантаження від снігу – S – розрахунок за першим (на міцність) і другим (на жорсткість) граничними станами).

Таблиця 1 – Навантаження (кН/м²)

Підрахунок навантажень	Характеристичне значення
Металева покрівля листи	0,1
Утеплювач – мінераловатні жорсткі плити $\rho = 60 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 150 \text{ мм}$	0,09
Пароізоляція	0,02
Робочий настил із дошок (С24) $\delta = 22 \text{ мм}$, $\rho_{mean} = 420 \text{ кг/м}^3$, $g_{наст} = 0,022 \text{ м} \times 4,2 \text{ кН/м}^3$	0,1
Σ	0,31
Снігове навантаження ($S_0 = 1,67 \text{ кН/м}^2$, додаток Е, (ДБН В.1.2-2:2006))	1,67

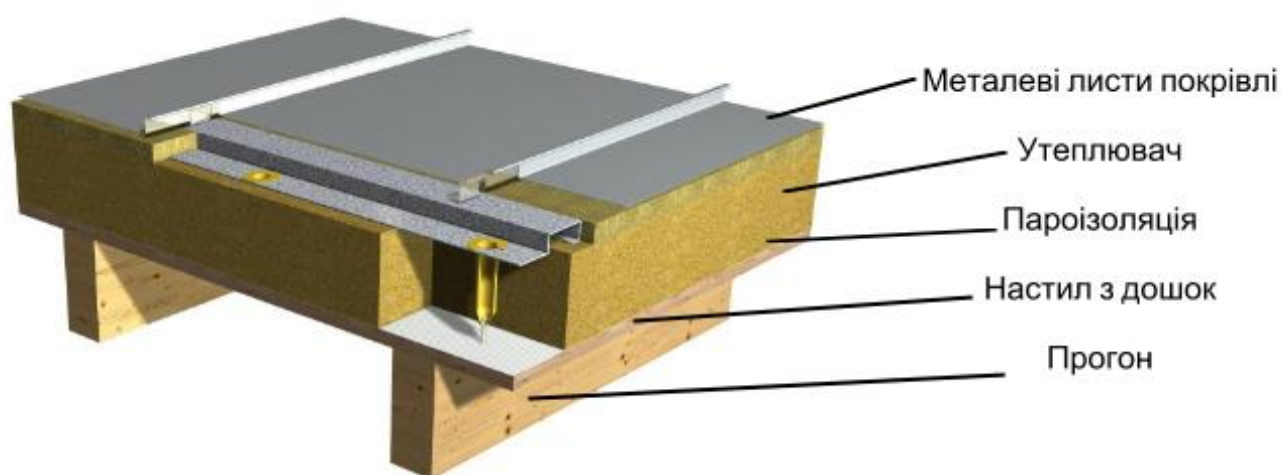
Характеристичне значення снігового навантаження приймається:

$$S_0 = S_k = 1,67 \text{ кН/м}^2.$$

Постійне навантаження:

$$g_k = 0,31 \text{ кН/м}^2.$$

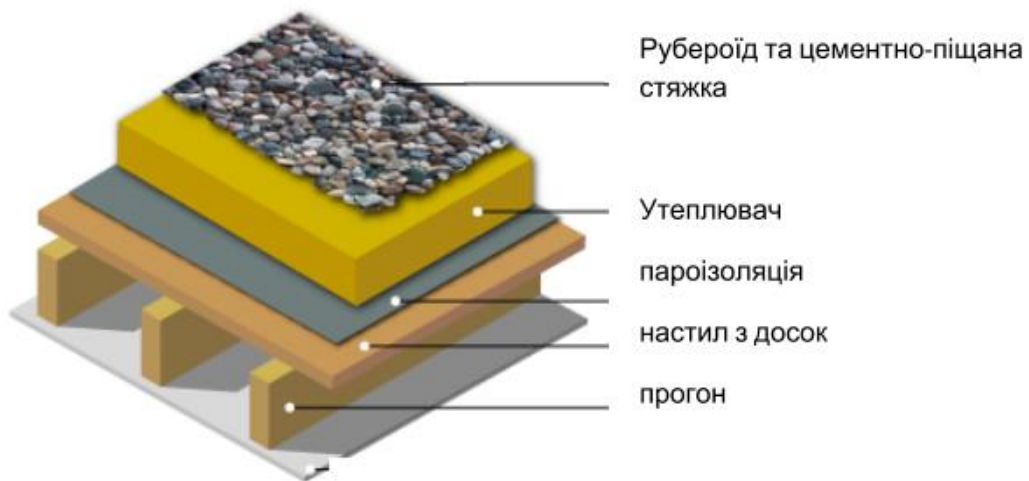
Схематичне зображення складових елементів конструкції покрівлі зображені на рисунку 2, де за схемою (рис. 2, а) запропоновано покрівлю з металевими листами покриття, а за схемою (рис. 2, б) покрівлю з руберойдом на цементно-піщаній стяжці.



а)

Рисунок 2 – Схема розташування шарів покрівлі:

а – покрівля з металевими листами, б – покрівля з руберойдом на цементно-піщаній стяжці



б)

Продовження рисунка 2

1.1.2 Комбінації навантажень

Граничне значення (рис. 3)

$$\sum \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot S_k.$$

Експлуатаційне

$$\sum g_k + S_k,$$

де g_k – власна вага;

S_k – снігове навантаження.

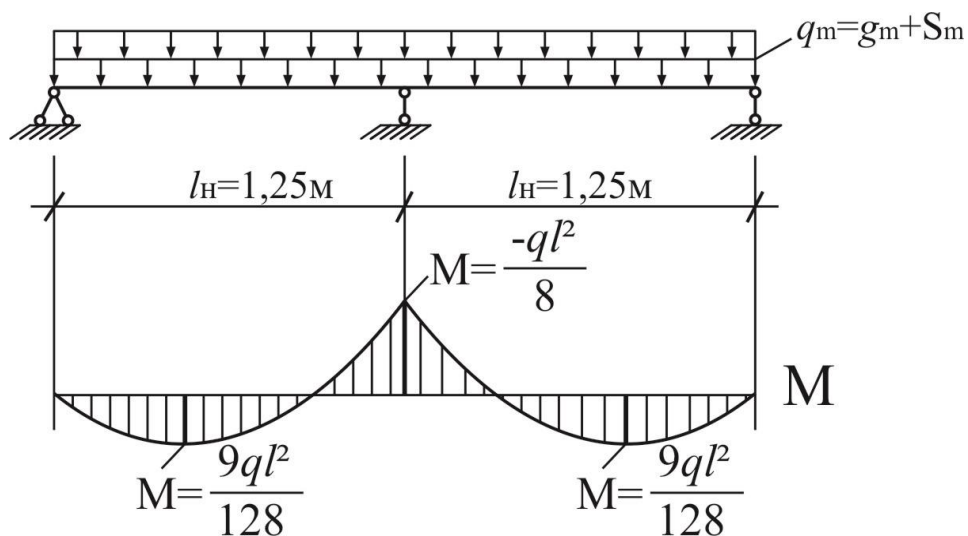


Рисунок 3 – Статична схема постійного та снігового навантаження

Приймаємо ширину настилу $b = 1$ м.

Часні коефіцієнти:

$$\gamma_G = 1,35 \quad \gamma_Q = 1,35.$$

Дивись значення коефіцієнтів у ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 або EN1990:2002.

Розрахункове значення навантаження:

$$q_d = \sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = g_d + s_d$$

$$q_d = g_d + s_d = 1,35 \cdot 0,31 + 1,5 \cdot 1,67 = 2,93 \text{ кН/м.}$$

1.1.3 Конструктивний розрахунок

Скатна складова стискає або розтягає настил (залежно від того, де він закріплений). За малих ухилів ($\alpha \leq 30^\circ$) її можна не враховувати.

Визначаємо товщину настилу:

Перевірка міцності за нормальними напруженнями

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d};$$

$$W_d = \frac{M_d}{f_{m,d}} = \frac{0,57 \cdot 10^6 \text{ Нмм}}{16,6 \text{ Н/мм}^2} = 34337,4 \text{ мм}^3.$$

Розрахункове значення міцності деревини при згині

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,3} = 16,6 \text{ Н/мм}^2,$$

де $f_{\dots,d}$ – розрахункове значення міцності;

$f_{\dots,k}$ – характеристичне значення міцності;

k_{mod} – коефіцієнт перетворення (див. дод. А, табл. А.1);

γ_M – часний коефіцієнт властивостей матеріалу (див. дод. А, табл. 3).

Клас тривалості діючого навантаження «короткочасне», оскільки враховується дія снігового навантаження, яка є короткочасною дією на будівлю.

Розрахунковий опір дошок приймається для деревини класу міцності С24. Ширина настилу b_H приймається такою, що дорівнює 1 000 мм. Необхідна висота дошок настилу:

$$W = \frac{b_H \cdot h_H^2}{6},$$

де

$$h_H = \sqrt{\frac{6W_d}{b_H}} = \sqrt{\frac{6 \times 34337,4 \text{ мм}^3}{1000 \text{ мм}}} = 14,4 \text{ мм}.$$

Згідно з сортаментом $h_H = 19$ мм.

Оскільки висота перерізу дошки настилу h_H менше ніж 150 мм, то розрахунковий опір необхідно перерахувати так:

$$k_h = \min \left\{ (150/19)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,51; 1,3 \} = 1,3$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,3 \cdot 16,6 = 21,6 \text{ Н/мм}^2.$$

1.1.4 Перевірка жорсткості

$k_{\text{def}} = 0,6$ (дод. В, табл.1)

$\psi_{2,1} = 0,5$ (ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 або EN 1990:2002).

Модуль пружності деревини класу міцності С24

$E_{0,\text{mean}} = 11000 \text{ Н/мм}^2$ (дод. Б, табл.1).

Момент інерції

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot 19^3}{12} = 5,72 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Початкова деформація

$$w_{\text{inst},G} = \frac{2,13 \cdot g_k \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I} = \frac{2,13 \cdot 0,31 \cdot 1250^4}{384 \cdot 11000 \cdot 5,72 \cdot 10^6} = 0,07 \text{ мм};$$

$$w_{\text{inst},Q} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{\text{inst},G} = \frac{1,67}{0,31} \cdot 0,07 = 0,38 \text{ мм};$$

$$w_{\text{inst}} = w_{\text{inst},G} + w_{\text{inst},Q,1} = 0,07 + 0,38 = 0,45 \text{ мм} <$$

$$< \frac{l}{300} = \frac{1250}{300} = 4,17 \text{ мм}.$$

Кінцева деформація

$$w_{fin} = w_{inst} + \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,1} \right) \cdot k_{def} =$$

$$= 0,45 + (0,07 + 0,5 \cdot 0,38) \cdot 0,6 =$$

$$= 0,61 \text{ мм} < \frac{l}{150} = \frac{1250}{150} = 8,3 \text{ мм}.$$

$$w_{net,fin} = w_{fin} + w_S + w_{\Delta\omega} - w_c = 0,61 \text{ мм} < \frac{l}{250} = \frac{1250}{250} = 5 \text{ мм}.$$

Граничні прогини для миттєвої деформації (w_{inst}) та кінцевої деформації балки на двох опорах (див. дод. В, табл. 2).

Розрахунок за другим поєднанням навантажень

Для виконання настилу використовуємо дошки шириною $b_d = 150 \text{ мм}$. У цьому випадку навантаження від робітника (людини) з інструментом 1 кН передається двом дошкам.

Статичний розрахунок

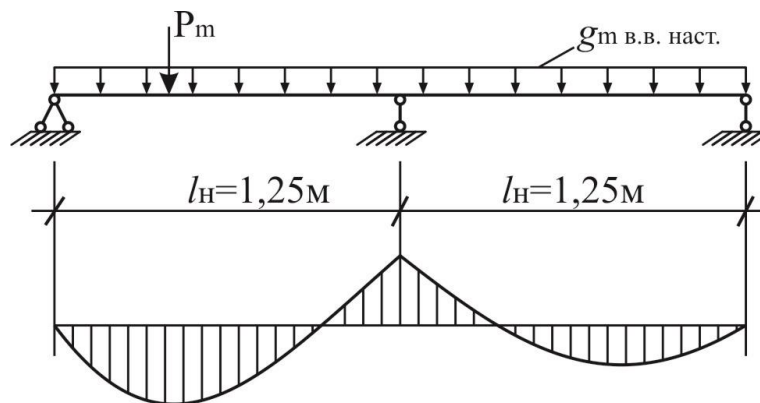


Рисунок 4 – Схема навантаження настилу під час монтажу

Власна вага двох дошок:

$$P = 1,2 \text{ кН} \cdot \cos 3^\circ 49' = 1 \cdot 0,998 \approx 1 \text{ кН}.$$

Навантаження від 2 дошок $\delta = 19 \text{ мм}$; $b_d = 150 \text{ мм}$

$$g_{тв.в.наст} = 2 \times 0,019 \times 0,15 \times 4,2 \text{ кН/м}^3 = 0,024 \text{ кН/м}.$$

Згинальний момент (у перерізі під зосередженим навантаженням)

$$M_x = 0,07 \cdot q_{тв.в.наст} \cdot l_H^2 + 0,207 \cdot P \cdot l_H =$$

$$= 0,07 \cdot 0,024 \text{ кН/м} \cdot 1,25 \text{ м}^2 + 0,207 \cdot 1 \text{ кН} \cdot 1,25 \text{ м} = 0,261 \text{ кНм}.$$

Конструктивний розрахунок

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 1,1 \cdot \frac{24}{1,3} = 20,31 \text{ Н/мм}^2,$$

$k_{\text{mod}} = 1,1$ оскільки навантаження на дошки від монтажника є раптовою дією.

$$\sigma = \frac{M(g + p)}{W_{2\text{дощок}}} = \frac{26,1 \text{ кН} \cdot \text{см}}{18,05 \text{ см}^3} = 1,45 \text{ кН/см}^2 = 14,5 \text{ Н/мм}^2 < 20,31 \text{ Н/мм}^2.$$

$$W = 2 \cdot \frac{15 \cdot 1,9^2}{6} = 18,05 \text{ см}^3.$$

Якщо перевірка не виконується, то можна зменшити крок прогонів або збільшити товщину настилу – що ефективніше визначається техніко-економічним аналізом. Оскільки крок прогонів заданий, то потрібно збільшити товщину настилу. Відповідно до сортаменту товщина робочого настилу: 19 мм; 22 мм; 25 мм; 32 мм. Як настил можуть використовуватись листи фанери, ДВП, ДСП та ОСП або OSB.

1.2 Розрахунок прогону

1.2.1 Статичний розрахунок прогону

Розрахункова схема прогону – багатопрольотна нерозрізна балка з рівними прольотами по всій довжині.

Навантаження від покриття (табл. 1):

$$g_k = 0,31 \text{ кН/м}^2.$$

Снігове навантаження:

$$S_k = 1,67 \text{ кН/м}^2.$$

Приймаємо прогон, який складається з двох дошок, поперечний переріз яких складає 50 мм × 150 мм. Клас міцності прийнятих дошок С30. Матеріал для проектування прогонів може бути використана клеєна деревина, шпоновий брус або LVL, та балочна клеєна деревина (рис 5).

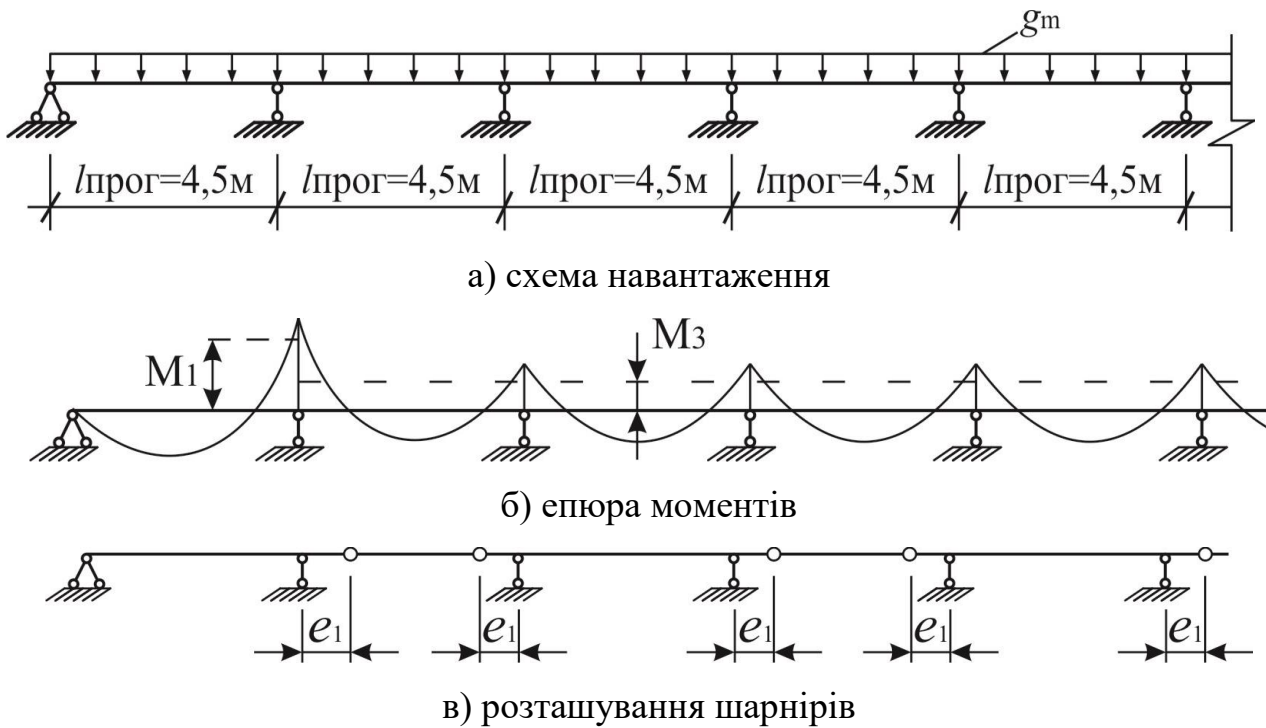


Рисунок 5 – Схема навантаження нерозрізного багатопролітного прогону та епюра згинальних моментів

Орієнтовне навантаження від власної ваги прогону:

– характеристичне:

$$g_k = 2 \times 0,05 \text{ м} \times 0,15 \text{ м} \times 4,6 \text{ кН/м}^3 / 1,25 \text{ м} = 0,07 \text{ кН/м}^3;$$

– постійне навантаження на прогон з урахуванням його власної ваги:

$$g_k = 0,31 + 0,07 = 0,38 \text{ кН/м}^2,$$

$$q_d = (g_d + \cdot s_d) \cdot l_{\text{прог}} = (1,35 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 1,67) \cdot 1,25 = 3,76 \text{ кН/м}.$$

Коли відоме значення інтенсивності загального навантаження на прогон (погонне навантаження), можна визначити згинальні моменти:

$$M_{on} = \frac{q_b \cdot l_{\text{прог}}^2}{12} = \frac{3,76 \cdot 4^2}{12} = 5,01 \text{ кНм}.$$

$$M_1 = M_2 = \frac{ql^2}{24} \quad l_{\text{прог}} = B = 4 \text{ м}.$$

Як зазначено на рисунку 5, максимальне значення моменту виникає на опорі M_{on} , а не у прольоті, окрім першого прольоту будівлі.

1.2.2 Конструктивний розрахунок прогону

Перевірка міцності за нормальними напруженнями прийнятого перерізу:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d};$$

звідки
$$W_d = \frac{M_d}{f_{m,d}} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \text{ Нмм}}{20,8 \text{ Н/мм}^2} = 241 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Розрахункове значення міцності деревини при згині

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{30}{1,3} = 20,8 \text{ Н/мм}^2.$$

Необхідна висота перерізу прогону:

$$h_{\text{номр}} = \sqrt{\frac{6W}{2b}} = \sqrt{\frac{6 \times 241 \cdot 10^3}{2 \cdot 50}} = 120,3 \text{ мм.}$$

Приймаємо прогон: 2 мм × 50 мм × 125 мм.

Міцність прийнятого поперечного перерізу прогону з цільної деревини необхідно перерахувати, оскільки висота перерізу менше ніж 150 мм.

$$k_h = \min \left\{ (150/125)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,04; 1,3 \} = 1,04$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,04 \cdot 20,8 = 21,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Визначене підвищення міцності через масштабний фактор збільшує додатково міцність прийнятого перерізу.

Момент опору та момент інерції прийнятого перерізу прогону:

$$W_x = 2 \cdot \frac{50 \cdot 125^2}{6} \cong 261 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

$$J_x = 2 \cdot \frac{50 \cdot 125^3}{12} = 16,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Дошки для прогонів потрібно приймати таких товщин відповідно до сортаменту: $\delta = 40; 44; 50; 60$ мм. Конструктивно рекомендується приймати висоту прогону залежно від прольоту за співвідношенням: $h_{\text{номр.min}} \approx B/24$.

$$B = 4 \text{ м} \quad h_{\text{номр.min}} = 125 \text{ мм;}$$

$$B = 5 \text{ м} \quad h_{\text{номр.min}} = 150 \text{ мм;}$$

$$B = 6 \text{ м}$$

$$h_{\text{про зmin}} = 175 \text{ мм.}$$

1.2.3 Перевірка міцності прогону при косому згині

Характеристичні значення погонного навантаження на прогон відносно його місцевих осей (див. рис. 6):

$$g_{y,k} = 0,38 \text{ кН/м}^2 \cdot \sin 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,032 \text{ кН/м}$$

$$g_{z,k} = 0,38 \text{ кН/м}^2 \cdot \cos 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,47 \text{ кН/м}$$

$$S_{y,k} = 1,67 \cdot \sin 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,138 \text{ кН/м}$$

$$S_{z,k} = 1,67 \cdot \cos 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 2,08 \text{ кН/м} .$$

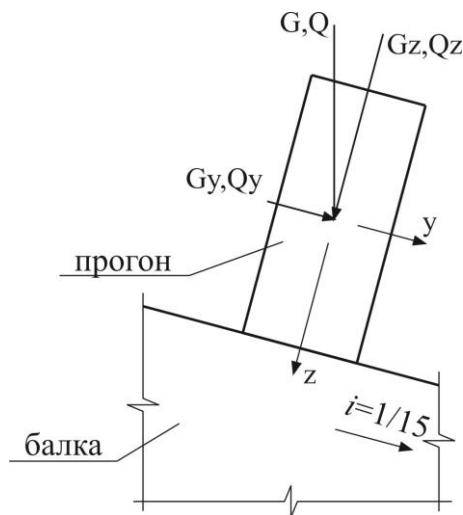


Рисунок 6 – Схема дії складових навантаження на прогон

Розрахункове значення навантаження:

$$q_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot S_k ;$$

$$q_{y,d} = 1,35 \cdot 0,032 + 1,5 \cdot 0,138 = 0,25 \text{ кН/м};$$

$$q_{z,d} = 1,35 \cdot 0,47 + 1,5 \cdot 2,08 = 3,76 \text{ кН/м} .$$

Максимальний згинальний момент

$$M_{1,y,d} = \frac{q_{z,d} \cdot l^2}{12} = \frac{3,76 \cdot 4^2}{12} = 5,01 \text{ кН/м}$$

$$M_{1,z,d} = \frac{q_{y,d} \cdot l^2}{12} = \frac{0,25 \cdot 4^2}{12} = 0,33 \text{ кН/м} .$$

Моменти опору перерізу

$$W_{y,d} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \text{ мм} \cdot 125^2 \text{ мм}}{6} = 0,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{z,d} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{125 \text{ мм} \cdot 100^2 \text{ мм}}{6} = 0,21 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Згинальні напруження у прогоні

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{1,y,d}}{W_{y,d}} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{0,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 19,27 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{1,z,d}}{W_{z,d}} = \frac{0,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{0,21 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 1,57 \text{ Н/мм}^2.$$

Розрахункове значення міцності з урахуванням параметрів перерізу

$$k_h = \min \left\{ (150/125)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,04; 1,3 \} = 1,04 ;$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,04 \cdot 20,8 = 21,6 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$k_h = \min \left\{ (150/100)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,09; 1,3 \} = 1,09 ;$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,09 \cdot 20,8 = 22,7 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності прогону:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{и} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

де $k_m = 0,7$ (для прямокутного поперечного перерізу).

$$\frac{19,27}{21,6} + 0,7 \cdot \frac{1,57}{22,7} = 0,892 + 0,7 \cdot 0,069 = 0,94 \leq 1$$

$$0,7 \cdot \frac{19,27}{21,6} + \frac{1,57}{22,7} = 0,7 \cdot 0,892 + 0,069 = 0,69 \leq 1.$$

Умова виконується. Міцність забезпечена.

1.2.4 Перевірка жорсткості прогону

$k_{\text{def}} = 0,6$ (див. дод. В, табл.1)

$\psi_{2,1} = 0,2$ (ДСТУ–Н Б В.1.2-13:2008 або EN 1990:2002)

$E_{0,\text{mean}} = 12000 \text{ Н/мм}^2$ (для деревини класу С30, див. дод. Б, табл. 1).

Моменти інерції відносно осей:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 125^3}{12} = 16,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{125 \cdot 100^3}{12} = 10,4 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Початкова деформація:

$$w_{inst,G,y} = \frac{1 \cdot g_{y,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1 \cdot 0,143 \cdot 4000^4}{384 \cdot 12000 \cdot 16,3 \cdot 10^6} = 0,49 \text{ мм};$$

$$w_{inst,G,z} = \frac{1 \cdot g_{z,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{1 \cdot 0,44 \cdot 4000^4}{384 \cdot 12000 \cdot 10,4 \cdot 10^6} = 2,35 \text{ мм};$$

$$w_{inst,G} = \sqrt{w_{inst,G,y}^2 + w_{inst,G,z}^2} = \sqrt{0,49^2 + 2,35^2} = 2,4 \text{ мм};$$

$$w_{inst,Q,1} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{inst,G} = \frac{1,67}{0,37} \cdot 2,4 = 10,8 \text{ мм};$$

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q,1} = 2,4 + 10,8 = 13,2 \text{ мм} < \frac{l}{300} = \frac{4000}{300} = 13,3 \text{ мм}.$$

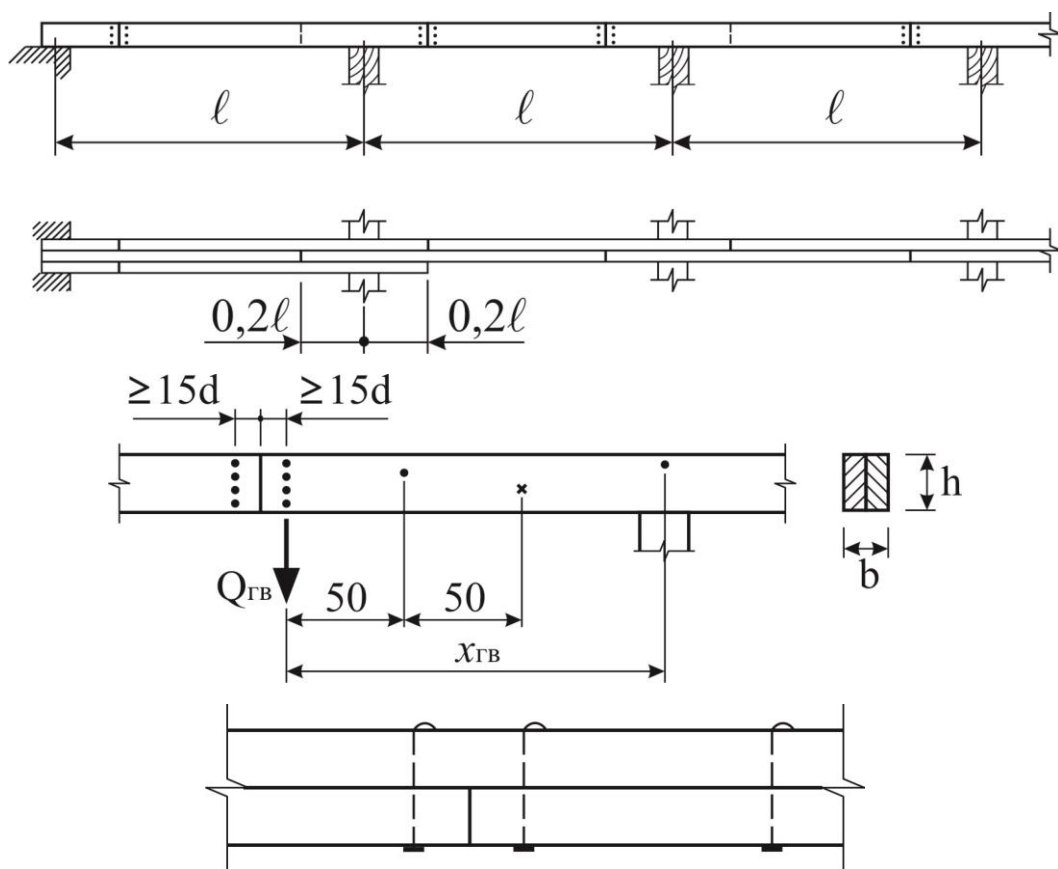
Умова виконується.

$$\begin{aligned} w_{fin} &= w_{inst} + \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,1} \right) \cdot k_{def} = \\ &= 13,2 + (2,4 + 0,2 \cdot 10,8) \cdot 0,6 = \\ &= 15,9 \text{ мм} < \frac{l}{150} = \frac{4000}{150} = 26,7 \text{ мм}. \end{aligned}$$

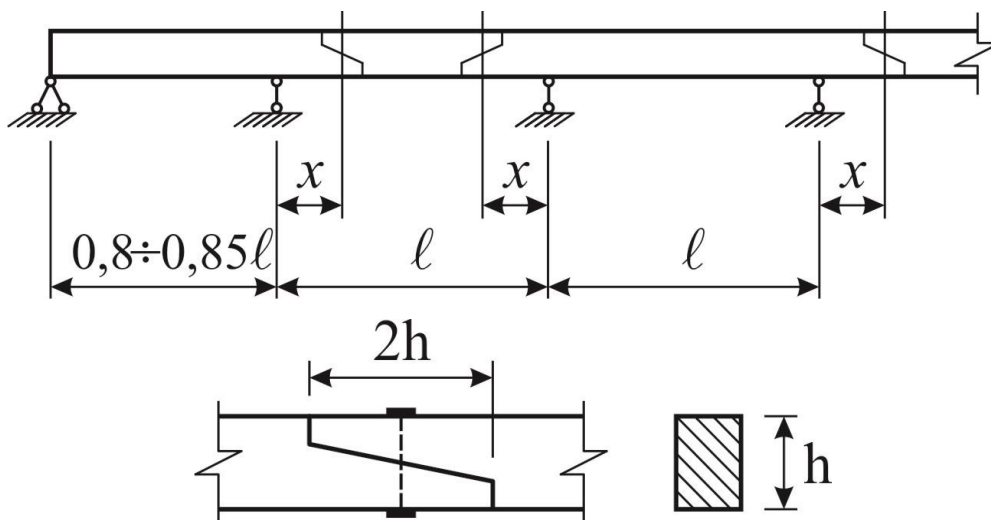
Якщо отриманий при розрахунку прогин перевищує граничне значення, то необхідно прийняти дошки з більшою висотою поперечного перерізу (для такого випадку 150 мм) та повторно виконати перевірку жорсткості (прогину).

Оскільки в крайніх прольотах виникає згинальний момент більше, ніж опорний, то встановлюємо додаткову дошку такого саме перерізу. По довжині дошки скріплюємо цвяхами 120×4 у шаховому порядку через 500 мм, як показано на рисунку 7, а. Стики дошок прогону розміщуємо в розбіг на відстані $X = 0,21 \cdot l_{\text{прог}}$ від осі опори. Прогон також може бути виконаним як брус із

цільної деревини такого саме перерізу, як і прогон з дошок, але з'єднуватись косим прирубом із двома болтами (рис. 7, б).



а) стик прогону з дошок на цвяхах



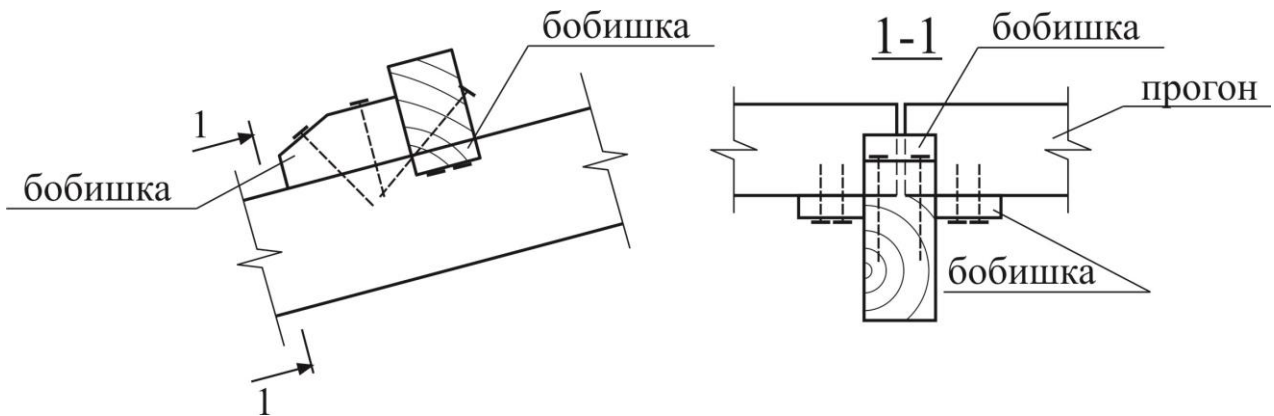
б) стик прогону з бруса на болтах

Рисунок 7 – Стик прогону з дошок та з бруса

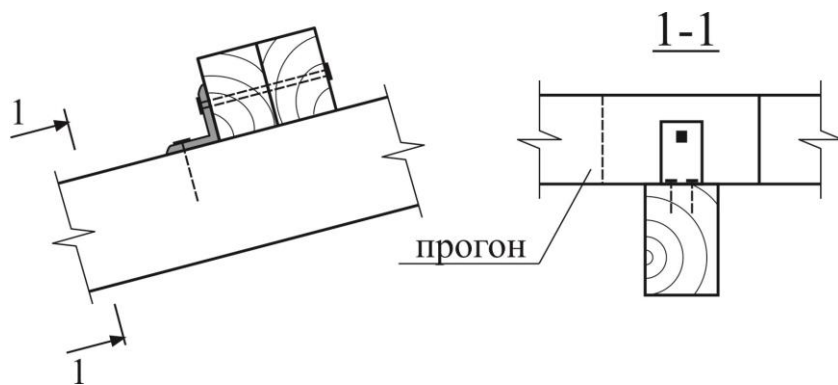
Нерозрізні багатопролітні прогони можуть також виконуватись як із клеєної деревини, так і з шпонового бруса (ЛВЛ). Довжина таких прогонів

може сягати 12–13 м (обмежена через габарити автотранспорту), що значно зменшить кількість з'єднань у прогонах.

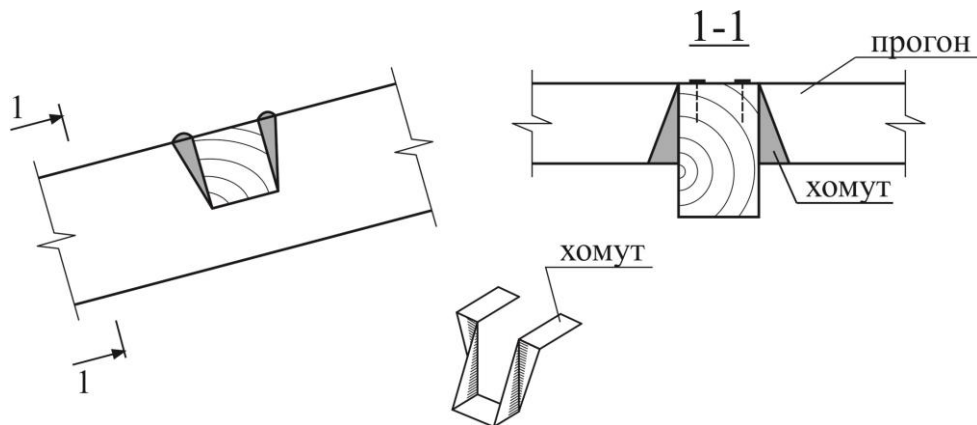
Під час установа прогонів на балки з похилими верхніми кромками потрібно у місцях кріплення встановлювати бобишки дерев'яні або металеві, як показано на рисунку 8.



а) бобишка



б) металевий кутик



в) хомут

Рисунок 8 – Кріплення прогону з бобишкою

МОДУЛЬ 2 КЛЕЄНА ДВОСХИЛА БАЛКА З ДОЩОК

Запроектувати і розрахувати двоххилу клеєну балку з дощок опалюваної будівлі у місті Суми (проліт балки 15 м, крок несучих конструкцій $B = 4$ м, ухил верхньої кромки $l = 1/15$). Матеріал балки – комбінована клеєна деревина класу міцності G130с. Клас експлуатації будівлі – 1 (рис. 9, 10).

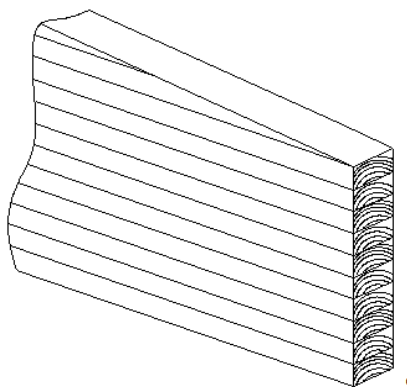


Рисунок 9 – Фрагмент клеєної з дощок двоххилої балки

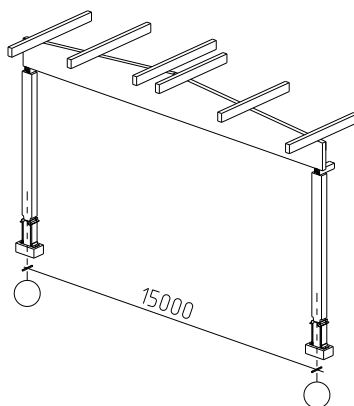


Рисунок 10 – Розташування прогонів по верхній грані балки

Конструкція покриття – будівельного виготовлення – настил по нерозрізних прогонах.

l – розрахунковий проліт балки

$$l = l^* - 2 \cdot 0,25 \text{ м} = l^* - 0,5 \text{ м}.$$

2.1 Статичний розрахунок

Конструктивний розрахунок (рис. 11)

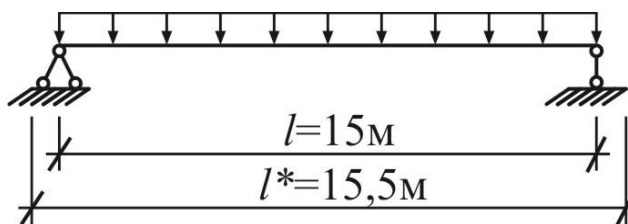


Рисунок 11 – Розрахункова схема

Для балок $l \leq 18\text{ м}$ $b_{\min} = 11\text{--}12\text{ см}$

$l = 21\text{--}24\text{ м}; b_{\min} \geq 13,5\text{ см}$.

Рекомендовано $b_{\text{дошки}} = 150 \quad 175 \quad 200 \quad 225 \quad 250$

$b_{\text{балки}} = 140 \quad 165 \quad 185 \quad 210 \quad 230$

$l, \text{ м}$	9–10	11–13	14–16	17–18	19–21	22–24
$b, \text{ мм}$	135	135 160	160 180	180 205	205 230	230

Приймаємо $b = 170\text{ мм}$.

Висота балки орієнтовно складає

$$0,1 \cdot L = 0,1 \times 15\,000\text{ мм} = 1\,500\text{ мм}.$$

2.2 Підрахунок навантажень

Орієнтовне навантаження від власної ваги балки

Середнє значення щільності клеєної деревини класу міцності G130с згідно з таблицею 4 стандарту EN 14080:2013 дорівнює $\rho_{g,mean} = 430\text{ кг/м}^3$.

Характеристичне значення власної ваги балки:

$$g_k = 0,17\text{ м} \times 1,5\text{ м} \times 15\text{ м} \times 4,3\text{ кН/м}^3 = 16,45\text{ кН}.$$

Площа покриття, з якої балка сприймає навантаження, складає $4 \times 15\text{ м} = 60\text{ м}^2$. Навантаження від власної ваги балки на 1 м^2 дорівнює:

$$g_{k,beam} = g_k / S = 16,45\text{ кН} / 60\text{ м} = 0,27\text{ кН/м}^2.$$

Постійне навантаження на балку з урахуванням її власної ваги:

$$g_k = 0,37 + 0,27 = 0,64\text{ кН/м}^2;$$

$$q_d = (g_d + s_d) \cdot l_{nn} = (1,35 \cdot 0,64 + 1,5 \cdot 1,67) \cdot 4 = 13,5 \text{ кН/м}.$$

Максимальний згинальний момент у середині прольоту у гребні

$$M_{ap,d} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{13,5 \cdot 15^2}{8} = 379,7 \text{ кНм}.$$

Поперечна сила

$$Q_{\max,d} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{13,5 \cdot 15}{2} = 101,3 \text{ кН}.$$

Розрахункові значення міцності балки з комбінованої клеєної деревини класу міцності G130с.

$$f_{m,g,d,T22} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{30}{1,25} = 21,6 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{t,90,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{t,90,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,5}{1,25} = 0,36 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{v,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{c,0,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{24,5}{1,25} = 17,64 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{c,90,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,90,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 1,8 \text{ Н/мм}^2.$$

2.3 Визначення геометричних розмірів двосхилої клеєної балки

Висоту балки на опорі виходячи з максимального сколювання необхідно визначати у такий спосіб:

$$h_s \approx \frac{1,5 \cdot Q_d}{b_{ef} \cdot f_{v,g,d}} = \frac{1,5 \cdot Q_d}{b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,g,d}} = \frac{1,5 \cdot 101,3 \cdot 10^{-3}}{0,17 \cdot 0,67 \cdot 2,52} = 0,53 \text{ м}.$$

Приймаємо висоту балки на опорі $h_s = 0,55 \text{ м}$.

Висота балки у середині:

$$h_{ap} = h_s + i \cdot \frac{l}{2} = 0,55 \text{ м} + \frac{1}{15} \cdot \frac{15 \text{ м}}{2} = 1,05 \text{ м}.$$

Висота балки у гребні має бути більше, ніж дві висоти балки на опорі.

Приймаємо висоту балки у середині $h_{ap} = 1,1$ м, (див. рис. 12).

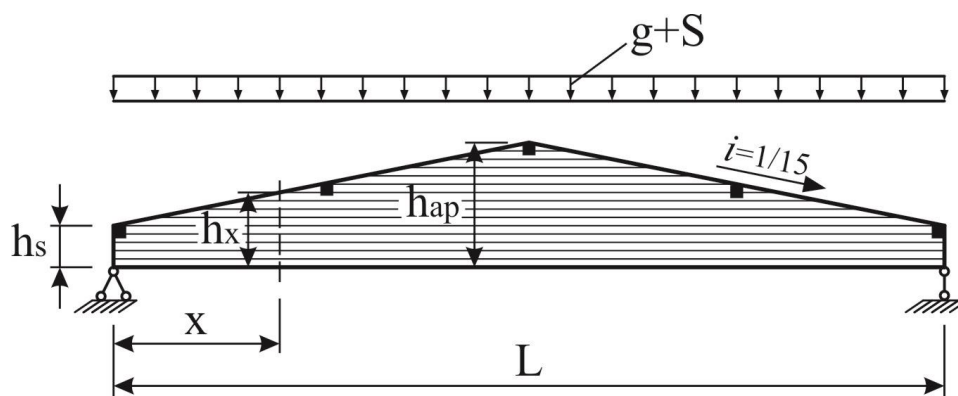


Рисунок 12 – Схема навантаження балки та місця розкріплення верхнього поясу

2.4 Розрахунок міцності балки при згині

Відстань від опори балки до розрахункового (небезпечного) перерізу балки

$$X = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_s}{h_{ap}} = \frac{15 \text{ м}}{2} \cdot \frac{0,55}{1,1} = 3,25 \text{ м.}$$

Висота балки у розрахунковому перерізі:

$$h_x = h_s + x \cdot \tan \delta = 0,55 + 3,25 \cdot 0,07 = 0,778 \text{ м;}$$

$$h_x = 0,778 \text{ м} > 0,6 \text{ м} \rightarrow k_h = 1$$

$$M_{x,d} = Q_d \cdot x - \frac{q_d \cdot x^2}{2} = 101,3 \text{ кН} \cdot 0,778 \text{ м} - \frac{13,5 \text{ кН/м} \cdot (0,778 \text{ м})^2}{2} = 74,7 \text{ кНм}$$

$$W_{y,x} = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{0,17 \cdot 0,778^2}{6} = 0,017 \text{ м}^3.$$

Напруження згину у грані паралельній напрямку волокон деревини у балці (згин з розтягом)

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{M_{x,d}}{W_{y,x}} = \frac{74,7 \text{ кНм}}{0,017 \text{ м}^3} = 4,4 \text{ Н/мм}^2 \quad \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,g,d}} = \frac{4,4}{21,6} = 0,2 < 1.$$

Напруження згину у похилій грані до напрямку волокон деревини у балці
(згин зі стиском)

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = 4,4 \text{ Н/мм}^2$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,g,d}}{0,75 \cdot f_{v,g,d}} \cdot \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,g,d}}{f_{t,90,g,d}} \cdot \tan^2 \alpha \right)^2}} =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{21,6}{0,75 \cdot 2,52} \cdot \frac{1}{15} \right)^2 + \left(\frac{21,6}{1,8} \cdot \left(\frac{1}{15} \right)^2 \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,59 + 0,003}} = 0,794.$$

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_h \cdot k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d}} = \frac{4,4}{1 \cdot 0,794 \cdot 21,6} = 0,26 < 1.$$

2.5 Перевірка міцності балки у коньку (гребневій зоні) балки

Момент опору

$$W_{y,ap,d} = \frac{b \cdot h_{ap}^2}{6} = \frac{0,17 \cdot 1,1^2}{6} = 0,034 \text{ м}^3$$

$$k_l = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha = 1 + 1,4 \cdot \frac{1}{15} + 5,4 \cdot \left(\frac{1}{15} \right)^2 = 1,12$$

$$k_p = 0,2 \cdot \tan \alpha = 0,2 \cdot \frac{1}{15} = 0,013$$

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{y,ap,d}} = 1,12 \cdot \frac{379,7 \text{ кНм}}{0,034 \text{ м}^3} = 12,51 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{y,ap,d}} = 0,013 \cdot \frac{379,7 \text{ кНм}}{0,034 \text{ м}^3} = 0,16 \text{ Н/мм}^2.$$

Коефіцієнти, враховуючі перерозподіл напружень та об'ємний фактор,

$$k_{dis} = 1,4$$

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2},$$

де $V_0 = 0,01 \text{ м}^3$ базовий об'єм.

$$\begin{aligned} V &= h_{ap} \cdot (h_{ap} - 0,25 \cdot h_{ap} \cdot \tan \alpha) \cdot b = \\ &= 1,1 \cdot \left(1,1 - 0,25 \cdot 1,1 \cdot \frac{1}{15} \right) \cdot 0,17 = 0,2 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Граничне значення

$$\begin{aligned} V &\leq 2/3 \cdot (l \cdot h_s + l/3 \cdot (h_{ap} - h_s)) \cdot b = \\ &= 2/3 \cdot (15 \cdot 0,55 + 15/3 \cdot (1,1 - 0,55)) \cdot 0,17 = 1,25 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

$$k_{vol} = \left(\frac{0,01}{0,2} \right)^{0,2} = 0,549.$$

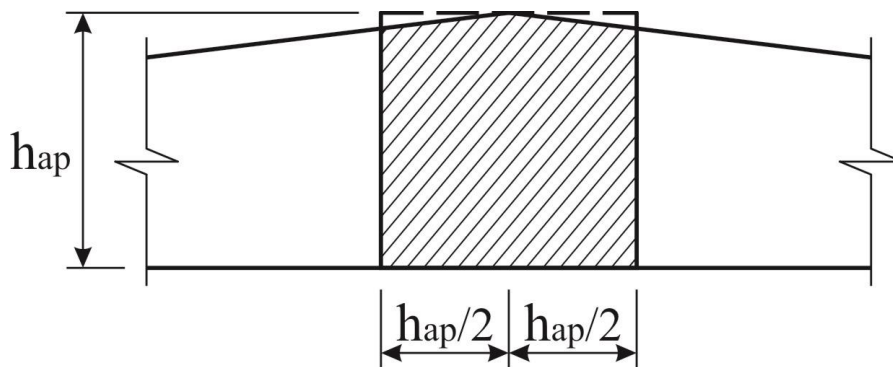


Рисунок 13 – Геометрія напруженого об'єму конька балки

Перевірка міцності конька балки на дію згинальних напружень

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,g,d}} = \frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,g,d,T15}} = \frac{12,51}{1 \cdot 19,4} = 0,64 < 1$$

$$f_{m,g,d,T15} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{27}{1,25} = 19,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності на дію поперечних розтягувальних напружень

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,g,d}} = \frac{0,16}{1,4 \cdot 0,549 \cdot 0,36} = 0,57 < 1.$$

2.6 Перевірка стійкості балки

Балка розкріплена на опорах, у коньку та на відстані $\frac{1}{4}$ прольоту балки від кожної опори. Висота поперечного перерізу балки для перевірки її на стійкість приймається на відстані $0,65 \cdot L/2$.

$$l_{ef} = \frac{L}{2} = \frac{15 \text{ м}}{2} = 7,5 \text{ м}$$

$$E_{0,g,05} = 10800 \text{ Н/мм}^2$$

$$G_{g,05} = 540 \text{ Н/мм}^2$$

$$h_{0,65} = h_s + 0,65(h_{ap} - h_s) = 0,55 + 0,65(1,1 - 0,55) = 0,908 \text{ м}$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h_{0,65}}{12} = \frac{0,17^3 \cdot 0,908}{12} = 3,72 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

$$\frac{h_{0,65}}{b} = \frac{0,908}{0,17} = 5,34 \rightarrow \alpha = 0,293$$

$$I_{tor} = \alpha \cdot b^3 \cdot h_{0,65} = 0,293 \cdot 0,17^3 \cdot 0,908 = 1,31 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$W_y = \frac{b \cdot h_{0,65}^2}{6} = \frac{0,17 \cdot 0,908^2}{6} = 2,34 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,crit} &= \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,g,05} \cdot I_z \cdot G_{g,05} \cdot I_{tor} \cdot 1,4}}{l_{ef} \cdot W_y} = \\ &= \frac{3,14 \cdot \sqrt{10800 \text{ Н/мм}^2 \cdot 3,72 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4 \cdot 540 \text{ Н/мм}^2 \cdot 1,31 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4 \cdot 1,4}}{7,5 \text{ м} \cdot 2,34 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3} = \\ &= 35,7 \text{ Н/мм}^2 \cong 35,7 \text{ Н/мм}^2 \end{aligned}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{30}{35,7}} = 0,92$$

$$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 0,87.$$

Перевірка нижньої грані балки паралельної напрямку волокон (згин з розтягом) у перерізі x :

$$\sigma_{m,0,d} = 4,44, \text{ Gl30c}$$

$$\frac{\sigma_{m,0,d}}{k_{crit} \cdot k_h \cdot f_{m,g,d}} = \frac{4,44}{0,87 \cdot 1 \cdot 21,6} = 0,24 < 1.$$

Перевірка верхньої похилої грані балки (згин зі стиском) у перерізі x :

$$\sigma_{m,0,d} = 4,44, \text{ Gl30c}$$

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_{crit} \cdot k_{m,\alpha,c} \cdot f_{m,g,d}} = \frac{4,44}{0,87 \cdot 0,794 \cdot 21,6} = 0,30 < 1.$$

2.7 Перевірка прогину балки

Складові вертикального прогину балки з урахуванням повзучості та будівельного підйому зображені на рисунку 14.

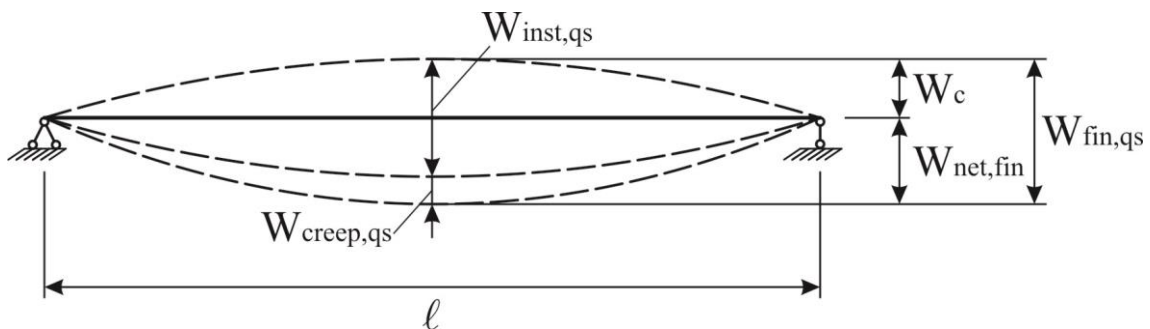


Рисунок 14 – Схема складових деформації балки

Пружні характеристики деревини балки класи міцності Gl30c:

$$E_{0,g,mean} = 13000 \text{ Н/мм}^2 = 13000 \text{ мН/м}^2$$

$$G_{g.05} = 650 \text{ Н/мм}^2 = 650 \text{ мН/м}^2.$$

Оскільки клас експлуатації будівлі – 1 та найкоротша дія на будівлю (снігове навантаження) є «короткочасною дією» за класом тривалості дії навантаження, то коефіцієнт $k_{def} = 0,6$.

Початкова деформація:

$$I_s = \frac{b \cdot h_s^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,55^3}{12} = 2,36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4 \text{ м}$$

$$M_{\max} = \frac{q_{g,k} \cdot L^2}{8} = \frac{(0,64 + 1,67) \cdot 15^2}{8} = 36,84 \text{ кНм} = 3,68 \cdot 10^{-2} \text{ мНм}$$

$$k_m = \frac{(h_s / h_{ap})^3}{0,15 + 0,85 \cdot (h_s / h_{ap})} = \frac{(0,55 / 1,1)^3}{0,15 + 0,85 \cdot (0,55 / 1,1)} = 0,22$$

$$k_v = \frac{2}{1 + (h_{ap} / h_s)^{2/3}} = \frac{2}{1 + (1,1 / 0,55)^{2/3}} = 0,77.$$

2.8 Перевірка жорсткості балки

Початкові деформації від власної ваги балки:

$$\begin{aligned} w_{inst,G} &= \frac{M_{\max} \cdot l^2}{9,6 \cdot E_{0,g,mean} \cdot I_s} \cdot k_m + \frac{1,2 \cdot M_{\max}}{G_{g,mean} \cdot A_s} \cdot k_v = \\ &= \frac{3,68 \cdot 10^{-2} \text{ мНк} \cdot 15 \text{ м}^2}{9,6 \cdot 13000 \text{ мН/м}^2 \cdot 2,36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4} \cdot 0,22 + \\ &+ \frac{1,2 \cdot 3,68 \cdot 10^{-2} \text{ мНм}}{650 \cdot (0,55 \text{ м} \cdot 0,17 \text{ м})} \cdot 0,77 = \\ &= 0,0062 + 0,0006 = 0,0068 \text{ м} = 6,8 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Початкові деформації від снігового навантаження:

$$w_{inst,Q} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{inst,G} = \frac{1,67}{0,64} \cdot 6,8 \text{ мм} = 17,7 \text{ мм}.$$

Початкова деформація без повзучості:

($\psi_2 = 0$ для снігового навантаження, оскільки місце розташування будівлі знаходиться нижче ніж 1 000 м над рівнем моря).

$$\begin{aligned} w_{inst} &= w_{inst,G} + w_{inst,Q} = 6,8 \text{ мм} + 17,7 \text{ мм} = \\ &= 24,5 \text{ мм} < \frac{l}{300} = \frac{15000}{300} = 50 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Кінцеві деформації з урахуванням повзучості:

$$\begin{aligned} w_{fin} &= w_{inst} + \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q} \right) \cdot k_{def} = \\ &= 24,5 + (6,8 + 0 \cdot 17,7) \cdot 0,6 = 28,6 \text{ мм} < \frac{l}{200} = \frac{15000}{200} = 75 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Кінцеві деформації від квазіпостійного навантаження без будівельного підйому – коли відсутній будівельний підйом, $w_c = 0$.

$$w_{net,fin} = \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q} \right) \cdot (1 + k_{def}) - w_c =$$

$$= (6,8 + 0 \cdot 17,7) \cdot (1 + 0,6) - 0 = 10,88 \text{ мм} < \frac{1}{300} = \frac{15000}{300} = 50 \text{ мм}.$$

2.9 Перевірка міцності балки на опорі

2.9.1 Зминання поперек волокон

Деревина балки на опорі стискається поперек волокон на опорі (обв'язувальний брус), (рис. 15). Поперечний переріз обв'язувального бруса прийнято з цільної деревини розмірами 150 мм × 150 мм.

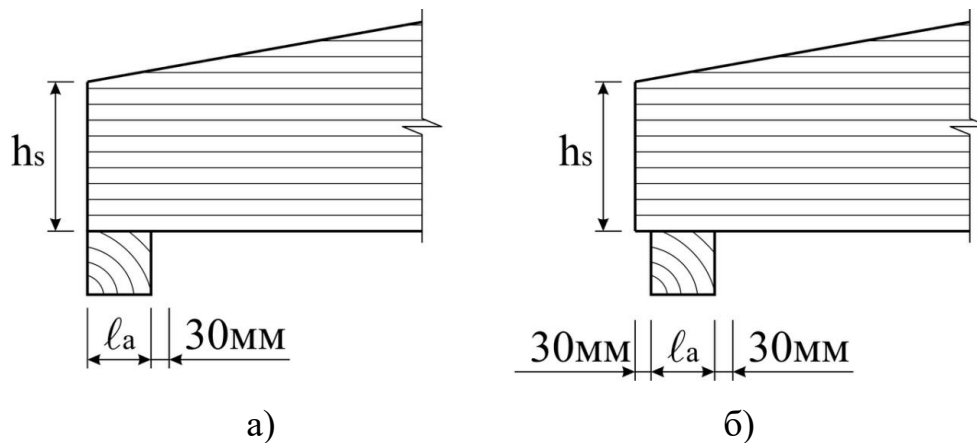


Рисунок 15 – Схеми опирання балки на колону

Ефективна площа стиску балки поперек волокон (рис. 15, а):

$$l_{ef} = l_A = 150 \text{ мм} + 30 \text{ мм} = 180 \text{ мм}$$

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b = 180 \text{ мм} \cdot 170 \text{ мм} = 30600 \text{ мм}^2$$

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (l_1 > 2h)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{Q_{max,d}}{A_{ef}} = \frac{101,3 \text{ кН}}{30600 \text{ мм}^2} = 3,31 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90g,d}} = \frac{3,31 \text{ Н/мм}^2}{1,75 \cdot 1,8 \text{ Н/мм}^2} = 1,05 > 1$$

перевірка не виконується.

Для збільшення ефективної площі приймемо схему опирання (рис. 15, б).

Ефективна площа стиску балки поперек волокон (рис. 15, б):

$$l_{ef} = l_A = 150 \text{ мм} + 2 \cdot 30 \text{ мм} = 210 \text{ мм}$$

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b = 210 \text{ мм} \cdot 170 \text{ мм} = 35700 \text{ мм}^2$$

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (l_1 > 2h)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{Q_{\max,d}}{A_{ef}} = \frac{101,3 \text{ кН}}{35700 \text{ мм}^2} = 2,84 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90g,d}} = \frac{2,84 \text{ Н/мм}^2}{1,75 \cdot 1,8 \text{ Н/мм}^2} = 0,9 < 1.$$

Перевірка виконується.

2.9.2 Зсув або сколювання від поперечної сили на опорі

Зменшена поперечна сила:

$$\begin{aligned} V_d' &= \max V_d - q_d \left(h_s + \frac{l_A}{2} \right) = Q_d - q_d \left(h_s + \frac{l_A}{2} \right) = \\ &= 101,3 \text{ кН} - 13,5 \text{ кН/м} \cdot \left(0,55 \text{ м} + \frac{0,15 \text{ м}}{2} \right) = 92,9 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$h_s' = h_s + (l_A + h_s) \cdot \tan \alpha = 0,55 \text{ м} + (0,15 \text{ м} + 0,55 \text{ м}) \cdot \left(\frac{1}{15} \right) = 0,6 \text{ м}.$$

Дотичні напруження:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d'}{b_{ef} \cdot h_s'} = 1,5 \cdot \frac{V_d'}{k_{cr} \cdot b \cdot h_s'} = 1,5 \cdot \frac{92,9 \text{ кН}}{0,67 \cdot 0,17 \text{ м} \cdot 0,6 \text{ м}} = 2,04 \text{ МН/м}^2.$$

Перевірка міцності:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,g,d}} = \frac{2,04}{2,52} = 0,81 < 1.$$

Обраний клас міцності деревини GL30c є комбінованим та складається з дошок різних класів міцності, де в крайніх зонах поперечного перерізу розташовано більш високий (міцний) сорт деревини (рис. 16).

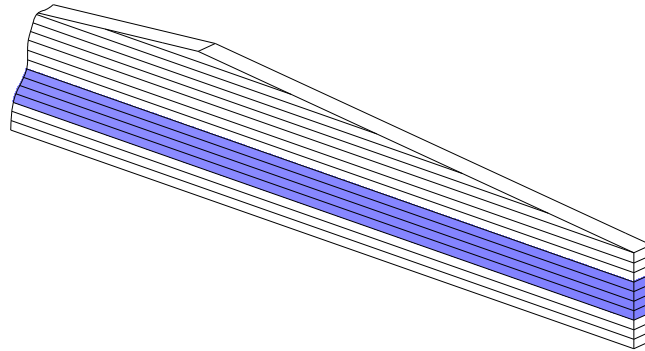


Рисунок 16 – Схема розташування деревини низького сорту в середині двосхилої балки

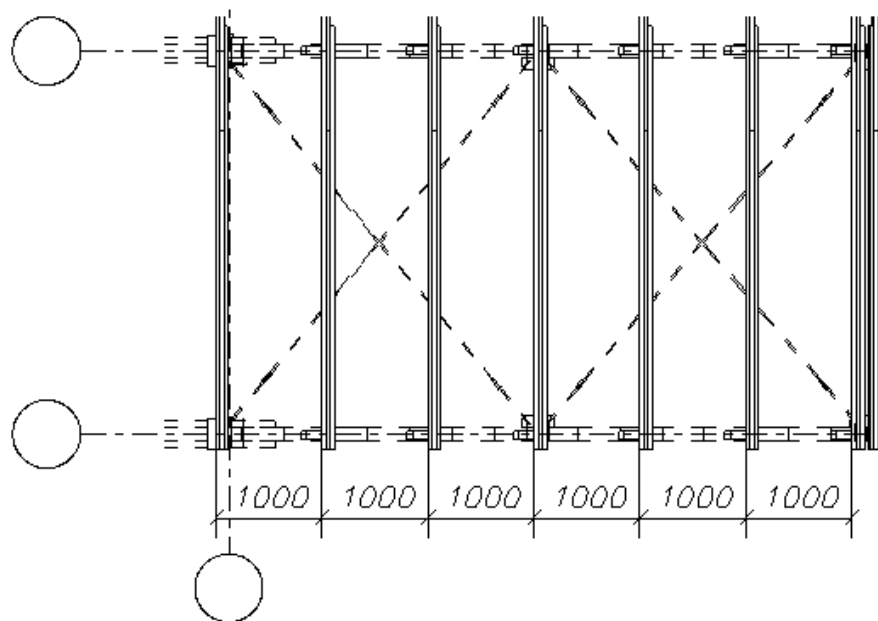


Рисунок 17 – Скатні зв'язки по покриттю

МОДУЛЬ 3 РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ З КЛЕЄНИМИ КОЛОНАМИ (СТІЙКАМИ)

Запроектувати і розрахувати колони однопролітної будівлі у м. Харкові (проліт $l = 15$ м крок несучих конструкцій $B = 4$ м; відмітка верху колони $H = 4$ м). Огороджувальні конструкції покриття – робочий настил по нерозрізних прогонах; стіни – тришарові сендвіч-панелі з мінераловатним утеплювачем та металевими листами; несучі – конструкції покриття – двосхилі клеєні балки з дощок. Матеріал стійок – соснові дошки другого сорту. Клас експлуатації будівлі – 1.

3.1 Визначення параметрів поперечного перерізу колони

Висота перерізу колони визначається з такого співвідношення, виходячи з величини граничної гнучкості та висоти колони, як зазначено нижче.

Умовні позначення:

H – висота колони;

h – висота поперечного перерізу колони;

b – ширина поперечного перерізу колони;

$$b = 20,5 \text{ см} \quad H = 7 \text{ м} \quad h = 3,3 \cdot n \cdot \left[h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{10} \right) H \right]$$

$$b = 18 \text{ см} \quad H = 6 \text{ м} \quad \lambda_x = \frac{2,2H}{0,289h} \leq 120$$

$$b = 16 \text{ см} \quad H = 5 \text{ м} \quad h_{\min} = \frac{2,2H \text{ (см)}}{0,289 \cdot 120}$$

$$b = 13,5 \text{ см} \quad H = 4 \text{ м} \quad \left(h_{\min} = \frac{1}{16,76} \cong \frac{1}{16} H \right)$$

округляти в більшу сторону.

$B, \text{ м}$	$1/k$	$h^* = \frac{1}{k} \cdot H$	округляти в більшу сторону.
6	1/14		
5	1/15		
4	1/16		

$$h^* = \frac{1}{k} \cdot H \quad h = 3,3 \cdot n \geq h^*$$

Приймаємо $h^* = \frac{1}{16} \cdot H = \frac{1}{16} \cdot 400 \text{ см} = 25 \text{ см}$

$$h = 3,3 \text{ см} \cdot 8 = 26,4 \text{ см.}$$

3.2 Статичний розрахунок

3.2.1 Розрахункова схема

Розрахункова схема рами наведена на рисунку 18.

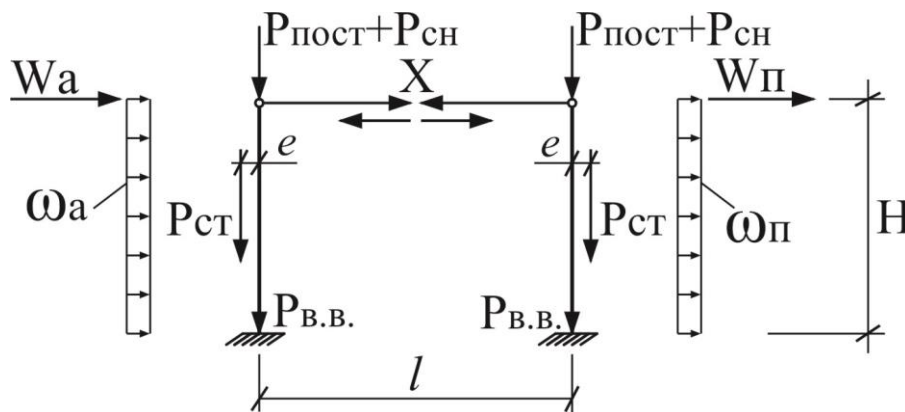


Рисунок 18 – Розрахункова схема:

$P_{ст}$ – навантаження від стінового огородження; $P_{пост}$ – постійне навантаження;
 $P_{сн}$ – снігове навантаження; $P_{в.в.}$ – власна вага колони; w – вітрове навантаження.

3.2.2 Навантаження на колону

Навантаження від покриття:

$$P_{пост} = (g_{покр} + g_{в.в.бал.}) \cdot B \cdot \frac{l}{2} = (0,64 \text{ кН/м}^2) \cdot 4 \text{ м} \cdot \frac{15 \text{ м}}{2} = 19,2 \text{ кН};$$

– снігу:

$$P_{сн} = S_k \cdot B \cdot \frac{l}{2} = 1,67 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot \frac{15 \text{ м}}{2} = 50,1 \text{ кН};$$

– навантаження від стінового огородження з урахуванням стінових ригелів умовно приймається:

$$g_{ст} = 0,8 \text{ кН/м}^2$$

$$P^{ст} = g^{сн} \cdot B \cdot (H + h_{он}) = 0,8 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot (4 \text{ м} + 0,85 \text{ м}) = 15,5 \text{ кН}$$

$$h_{он} = h_{об.бр} + h_{он.бал.} + h_{прог} = 0,15 \text{ м} \cdot 0,55 \text{ м} + 0,15 \text{ м} = 0,85 \text{ м};$$

– навантаження від власної ваги колони:

$$P_{вв} = b \cdot h \cdot H \cdot \rho_{mean, G122h} = 0,135 \text{ м} \cdot 0,264 \text{ м} \cdot 4 \text{ м} \cdot 4,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 0,59 \text{ кН};$$

– вітрове навантаження:

$$w_0 = 0,42 \text{ кН/м}^2$$

$$w_Q = 0,56 \text{ кН/м}^2 \cdot B \cdot w_0 = 0,56 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot 0,42 \text{ кН/м}^2 = 0,94 \text{ кН/м}$$

$$w_n = 0,42 \text{ кН/м}^2 \cdot B \cdot w_0 = 0,42 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot 0,42 \text{ кН/м}^2 = 0,71 \text{ кН/м}$$

$$w_a = w_a \cdot h_1 = 0,94 \text{ кН/м} \cdot 1,52 \text{ м} = 1,43 \text{ кН/м}$$

$$w_n = w_n \cdot h_1 = 0,71 \text{ кН/м} \cdot 1,52 \text{ м} = 1,08 \text{ кН/м}$$

$$h_1 = h_{об.бр.} + h_{ср.бал.} + h_{покр} = 0,15 \text{ м} + 1,1 \text{ м} + 0,27 \text{ м} = 1,52 \text{ м}$$

$$h_{покр} = h_{наст} + h_{утепл.} + h_{прог} + h_{м.покр} = \\ = 0,019 + 0,1 \text{ м} + 0,15 \text{ м} + 0,001 \text{ м} = 0,27 \text{ м}.$$

Зусилля в колонах рами як системи один раз статично не визначеної враховуємо для кожного виду навантаження окремо, приймаючи жорсткість ригеля $EI = \infty$.

Визначаємо зайві невідомі:

– від зосередженого навантаження (від вітрового навантаження, прикладеного до верху стійки (рис. 19).

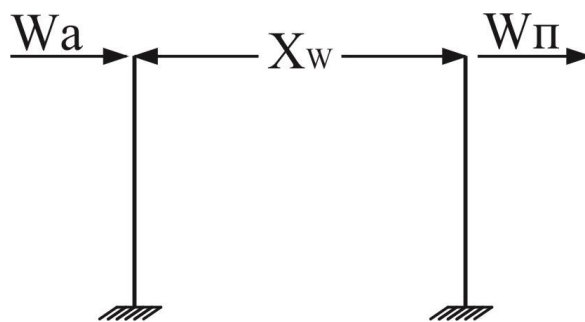


Рисунок 19 – Зосереджене навантаження

$$X_w = \frac{w_a - w_n}{2} = \frac{1,43 \text{ кН} - 1,08 \text{ кН}}{2} = 0,175 \text{ кН};$$

– від розподілу вітрового навантаження (від вітрового навантаження на стіни (рис. 20)

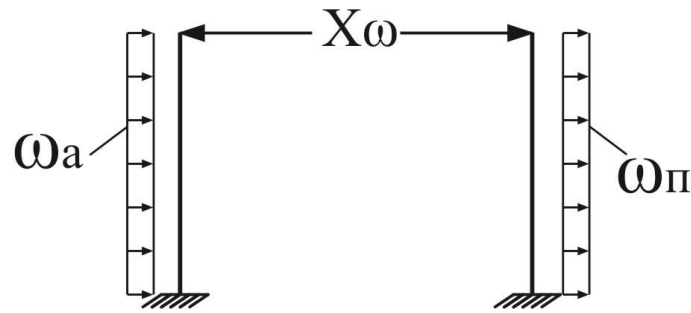


Рисунок 20 – Розподіл вітрового навантаження

$$X_w = \frac{3}{16}(w_\alpha - w_n)H = \frac{3}{16}(0,94 \text{ кН} - 0,71 \text{ кН}) \cdot 4 \text{ м} = 0,17 \text{ кН};$$

– від стінового огородження (рис. 21)

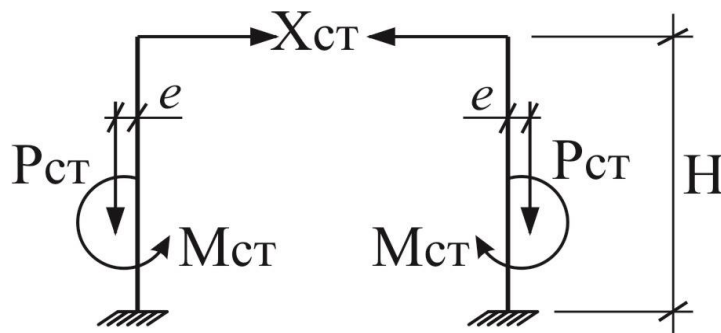


Рисунок 21 – Навантаження від стінового огородження

$$M^{CT} = P^{CT} \cdot b; \quad b \approx 0,2;$$

$$X_{CT} = \frac{9M_{CT}}{8H} = \frac{9 \cdot 15,5 \text{ кНм}}{8 \cdot 4 \text{ м}} = 4,36 \text{ кН}$$

$$M_{CT} = 4,36 \text{ кН} \cdot 0,2 \text{ м} = 8,72 \text{ кНм}.$$

Граничні розрахункові зусилля у нижньому поперечному перерізі колони

$$M_{\text{лів}} = \left[(W_\alpha - X_w - X_w) \cdot H + \frac{w_\alpha H^2}{2} \right] \cdot \psi - M^{CT} + X_{CT} \cdot H =$$

$$= \left[(1,43 \text{ кН} - 0,175 \text{ кН} - 0,17 \text{ кН}) \cdot 4 \text{ м} + \frac{0,94 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 4 \text{ м}^2}{2} \right] \times$$

$$\times 0,9 - 8,72 \text{ кНм} + 4,36 \text{ кН} \cdot 4 \text{ м} = 19,61 \text{ кНм};$$

$$M_{\text{прав}} = \left[(W_{\Pi} + X_w + X_w) \cdot H + \frac{w_{\Pi} H^2}{2} \right] \cdot \psi + M^{CT} - X_{CT} \cdot H =$$

$$= \left[(1,08 \text{ кН} + 0,175 \text{ кН} + 0,17 \text{ кН}) \cdot 4 \text{ м} + \frac{0,71 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 4 \text{ м}^2}{2} \right] \times$$

$$\times 0,9 + 8,72 \text{ кНм} - 4,36 \text{ кН} \cdot 4 \text{ м} = 1,52 \text{ кНм}.$$

$\Psi = 0,9$ – коефіцієнт сполучень навантажень

$$N_{\text{відповідне}} = P_{\text{пост}} + P_{\text{ст}} + P_{\text{вв}} + P_{\text{сн}} \cdot \psi =$$

$$= 19,2 + 15,5 + 0,59 + 50,1 \cdot 0,9 = 80,4 \text{ кН}.$$

$$N_{\text{лів}} = N_{\text{прав}} = 80,4;$$

$$M_{\text{розр}} = M_{\text{мах}} = 19,61 \text{ кНм};$$

$$Q_{\text{прав}} = W_n + X_W + X_w + w_n \cdot H + X_{\text{ст}} =$$

$$= 1,08 + 0,175 + 0,17 + 0,71 \cdot 4 + 4,36 = 8,63 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{лів}} = W_a - X_W - X_w + w_a \cdot H + X_{\text{ст}} =$$

$$= 1,43 - 0,175 - 0,17 + 0,94 \cdot 4 + 4,36 = 9,21 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{розр}} = Q_{\text{мах}} = 9,21 \text{ кН}.$$

3.3 Перевірочні розрахунки колони

3.3.1 Розрахункові значення міцності балки

Деревина для колони прийнята з однорідної клеєної деревини класу міцності Gl22h. Клас експлуатації – 1.

Клас тривалості діючого навантаження «короткочасне».

$$f_{m,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{22}{1,25} = 15,2 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$f_{v,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$f_{c,0,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{22}{1,25} = 15,2 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{c,90,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,90,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 1,8 \text{ Н/мм}^2.$$

Модуль пружності:

$$E_{0,05} = 8800 \text{ Н/мм}^2.$$

3.3.2 Геометричні характеристики перерізу колони

Радіус інерції колони:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 264 = 76,3 \text{ мм}.$$

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{135 \cdot 264^2}{6} = 1,57 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Розрахунок гнучкості та інтерполяція значення коефіцієнта поздовжнього згину:

$$l_{ef,y} = l_{ef,z} = \beta \cdot l = 2,2 \cdot 4000 = 8800 \text{ мм}$$

Гнучкість:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{8800}{76,3} = 115,3.$$

Приведена гнучкість:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{115,3}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{22}{8800}} = 1,84$$

$$k_y = 0,5 \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] =$$

$$= 0,5 \left[1 + 0,1 \cdot (1,84 - 0,3) + 1,84^2 \right] = 2,302.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину:

$$k_{c,y} = \min \left\{ \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}; 1 \right\} = \left\{ \frac{1}{2,302 + \sqrt{2,302^2 - 1,84^2}}; 1 \right\} = 0,272.$$

Згинальні та стискальні напруження:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{19,61 \cdot 10^6 \text{ Н}}{1,57 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 12,5 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{80,41 \cdot 10^3 \text{ Н}}{135 \text{ мм} \cdot 264 \text{ мм}} = 2,26 \text{ Н/мм}^2.$$

Висота поперечного перерізу балки не перевищує 600 мм, тому розрахункове значення міцності при згині потрібно підвищити.

$$(h = 264 \text{ мм}) < 600 \text{ мм}$$

$$k_{h,y} = \min \left[\left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right] = \min \left[\left(\frac{600}{264} \right)^{0,1}; 1,1 \right] = 1,09.$$

$$f_{m,y,d} \cdot k_{h,y} = 1,09 \cdot 15,2 = 16,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} &= \frac{2,26}{0,272 \cdot 15,2} + 0,7 \cdot \frac{12,5}{16,6} = \\ &= 0,547 + 0,527 = 1,074 > 1. \end{aligned}$$

умова не виконується.

Необхідно збільшити висоту поперечного перерізу колони та повторно виконати перевірку міцності та стійкості за вище наведеними формулами.

3.4 Алгоритм розрахунку кріплення бази колони до фундаменту на вклесених стержнях

Методика розрахунку згідно з СП 64.13330.2011

$$M_D = \frac{M}{\xi};$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}};$$

φ – визначається за формулою 7 і 8 СП 64.13330.2011, залежно від λ ;

M_D , N , Q – розрахункові зусилля.

Розміри перерізу $b \cdot h_k$

$$N_0 = N_{ТИМ} + N_n,$$

де $N_{ТИМ}$ – тимчасове навантаження на колону (сніг);

N_n – постійне навантаження на колону;

N_0 – сумарне навантаження.

1. Визначаємо крайові напруження в розрахунковому перерізі колони:

$$\sigma_p = \frac{M}{w_{\delta p} \cdot \xi_p} - \frac{N_n}{F_{\delta p}} \leq R_p \text{ (табл. 3 СП 64.13330.2011);}$$

$$\sigma_{CT} = \frac{M}{w_{\delta p} \cdot \xi_c} - \frac{N_0}{F_{\delta p}} \leq R_c \text{ (табл. 3 СП 64.13330.2011);}$$

$$\xi_p = 1 - \frac{N_n}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\delta p}};$$

$$\xi_c = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\delta p}}.$$

Розмір стиснутої зони:

$$k = \frac{\sigma_c \cdot h_k}{\sigma_c + \sigma_p}.$$

Тоді максимальне розтяжне зусилля в анкері:

$$N_p = \frac{M}{(S + c) \cdot \xi_p} - \frac{N_p \cdot c}{S + c}.$$

Виходячи із значення N_p , підбираємо 2 анкерних пластини.

$N_p^{пласм}$ визначаємо за формулою вище, тільки зі своїми значеннями S і c . Для розрахунків визначаємо із $N_p^{пласм}$ переріз анкерних пластин.

Приймаємо кут нахилу $\alpha = 30^\circ$.

Тоді зусилля в стержнях:

$$N_{CT} = \frac{N_p}{\cos \alpha}.$$

Далі приймаємо діаметр стержня і глибину вклейки (п. 7.39–7.49 СП 64.13330.2011).

$$k_c = 1,2 - 0,02 \frac{l_p}{d}$$

Несуча здатність стержня:

$$T = R_{ск} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d \leq F_a \cdot R_a,$$

$R_{ск}$ – розрахунковий опір деревини сколюванню під кутом (формула 3 СП 64.13330.2011, з урахуванням п. 5.2.);

d_1 – діаметр отвору;

$l_p = l - l_0$; $l_0 = 3d$ – при приварюванні стержнів

* $k_\sigma = 1 - 0,01\sigma$ (МПа) – для стержнів, працюючих на висмикування в зоні розтягування; σ – максимальне напруження розтягу.

* $m_d = 1,12 - 10d$ (в м). п. 7.45

k_{cp} – (п. 7.45 СП 64.13330.2011) коефіцієнт, що враховує нерівномірність включення стержнів у роботу.

Варіанти жорсткого кріплення колон до фундаменту (рис. 22)

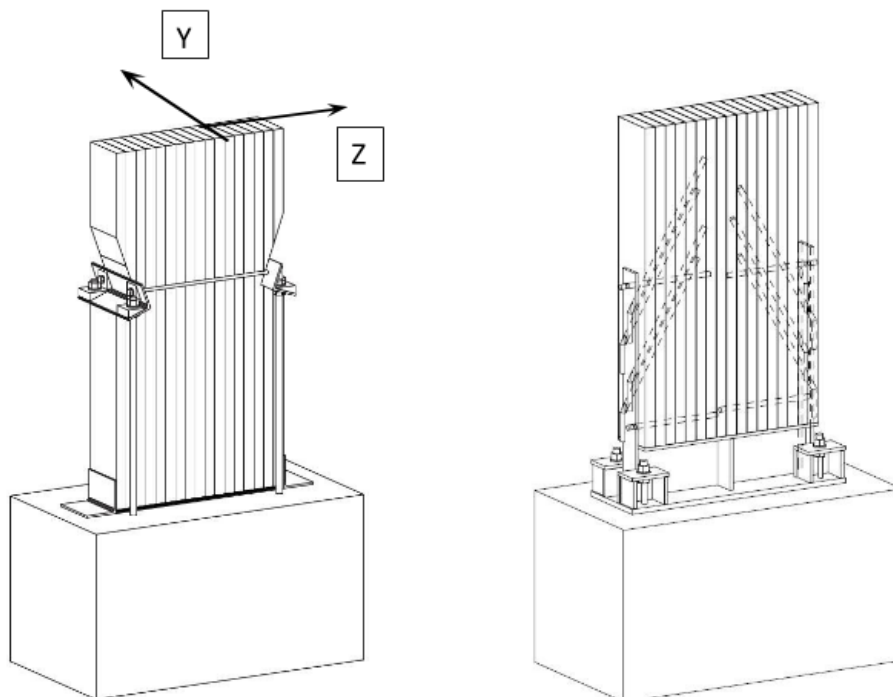


Рисунок 22 – Варіанти жорсткого кріплення колон до фундаменту

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings [Electronic resource]. – Electronic text data. – Regime of access: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1995.1.1.2004.pdf>, free (application date: 05.05.2024). – Header from the screen.

2. Клименко В. З. Конструкції з дерева і пластмас [Електрон. ресурс] : підручник / В. З. Клименко. – Електрон. текст. дані. – Київ : Вища шк., 2000. – 304 с. – Режим доступу: <https://cadwork.in.ua/uchebnik-konstruktsii-iz-dereva-i-plastmass>, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

3. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Конструкції будинків і споруд. [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2018–02–01. – Електрон. текст. дані. – Київ : "Укрархбудінформ" – 117 с. – Режим доступу: <https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/V26-161.pdf>, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

4. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2007–10–01. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с. – Режим доступу: <https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/37.1.-DBN-V.1.2-22006.-SNBB.-Navantazhennya-i-vplyvi.-Nor.pdf>, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

5. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2014–10–01. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінбуд України, 2014 – 44 с. – Режим доступу: <https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2018/08/DBN-A.2.2-3-2014.pdf>, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

6 ДБН А.1.1-94:2010. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення. [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2010–12–16. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінбуд України, 2010 – 38 с. – Режим доступу: https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/zmina-%E2%84%96-2-dbn-a.1.1-94_2010_removed.pdf, вільний (дата звернення 17.06.2024). – Назва з екрана.

ДОДАТОК А

Властивості матеріалів

Таблиця А.1 – Значення коефіцієнта k_{mod} залежно від температурно-вологісного режиму (клас експлуатації) та тривалості дії

Матеріал	Клас експлуатації	Тривалість дії навантаження				
		постійне (більше 10 років)	довге (6 міс. – 10 років)	середнє 1 тижд. – 6 міс.)	коротке (менше 1 тижня)	раптове
Цільна деревина, клеєна деревина, шпоновий брус (LVL), фанера	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9
ОСП або OSB	1 (OSB/2)	0,3	0,45	0,65	0,85	1,1
	1 (OSB/3)	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1
	(OSB/4) 2 (OSB/3) (OSB/4)	0,3	0,4	0,55	0,7	0,9

Таблиця А.2 – Класи експлуатації

Клас експлуатації	Роз'яснення		
	вологість елементів конструкції	температура експлуатації	відносна вологість повітря
1 (закриті приміщення, немає прямої дії кліматичних факторів)	$\leq 12 \%$	+20 °C	$\leq 65 \%$
2 (частково закриті приміщення, немає прямої дії кліматичних факторів)	$\leq 20 \%$	+20 °C	$\leq 85 \%$
3 (пряма дія атм. опадів)	$> 20 \%$	$>20 \text{ °C}$	$> 85 \%$

Таблиця А.3 – Значення коефіцієнта γ_M

Тип матеріалу на основі деревини	γ_M
Цільна деревина, ДСП, ДВП, МДФ	1,3
Клеєна деревина	1,25
Шпоновий брус (LVL), фанера, ОСП або OSB	1,2

ДОДАТОК Б

Класи міцності деревини

Таблиця Б.1 – Характеристичні значення міцності цільної деревини хвойних порід (Н/мм²) згідно з N 338:2009

Вид напруженого стану		Класи міцності								
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35
(Н/мм ²)										
Згин	$f_{m,g,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35
Розтяг поперек	$f_{t,90,g,k}$	0,4								
Стиск вздовж	$f_{c,0,g,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25
Стиск поперек	$f_{c,90,g,k}$	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	
Зсув	$f_{v,g,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0			
(кН/мм ²)										
Середнє значення модуля пружності вздовж волокон	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13
Щільність (кг/м ³)										
Щільність	$\rho_{g,mean}$	350	370	380	390	410	420	450	450	460

Таблиця Б.2 – Характеристичні значення міцності та пружні характеристики клеєної деревини (Н/мм²) згідно з EN 14080:2013

Вид напруженого стану		Класи міцності							
		GI24h	GI24c	GI28h	GI28c	GI30h	GI30c	GI32h	GI32c
(Н/мм ²)									
Згин	$f_{m,g,k}$	24	24	28	28	30	30	32	32
Розтяг поперек	$f_{t,90,g,k}$	0,5							
Стиск вздовж	$f_{c,0,g,k}$	24	21,5	28	24	30	24,5	30	24,5
Стиск поперек	$f_{c,90,g,k}$	2,5							
Зсув	$f_{v,g,k}$	3,5							
(кН/мм ²)									
Середнє значення модуля пружності вздовж волокон	$E_{0,mean}$	11,5	11,0	12,6	12,5	13,6	10,8	4,2	13,5
Середнє значення модуля зсуву	$G_{0,5}$	0,54							
Щільність (кг/м ³)									
Щільність	$\rho_{g,mean}$	420	400	460	420	480	430	490	440

ДОДАТОК В

Характеристики деревини

Таблиця В.1 – Коефіцієнт деформативності k_{def}

Матеріал	Клас експлуатації		
	1	2	3
Цільна деревина, клеєна деревина, шпоновий брус (LVL)	0,6	0,8	2,0
ОСП або OSB (OSB/2)	2,25	–	–
(OSB/3, OSB/4)	1,5	2,25	–

Таблиця В.2 – Граничні величини прогинів

Вид елемента	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Балка на двох опорах	$l/300 - l/500$	$l/250 - l/350$	$l/150 - l/300$
Консольна балка	$l/150 - l/250$	$l/125 - l/175$	$l/75 - l/150$

Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації
до практичних занять
із навчальної дисципліни

«ПРОЄКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
денної та заочної форм навчання
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітня програма «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **БІДАКОВ** Андрій Миколайович,
ПУСТОВОЙТОВА Оксана Михайлівна

Відповідальний за випуск *К. В. Спіранде*

Редактор *О. В. Михаленко*

Комп'ютерне верстання *О. М. Пустовойтова*

План 2024, поз. 50М

Підп. до друку 24.06.2024. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 2,6.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.