

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ ТА НАУКИ, МОЛОДІ І СПОРТА УКРАЇНИ

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА
АРХІТЕКТУРИ**

Кафедра Металевих, дерев'яних і пластмасових конструкцій

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до курсового проекту за курсом "Конструкції з деревини й пластмас"

на тему:

**"Розрахунок та конструювання дерев'яних елементів одноповерхових
однопрольотних будівель "**

Для студентів спеціальності 7092101 "Промислове й цивільне будівництво"

ОДЕССА 2013 р.

"ЗАТВЕРДЖЕНО"
РЕДАКЦІЙНО - ВИДАВНИЧОЮ РАДОЮ
ОДАБА

Укладачі: д.т.н., проф. СТОЯНОВ В.В.

к.т.н. Коршак О.М.

к.т.н., Чучмай С.М.

Методичні вказівки відповідно до програми навчального курсу по дисципліні «Конструкції з деревини й пластмас» для студентів спеціальності - "Промислове та цивільне будівництво". У методичних вказівках викладаються основні вимоги по виконанню курсового проекту й методики проектування одноповерхової однопрольотної будівлі із прикладом розрахунку тришарнірної рами й елементів конструкцій, що обгороджують.

Як засіб інженерних розрахунків тришарнірних рам пропонується система САПР «Шип», розроблена в ОДАБА проф. В.В. Стояновим, що дозволяє автоматизувати процес підбора перетинів і конструювання вузлових з'єднань, виконати перевірку міцності нормальних перетинів і стійкості плоскої форми деформування.

Методичні вказівки складені на основі СНиП II-25-80 "Дерев'яні конструкції, норми проектування," ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» і інших діючих на Україні нормативних документів.

Рецензент: к.т.н., доцент КОСТЮК А.И.

Відповідальний за випуск зав. кафедрою металевих, дерев'яних і пластмасових
конструкцій ОГАСА д.т.н., проф. СТОЯНОВ В.В.

ЗМІСТ

Введення	3
Проектування одноповерхових однопрольотних будівель різного призначення з деревини і пластмас	4
Конструктивна схема будівлі.....	7
Розрахунок клеєфанерної плити покриття.....	9
Конструювання й розрахунок тришарнірної рами з прямолінійних елементів.....	23
Конструювання опорного вузла	23
Конструювання гребеневого вузла.....	25
Література.....	32
Додаток	33

Формат 60 х 84/8
Обсяг 5,0 п.л. Замовлення 04-181. Тираж 100 экз.
Друкарня ОГАСА

ВВЕДЕННЯ

Курс «Конструкції з дерева й пластмас» поряд з курсами «Залізобетонні й кам'яні конструкції» і «Металеві конструкції», є одним із профільюючих курсів при підготовці сучасного інженера-будівельника й передбачає отримання майбутніми фахівцями певних навичок конструювання й розрахунку сучасних конструкцій. Однією з форм закріплення знань, одержуваних студентами на лекціях по даній дисципліні, є виконання курсового проекту, у якому студент повинен показати не тільки знання основних положень інженерної спеціальності, але й уміння запроектувати конкретну конструкцію для заданих умов експлуатації, використовуючи при цьому нормативні документи й сучасну довідкову літературу.

Курсовий проект студент виконує за індивідуальним завданням, у якому зазначене призначення проекрованої будівлі, його основні розміри, перелік несучих конструкцій, конструкцій стінового огородження та покрівлі, район будівництва й ін.

Проект містить у собі пояснювальну записку обсягом 15-20 сторінок і один аркуш креслень формату А-1.

Методичні вказівки містять перелік основних етапів виконання курсового проекту й пояснення до них, що супроводжуються прикладами розрахунку й конструювання. Виконуючи цей проект, студент повинен користуватися нормативними документами, підручниками й довідниками, наведеними в списку рекомендованої літератури.

Курсовий проект складається з наступних етапів:

Перший етап - складання конструктивної схеми каркаса будівлі, вирішення схеми й розташування в плані основних несучих конструкцій, вибір типу й розміщення зв'язків жорсткості, рішення схем поздовжнього й торцевого каркасів, проектування й розрахунок конструкцій, що обгороджують, покриття і їхніх кріплень на несучих конструкціях.

Другий етап - розрахунок і конструювання несучих конструкцій і вузлів будівлі.

Третій етап - розробка робочих креслень запроектованих конструкцій.

ПРОЕКТУВАННЯ ОДНОПОВЕРХОВИХ ОДНОПРОЛЬОТНИХ БУДИНКІВ РІЗНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ З ДЕРЕВИНИ Й ПЛАСТМАС

В одноповерхових однопрольотних будівель виробничого й цивільного призначень широко застосовують дерев'яні рами. Найбільш поширені рами заводського виготовлення із клеєної деревини.

У методичних вказівках розглядається проектування й розрахунок тришарнірної рами, що виготовляється із двох напіврам.

Тришарнірні рами рекомендується застосовувати для будинків невеликої висоти $H = (4...6 \text{ м})$, прольотом $12...30 \text{ м}$, і із кроком рам $B = 3...6 \text{ м}$. Рами більших прольотів і висот широкого поширення не одержали у зв'язку з виникненням значних згинальних моментів у карнизних вузлах і труднощами їхнього виготовлення. З'єднують напіврами у гребеневих вузлах за допомогою найпростіших шарнірів, що вирішують у вигляді лобових упорів. Розпір рам сприймається фундаментами. Тришарнірні рами (див. рис.1) виконують як правило, із клеєної деревини, прямокутного, переважно змінного по довжині стійок і ригелів, поперечного перетину. Ухил внутрішньої крайки щодо зовнішньої приймають не більше 15%.

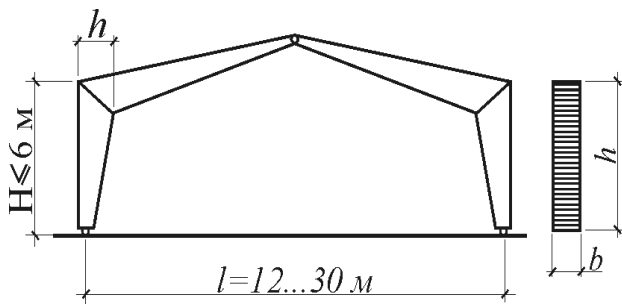


Рис.1. Загальна схема рами.

З'єднують стійки й ригелі в карнизному вузлі різними способами залежно від умов виготовлення рам. Найбільше широко поширене з'єднання по бісектрисі карнизного вузла за допомогою клеєного зубчастого стику (див. рис.2), який отримують фрезеруванням готових елементів стійок і ригелів і з наступним склеюванням їх у заводських умовах. Спочатку виготовляють

прямолінійні клеєні елементи стійок і ригелів у вигляді балок з дощок товщиною 33 мм із наступним розпилюванням їх по діагоналі для одержання двох елементів змінного по довжині перетину. Рекомендується висоту ригеля в гребені приймати не більше 0,3, а стійки в опорному вузлі - не менш 0,4 найбільшої висоти їх у гребеневому вузлі.

Статичний розрахунок рам виконують за загальними правилами будівельної механіки при завантаженні їх найбільш не вигідним сполученням навантажень: постійна й снігова на всьому прольоті; постійна на всьому прольоті й снігова на половині прольоту; вітрова, у сполученні з перерахованими вище навантаженнями при висоті стійок рам більше 4 м. При меншій висоті вітрове навантаження можна не враховувати. У загальному випадку при розрахунку рам визначають опорні реакції для кожного виду навантаження, розбивають раму по довжині на ряд перетинів і знаходять їхні координати, а потім зусилля:

$$M_n = M_0 - H y_n; \quad N_n = Q_0 \sin \varphi_n + H \cos \varphi_n; \quad Q_n = Q_0 \cos \varphi_n - H \sin \varphi_n;$$

де M_0 , Q_0 – відповідно згинальний момент і поперечна сила на відстані x_n від лівої опори, обумовлені як для балки на двох опорах прольотом l ; H – розпір рами; φ_n – кут нахилу дотичній у крапці n до горизонту (див. рис. 4)

Для тришарнірної рами відповідно до розрахункової схеми (див. рис.1) при висоті поперечного перетину ригеля й стійки відповідно 0,3 і 0,4 висоти в карнизному вузлі визначають розрахункові зусилля й перевіряють нормальні напруження тільки в карнизному вузлі.

При конструктивному розрахунку рам із прямолінійних елементів розміри поперечних перетинів ригелів і стійок приймають відповідно до завдання. Визначаються геометричні характеристики розглянутих перетинів і перевіряють міцність і стійкість рами в її площині в перетині А-Б (по бісектрисі) при розрахунковому сполученні навантажень по формулах (див. рис. 2).

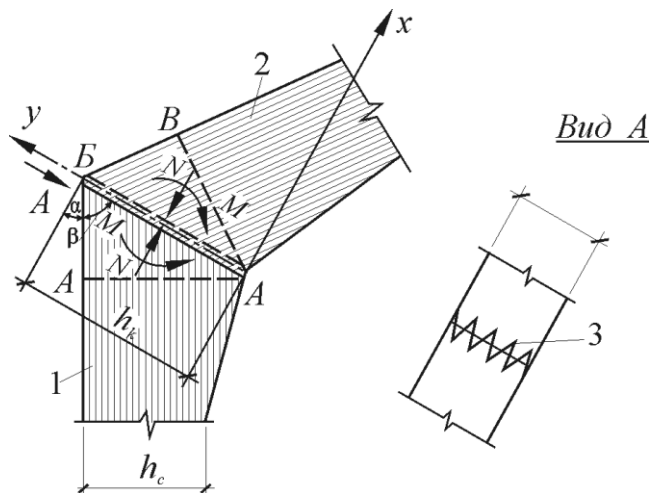


Рис.2. Карнизний вузол тришарнірної рами: 1-стійка; 2-ригель; 3-зубчастий стик

а) для стиснутої зони уздовж осі x під кутом α до волокон:

$$\sigma_{x_c} = \frac{N}{F_{розр.}} + \frac{M_D}{k_1 W_{розр.}} \leq R_{сма};$$

б) для розтягнутої зони уздовж осі x під кутом α до волокон:

$$\sigma_{x_p} = -\frac{N}{F_{розр.}} + \frac{M_D}{k_2 W_{розр.}} \leq R_{зс\alpha};$$

в) для стиску уздовж осі y під кутом $\beta = 90^\circ - \alpha$:

$$\sigma_{y_c} = \frac{M_D}{k_3 W_{розр.}} \leq R_{зм\beta}$$

де $F_{розр.}$ і $W_{розр.}$ – розрахункові площа й момент опору бісектрисного перетину;

M_D – згинальний момент від дії поперечних і поздовжніх навантажень, обумовлений з розрахунку за деформованою схемою:

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

ξ - коефіцієнт враховуючий додатковий момент від поздовжньої сили при деформації елемента,

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi k_{жн} R_C F_{розр.}}, \quad 1 > \xi > 0, \quad \lambda = \frac{l_0}{r},$$

де λ - гнучкість елемента розрахункової довжини напіврами, вимірюваної по осьовій лінії, l_0 – розрахункова довжина напіврами по осьовій лінії; r – радіус інерції поперечного перетину рами по бісектрисі, $r = 0,289h_k$, $R_{зм\alpha}$; $R_{зм\beta}$; $R_{зс}$ – відповідно розрахункові опори деревини зминанню (під кутами α і β до волокон) і згину.

КОНСТРУКТИВНА СХЕМА БУДІВЛІ

Несучі поперечники споруди приймаємо у вигляді тришарнірних клеєних рам, крок яких відповідно до завдання $B = 4 \dots 6$ м. Крок крайніх рам скорочений на 0,5 м для можливості влаштування карнизів у торцях будинку з використанням однотипних плит покриття. Просторова жорсткість будинку забезпечується системою зв'язків (рис.3): вертикальними зв'язками, установленими в площині стійок рам; зв'язувальними фермами, розміщеними між карнизними вузлами рам; зв'язками в площині ригелів рам.

Конструкції, що обгороджують, приймаємо у вигляді утеплених клеєфанерних плит покриття й стінових панелей з азбестоцементними обшивками.

Фанерні плити покриття складаються з каркаса й полиць (обшивок). Поздовжні й поперечні несучі ребра каркаса виконують із цільних дощок товщиною 36 або 46 мм. Для обшивок застосовують водостійку будівельну фанеру марки ФБФ. Товщина нижньої обшивки повинна бути не менш 6 мм, верхньої 8 мм. З'єднують обшивки з ребрами водостійкими синтетичними клеями. Напрямок волокон зовнішніх шпонів фанери як у верхньої, так і в нижньої обшивці плити повинен бути поздовжнім для забезпечення стикування листів фанери "на вус" і для кращого використання міцності фанери. В утеплених плитах з обшивками з фанери рекомендується використати утеплювач із неспалюваних або важкоспалюваних матеріалів (плити мінераловатні на синтетичному зв'язуванні, зі скляного штапельного волокна) з об'ємною масою $\gamma_y = 100 \dots 300$ кг/м³ або пінопласт марки ФР-1 з об'ємною масою $\gamma_y = 50 \dots 100$ кг/м³. Товщина утеплювача δ_y повинна визначатися теплофізичним розрахунком. Для курсового проекту вона приймається конструктивно 5-10 см, залежно від району будівництва. За для запобігання зсуву при транспортуванні й монтажі м'який утеплювач закріплюють дерев'яними брусками з поперечним перетином 25×25 мм, які з'єднують з каркасом цвяхами. Пароізоляція застосовується з рулонних матеріалів. Поздовжні дерев'яні ребра виготовляють із деревини хвойних порід, що задовольняють вимогам не нижче другого сорту й ставлять їх на відстані не більше 500 мм. Розміри поздовжніх ребер призначають із розрахунку. Конструкція плити покриття показана на рис. 5. Плити покриття кріпляться до ригелів рам за допомогою металевих кутиків на шурупах. Після ущільнення стиків по верхньої обшивці настиляють шар рулонного матеріалу на мастиці. Розрахунок утепленої клеєфанерної плити покриття наведений нижче.

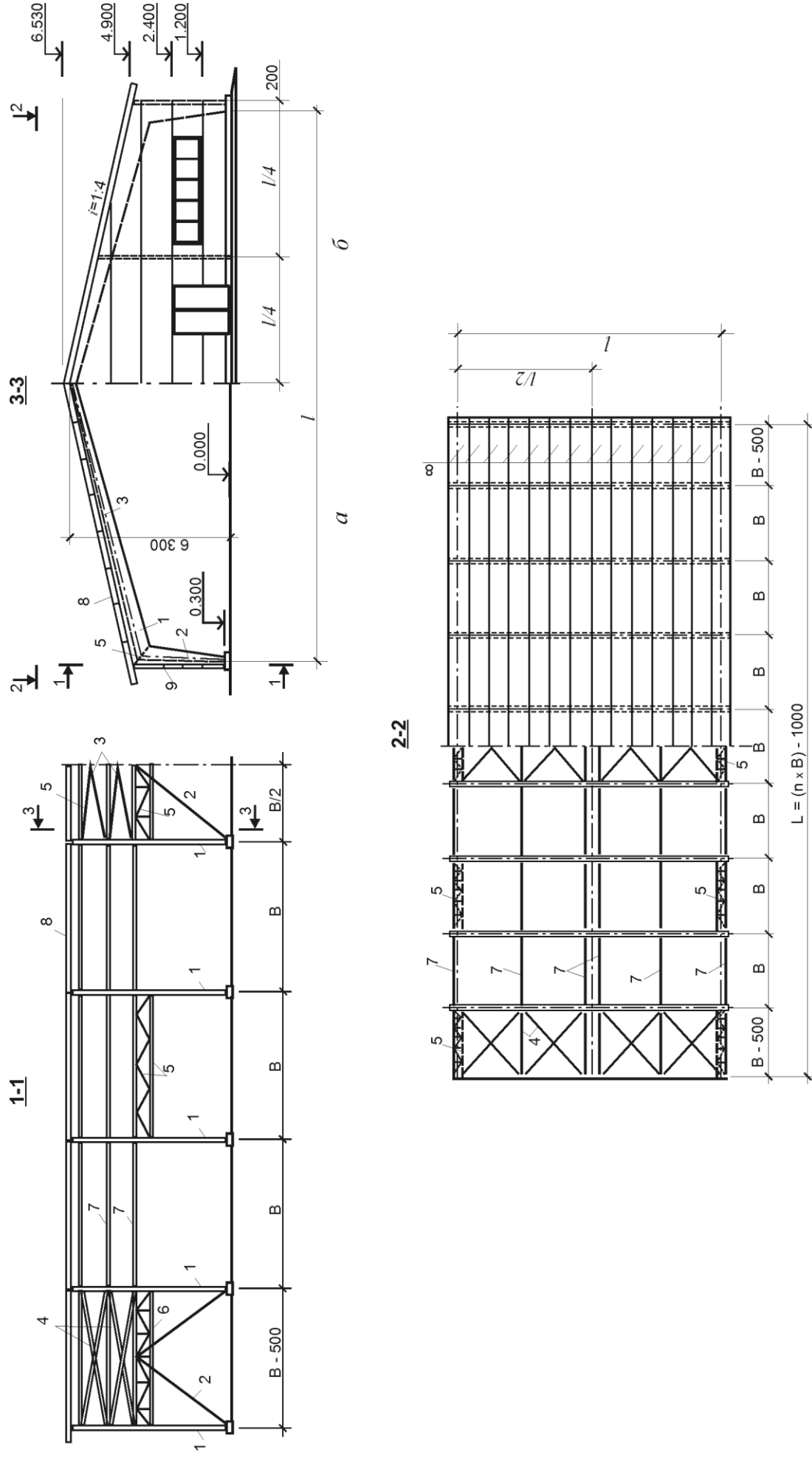


Рис.3. Просторова схема споруди: *a* – поперечний розріз; *б*- торцевий фасад; *в*- плита покриття; 1- рами; 2- вертикальні зв'язки між стойками рам; 4- вітрова ферма; 5, 6- карнизні зв'язувальні ферми; 7- розпірки; 8- плити покриття; 9- стінові панелі;

РОЗРАХУНОК КЛЕСЬФАНЕРНОЇ ПЛИТИ ПОКРИТТЯ

Для прийнятого за завданням ригеля рами необхідно попередньо обчислити довжину одного схилу верхнього поясу при ухилі покрівлі 1:4.

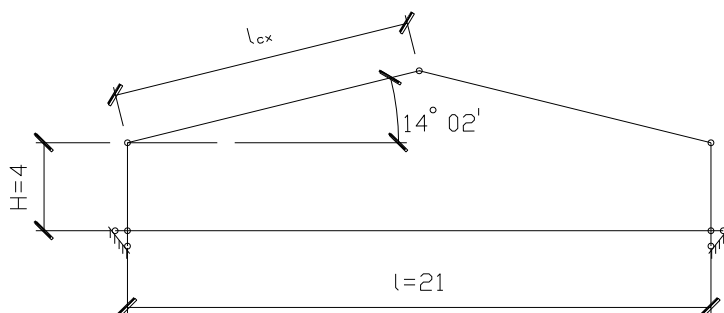


Рис.4. Розрахункова схема тришарнірної рами

$$l_{cx} = \frac{l/2}{\cos \alpha} = \frac{10,5}{\cos 14^{\circ}02'} = 10,82 \text{ м} \quad \alpha = \arctg \frac{1}{4} = 14^{\circ}02';$$

Визначається ширина плити покриття виходячи з максимальної ширини фанерних листів (1500 мм.). Необхідна кількість плит: $n = \frac{l_{cx}}{b_{\max}} = \frac{10820}{1500} = 7,21 \approx 8 \text{ шт.};$

$$\text{Номінальна ширина плити: } b_{\text{ном}} = \frac{l_{cx} + b_{\text{ст.п.}}}{n} = \frac{10820 + 120}{8} = 1367 \text{ мм.};$$

де $b_{\text{ст.п.}} = 120$ мм – ширина стінової панелі;

Фактична ширина плити з урахуванням допуску на стики $\Delta_b = 10 \dots 50$ мм:

$$b_{\text{ф}} = b_{\text{ном}} - \Delta_b = 1367 - 17 = 1350 \text{ мм.};$$

Конструювання поперечного перетину плити:

Приймаємо стиснуту фанерну обшивку товщиною $\delta_{\text{фс}} = 0,8$ см;

Приймаємо розтягнуту фанерну обшивку товщиною $\delta_{\text{фр}} = 0,6$ см; (міцність фанери на розтяг вища від міцності на стиск).

Необхідна висота поперечного перетину плити h_n'' при $l_n = B = 5$ м.

$$h_n'' = \left(\frac{1}{32} \right) \cdot l_n = \frac{1}{32} \cdot 5 = 0,156 \text{ м.};$$

По рекомендованому сортаменту (табл. 1 додатку) пиломатеріалів приймаємо поздовжні ребра поперечним перетином 50×175 мм, після обробки одержуємо чисті заготовки перетином 46×169 мм.

Поперечні ребра приймаємо такої ж товщини, що і поздовжні й висотою на один номер сортаменту (на 25 мм) менше, ніж поздовжні – 50×150 мм, після обробки – 46×144 мм для забезпечення наскрізного продуху по довжині плити для її вентилявання. Після встановлення всіх розмірів поперечного перетину, необхідно вирішити плиту в плані (рис.5).

КЛЕЄФАНЕРНА ПЛИТА ПОКРИТТЯ

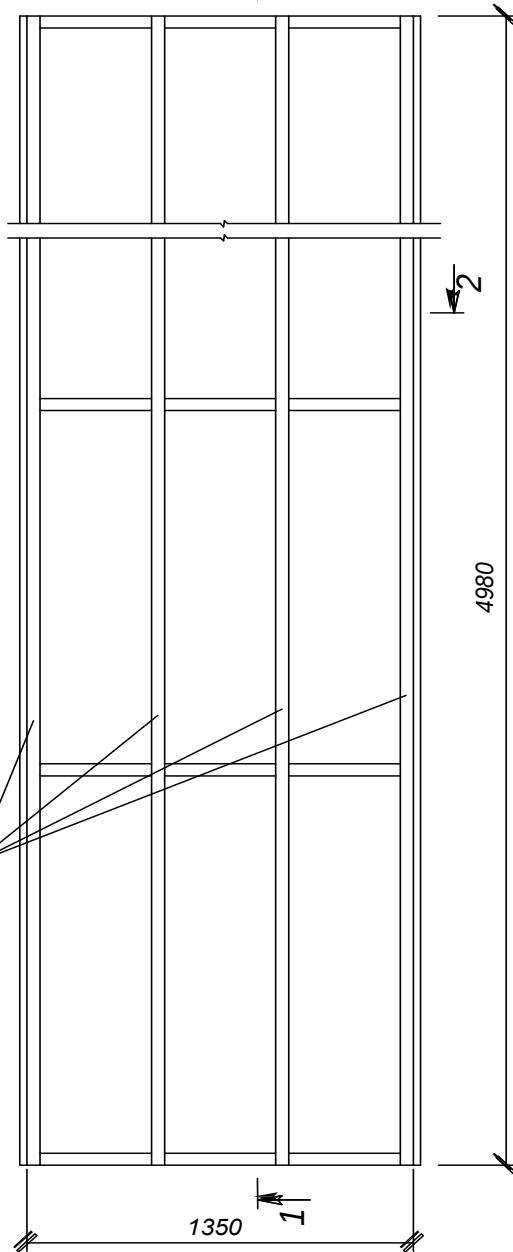
М 1:25

повздовжні ребра

2

2-2

шар рубероїда (після монтажу плити)
зв'язуюча фанерна обшивка
утеплювач мінеральна
порошкова
внутрішня фанерна обшивка



1

брусок 25х25 мм

мінеральна

тришарова рулонна
покрівля

плита покриття

кутик 100х70х70 мм
рігелі рами
шуруп О 5/50 мм
глухарі О 6/50 мм

мінераловатні плити

1-1

фанерна обшивка

δ = 8 мм

повздовжні ребра

8

169

183

δ

фанерна обшивка

δ = 6 мм

46

1187

4980

Рис.5. Конструкція клеєфанерної плити покриття: а – план и пререрізи плити; б – стик поперек схилу рами й кріплення плити до несучих конструкцій за допомогою сталевих деталей; 1- повздовжні ребра з дошок; 2- поперечні ребра; 3-притискні бруски з поперечним перетином 25х25 мм

Перевіряємо стиснуту обшивку на місцевий згин зосередженою силою $P=1,2$ кН (вага робітника з інструментом). Розглядаємо плиту як балку шириною 1м.

Момент від дії зосередженої сили:

$$M_1 = \frac{P \cdot (a + b_p)}{8} = \frac{1,2 \cdot (38,8 + 4,6)}{8} = 6,51 \text{ кНсм};$$

$$\text{Момент опору: } W_1 = \frac{b \cdot \delta_{fc}^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,67 \text{ см}^3;$$

Напруження в стиснутої обшивці:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_1} = \frac{6,514}{10,67} = 0,61 \text{ кН / см}^2 \leq R_{фм90} \cdot m_H = 0,65 \cdot 1,2 = 0,78 \text{ кН / см}^2;$$

де m_H – коефіцієнт, що враховує дію монтажного навантаження.

$R_{ф.зг} = 0,65$ МПа – розрахунковий опір фанери при згині поперек волокон зовнішніх шарів, для семишарової фанери

Збір навантажень на плиту покриття:

Вид навантаження	Характеристичне (нормативне) навантаження, кН/м	γ_f	Розрахункове навантаження кН/м
1. 3-шарова рулонна покрівля: $0,12 \cdot b_\phi = 0,12 \cdot 1,35$	0,162	1,2	0,194
2. Фанерні обшивки: $(\delta_{fc} + \delta_{fp}) \cdot b_\phi \cdot \rho_\phi = (0,008 + 0,006) \cdot 1,35 \cdot 7$	0,132	1,1	0,145
3. Повздовжні ребра: $h_p \cdot b_p \cdot n \cdot \rho_\phi = 0,169 \cdot 0,046 \cdot 4 \cdot 5$	0,155	1,1	0,171
4. Поперечні ребра: $\frac{h_{пп} \cdot b_p \cdot a \cdot n \cdot \rho_d}{l_n} = \frac{0,144 \cdot 0,046 \cdot 0,388 \cdot 15 \cdot 5}{4,98}$	0,040	1,1	0,044
5. Утеплювач: $\frac{a \cdot l_{пп} \cdot t_y \cdot n \cdot \rho_y}{l_n} = \frac{0,388 \cdot 1,187 \cdot 0,1 \cdot 12 \cdot 1,25}{4,98}$	0,145	1,2	0,174
6. Притискні бруски перетином 25×25 мм: $0,05 \cdot b_\phi = 0,05 \cdot 1,35$	0,07	1,1	0,077
7. Плівкова пароізоляція: $0,01 \cdot b_\phi = 0,01 \cdot 1,35$	0,014	1,1	0,015
Усього постійне навантаження: Тимчасове навантаження:	$g^H = 0,718$		$g^P = 0,82$
Снігове м. Чернігів - $S_0 = 1,72$ кН/м ² (табл. 5 дод.) $S_m = \gamma_{fm} S_0 C$; ($C=1$) ; $P^H = S_0 \cdot b_\phi$	$p^H = 2,32$	1,14	$p^P = 2,64$
$\gamma_{fm} = 1,14$ при $T = 100$ років (табл. 8 додатка) Повне навантаження:	$q^n = 3,04$		$q^P = 3,46$

Максимальні згинальний момент і поперечна сила:

$$M = \frac{q^P \cdot l_n^2}{8} = \frac{3,46 \cdot 4,98^2}{8} = 10,7 \text{ кНм}; \quad Q = \frac{q^P \cdot l_n}{2} = \frac{3,46 \cdot 4,98}{2} = 8,6 \text{ кН};$$

Геометричні характеристики поперечного перетину плити:

З урахуванням того що, поперечний перетин плити складається з різних за фізико-механічними властивостями матеріалів – фанери і деревини – дійсний коробчастий переріз плити замінюємо еквівалентним розрахунковим двотавровим перерізом повністю із фанери – виконуємо так зване «приведення» геометричних характеристик до матеріала, який в реальній плиті знаходиться в більш напруженому стані (фанерні обшивки).

Приведена розрахункова ширина поперечного перетину панелі:

$$b_{\text{прив}} = 0,9 \cdot b_{\phi} = 0,9 \cdot 1,35 = 1,215 \text{ м}$$

Приведена площа поперечного перетину:

$$F_{\text{прив}} = \delta_{\text{фс}} \cdot b_{\text{прив}} + \delta_{\text{фр}} \cdot b_{\text{прив}} + b_p \cdot h_p \cdot n \frac{E_{\phi}}{E_{\phi}} = 0,8 \cdot 121,5 + 0,6 \cdot 121,5 + 4,6 \cdot 16,9 \cdot 4 \cdot \frac{10000}{9000} = 515,6 \text{ см}^2;$$

де: $E_{\phi} = 9000$ МПа та $E_{\phi} = 10000$ МПа - модулі пружності фанери й деревини відповідно.

Статичний момент щодо розтягнутої крайки перетину:

$$S_{\text{прив}} = \delta_{\text{фс}} \cdot b_{\text{прив}} \left(h_n - \frac{\delta_{\text{фс}}}{2} \right) + \delta_{\text{фр}} \cdot b_{\text{прив}} \frac{\delta_{\text{фр}}}{2} + b_p \cdot h_p \cdot n \left(\frac{h_p}{2} + \delta_{\text{фр}} \right) \frac{E_{\phi}}{E_{\phi}} =$$
$$= 0,8 \cdot 121,5 \left(18,3 - \frac{0,8}{2} \right) + 0,6 \cdot 121,5 \frac{0,6}{2} + 4,6 \cdot 16,9 \cdot 4 \cdot \left(\frac{16,9}{2} + 0,6 \right) \frac{10000}{9000} = 4888,6 \text{ см}^3;$$

Відстань від розтягнутої крайки плити до нейтральної лінії:

$$y_p = \frac{S_{\text{прив}}}{F_{\text{прив}}} = \frac{4888,6}{515,6} \approx 9,5 \text{ см}; \quad y_c = h_n - y_p = 18,3 - 9,5 = 8,8 \text{ см};$$

Визначення приведенного моменту інерції щодо нейтральної лінії перетину:

$$J_{\text{прив}} = \frac{b_{\text{прив}} \cdot \delta_{\text{фс}}^3}{12} + \delta_{\text{фс}} \cdot b_{\text{прив}} \left(y_c - \frac{\delta_{\text{фс}}}{2} \right)^2 + \left[\frac{b_{\text{прив}} \cdot \delta_{\text{фр}}^3}{12} + \delta_{\text{фр}} \cdot b_{\text{прив}} \left(y_p - \frac{\delta_{\text{фр}}}{2} \right)^2 \right] +$$
$$+ n \cdot \left[\frac{b_p \cdot h_p^3}{12} + b_p \cdot h_p \left(y_p - \frac{h_p}{2} - \delta_{\text{фр}} \right) \frac{E_{\phi}}{E_{\phi}} \right] = \frac{121,5 \cdot 0,8^3}{12} + 0,8 \cdot 121,5 \left(8,8 - \frac{0,8}{2} \right)^2 +$$
$$+ \left[\frac{121,5 \cdot 0,6^3}{12} + 121,5 \cdot 0,6 \left(9,5 - \frac{0,6}{2} \right)^2 \right] + 4 \cdot \left[\frac{4,6 \cdot 16,9^3}{12} + 4,6 \cdot 16,9 \cdot \left(9,5 - \frac{16,9}{2} - 0,6 \right) \frac{10000}{9000} \right] =$$
$$= 20507 \text{ см}^4;$$

Приведені моменти опору:

$$W_{\text{прив}}^p = \frac{J_{\text{прив}}}{y_p} = \frac{20507}{9,8} = 2158 \text{ см}^3; \quad W_{\text{прив}}^c = \frac{J_{\text{прив}}}{y_c} = \frac{28556,8}{10,05} = 2330 \text{ см}^3;$$

Перевіряємо міцність розтягнутої обшивки:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{\text{прив}}^p} = \frac{1070}{2158} = 0,49 \text{ кН / см}^2 \leq R_{\text{фр}} \cdot m_{\phi} = 1,4 \cdot 0,6 = 0,84 \text{ кН / см}^2;$$

$m_{\phi} = 0,6$ – коефіцієнт, що враховує послаблення в стиках обшивки по довжині плити;

Перевіряємо стійкість стиснутої обшивки:

$$\text{при } \frac{a}{\delta_{\phi c}} \geq 50; \phi_f = \frac{1250}{\left(\frac{a}{\delta_{\phi c}}\right)^2}; \quad \frac{a}{\delta_{\phi c}} = \frac{38,8}{0,8} = 48,5 < 50; \quad \phi_f = 1 - \frac{\left(\frac{a}{\delta}\right)^2}{5000} = 1 - \frac{48,5^2}{5000} = 0,528;$$

$$\sigma_{\phi p} = \frac{M}{\phi_f \cdot W_{\text{прив}}^c} = \frac{1070}{0,528 \cdot 2330} = 0,83 \text{ кН / см}^2 \leq R_{\phi c} = 1,2 \text{ кН / см}^2;$$

Визначаємо статичний момент стиснутої обшивки відносно центра ваги перетину:

$$S_{\text{прив}}' = \delta_{\phi c} \cdot b_{\text{прив}} \left(y_c - \frac{\delta_{\phi c}}{2} \right) = 0,8 \cdot 121,5 \left(10,05 - \frac{0,8}{2} \right) = 816,5 \text{ см}^3;$$

Перевіряємо напруження сколювання, по клейовому шару фанери в межах ширини поздовжніх ребер.

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{прив}}'}{J_{\text{прив}} \cdot n \cdot b_p} = \frac{8,6 \cdot 816,5}{20507 \cdot 4 \cdot 4,6} = 0,018 \text{ кН / см}^2 \leq R_{\phi, \text{зр}} = 0,08 \text{ кН / см}^2;$$

Розрахунок по другій групі граничних станів.

Розрахунок по другій групі граничних станів виконуємо на дію характеристичних (нормальних) навантажень.

Визначаємо прогин плити в середині прольоту:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l_n^4}{E_{\phi} \cdot J_{\text{прив}}} \cdot K_{\text{mp}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0304 \cdot 498^4}{900 \cdot 20507} \cdot 1,4 = 1,84 \text{ см};$$

$K_{\text{mp}} = 1,4$ – коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження;

Визначаємо відносний прогин:

$$\frac{f}{l_n} = \frac{1,84}{498} = \frac{1}{270} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

КОНСТРУЮВАННЯ Й РОЗРАХУНОК ТРИШАРНІРНОЇ РАМИ

ІЗ ПРЯМОЛІНІЙНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Вихідні дані для проектування. Запроектувати виробничий будинок прольотом $l = 21$ м, висота стійки 4 м, крок рам $B = 5$ м. Температурно-вологі умови експлуатації А1, $m_{\phi} = 1$ (див. таб.2. додатка). Термін експлуатації будівлі $T_{ef} = 100$ років, коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_{fm} = 1,14$. Будівництво передбачається в м. Чернігів - характеристичне (нормативне) снігове навантаження $S_0 = 1,72 \text{ кН/м}^2$ (ДБН В.1.2-2:2006, Таблица 5 додатку). Вітрове навантаження при даній схемі рами й висоті стійки $H \leq 4$ м не враховується, тому що розвантажує раму. Матеріал конструкції: дошки соснові другого сорту товщиною 40 мм, вологістю до 15%, сталь листова, кругла й профільна марки ВСТЗкп2.

Вибір конструктивної схеми.

Ухил ригеля приймаємо відповідно до завдання 1:4

Поперечний переріз рами прямокутний з постійної ширини b і змінної висоти h . Висота

поперечного перетину стійки та ригеля в карнизі: $h = h_2 = h_4 = \frac{l}{15} = \frac{21}{15} = 1,4\text{ м} = 140\text{ см}$

Висота поперечного перетину рами по бісектрисі: $h_3 = h / \sin \frac{\varphi}{2}$; де $\varphi = 90^\circ + \alpha$,

при ухилі 1:4 $\alpha = \arctan 0,25 = 14^\circ 02'$, $\varphi = 90^\circ + \alpha = 90^\circ + 14^\circ 02' = 104^\circ 02'$;

$h_3 = h / \sin \frac{\varphi}{2} = 140 / \sin \frac{104^\circ 02'}{2} = 178\text{ см}$;

Висота перетину стійки на опорі $h_{cm} > 0,4h = 56\text{ см}$.

Висота перетину ригеля у гребені $h_p > 0,3h = 42\text{ см}$.

Ширина перетину призначається залежно від прольоту рами:

Проліт l , м	Ширина перетину b , мм
$l < 18$	175
$18 \leq l < 21$	200
$21 \leq l < 24$	225
$24 \leq l < 30$	250

Товщина дощок приймається по рекомендованому сортаменту:

Рекомендовані розміри b для клеєних конструкцій	
Ширина перетину b , мм	Товщина дошки δ , мм
175	19;22;32;40
200	22;25;32;40;
225	22;25;32;40;
250	25;32;40.

Приймаємо дошки перетином $225 \times 40\text{ мм}$ (табл. 1 додаток). Після обробки дошок по пластям (5 - 8 мм) і фрезерування крайок клеєного пакета (15 - 20 мм) одержуємо перетин чистих дощок $205 \times 33\text{ мм}$. Ригель і стійку компонуємо у вигляді прямокутних клеєних пакетів з подальшим розпилюванням пакета по діагоналі:

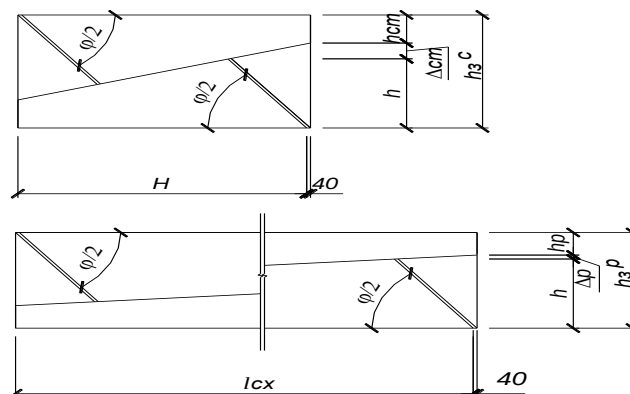


Рис.6. Схеми розпилювання пакетів для стійки й ригеля напіврами.

Допуск на утворення ухилу зубчастого стику стійки:

$$\Delta_{cm} = \frac{\frac{h}{tg \frac{\varphi}{2}} \times (h - h_{cm})}{H - \frac{h}{tg \frac{\varphi}{2}}} = \frac{\frac{140}{tg \frac{104^0 02'}{2}} \times (140 - 56)}{400 - \frac{140}{tg \frac{104^0 02'}{2}}} = 31,6 \text{ см};$$

Потрібна висота клеєного блоку h_3^c та кількість дошок n :

$$h_3^c = h + \Delta_{cm} + h_{cm} = 140 + 31,6 + 42 = 227,6 \text{ см}; \quad n = \frac{h_3^c}{\delta} = \frac{227,6}{3,3} = 69 \text{ шт};$$

Фактична висота клеєного блоку стійки h_3^c та уточнена висота опорного перетину h_{cm} :

$$h_3^c = n \times \delta = 69 \times 3,3 = 227,7 \text{ см}; \quad h = h_2 = h_4 = 140 \text{ см}, \quad h_{cm} = 56,1 \text{ см} > 56 \text{ см};$$

Довжина ригеля рами по вісі:

$$l_{риг.} = \frac{l/2}{\cos \alpha} = \frac{2100/2}{\cos 14^0 02'} = 1082 \text{ см}$$

Допуск на утворення ухилу зубчастого стику ригеля:

$$\Delta_{риг.} = \frac{\frac{h}{tg \frac{\varphi}{2}} \times (h - h_p)}{l_{риг.} - \frac{h}{tg \frac{\varphi}{2}}} = \frac{\frac{140}{tg \frac{104^0 02'}{2}} \times (140 - 42)}{1082 - \frac{140}{tg \frac{104^0 02'}{2}}} = 11 \text{ см};$$

Потрібна висота клеєного блоку h_3^p та кількість дошок n :

$$h_3^p = h + \Delta_p + h_p = 140 + 11 + 42 = 193 \text{ см}; \quad n = \frac{h_3^p}{\delta} = \frac{193}{3,3} = 58,5 \approx 59 \text{ шт};$$

Фактична висота клеєного блоку ригеля h_3^p та уточнена висота гребеневого перетину h_p :

$$h_3^p = n \times \delta = 59 \times 3,3 = 194,7 \text{ см} \quad h = h_2 = h_4 = 140 \text{ см}, \quad h_p = 43,7 > 42 \text{ см}$$

Статичний розрахунок.

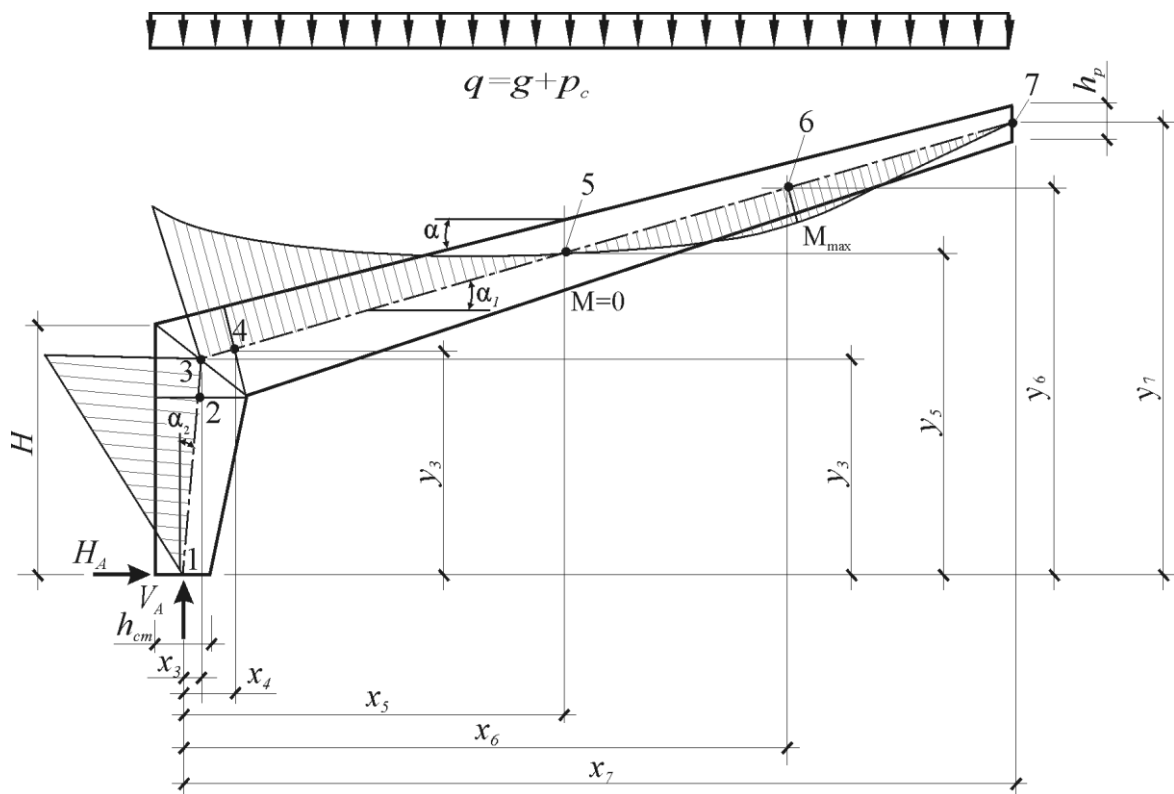


Рис.7. Розрахункова схема тришарнірної рами.

Визначаємо координати центрів характерних перетинів, приймаючи центр ваги опорного

перетину початком координат:

$$x_2 = \frac{h - h_{cm}}{2} = \frac{140 - 56,1}{2} = 41,95 \text{ см}; \quad y_2 = H - \frac{h}{\tan \frac{\varphi}{2}} = 400 - \frac{140}{\tan \frac{104^{\circ}02'}{2}} = 290,6 \text{ см};$$

$$x_3 = \frac{h_3 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}{2} - \frac{h_{cm}}{2} = \frac{178 \cdot \sin \frac{104^{\circ}02'}{2}}{2} - \frac{56,1}{2} = 42,1 \text{ см};$$

$$y_3 = H - \frac{h}{2 \tan \frac{\varphi}{2}} = 400 - \frac{140}{2 \tan \frac{104^{\circ}02'}{2}} = 345,3 \text{ см};$$

$$x_4 = \frac{(2h - h_{cm})}{2 \tan \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \alpha} = \frac{(2 \cdot 140 - 56,1)}{2 \tan \frac{104^{\circ}02'}{2} \cdot \cos 14^{\circ}2'} = 90,1 \text{ см};$$

$$y_4 = H - \frac{h}{2 \tan \frac{\varphi}{2}} + \frac{2h - (h_3 + h_{cm})}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} = 400 - \frac{140}{2 \tan \frac{104^{\circ}02'}{2}} + \frac{2 \cdot 140 - (178 + 56,1)}{2} \operatorname{ctg} \frac{104^{\circ}02'}{2} = 363,2 \text{ см};$$

$$x_7 = \frac{l}{2} - \frac{h_{cm}}{2} = \frac{2100}{2} - \frac{56,1}{2} = 1022 \text{ см}; \quad y_7 = H + \frac{x_7}{\operatorname{ctg} \alpha} - \frac{h_{pc}}{2} = 400 + \frac{1022}{\operatorname{ctg} 14^{\circ}2'} - \frac{43,7}{2} = 633 \text{ см}$$

$$\alpha_1 = \arctg \frac{y_7 - y_4}{x_7 - x_4} = \arctg \frac{633 - 363,2}{1022 - 90,1} = 16,1^{\circ}$$

$$\alpha_2 = \arctg \frac{(h - h_{cm}) \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}{2H \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} - h} = \arctg \frac{(140 - 56,1) \operatorname{tg} \frac{104^{\circ}02'}{2}}{2 \cdot 400 \cdot \operatorname{tg} \frac{104^{\circ}02'}{2} - 140} = 6,9^{\circ}$$

Довжина напіврами по осьовій лінії: $l_0 = l_1 + l_2$;

$$l_1 = \frac{y_3}{\cos \alpha_2} = \frac{345,3}{\cos 6,9^{\circ}} = 347 \text{ см}; \quad l_2 = \frac{x_7}{\cos \alpha_1} = \frac{1022}{\cos 16,1^{\circ}} = 1063 \text{ см}; \quad l_0 = 347 + 1063 = 1400 \text{ см}.$$

Збір навантажень на раму.

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1. Вага конструкції покрівлі, (див. розрахунок панелі покриття): $g_{II} = \frac{g_n}{b_\phi}$	$\frac{0,718}{1,35} = 0,53$	-	$\frac{0,82}{1,35} = 0,607$
2. Власна вага рами: $g_{B.B.} = \frac{g_K^H + p^H}{\frac{1000}{K_{B.B.} \cdot l} - 1}$	$\frac{0,541 + 1,72}{\frac{1000}{8 \cdot 21} - 1} = 0,89$	1,1	0,98
Разом постійне навантаження:	$g_n^H = 1,42$	-	$g_n^P = 1,59$
3. Тимчасове навантаження: Снігова м. Чернігів - $S_0 = 1,72 \text{ кН/м}^2$ (табл. 5 додатка), $S_m = \gamma_{fm} S_0 C$; ($C=1$), $\gamma_{fm} = 1,14$ при $T = 100$ років (табл. 6 додатка)	$p^H = 1,72$	1,14	$p^P = 1,96$
Усього повне навантаження:	$g^H = 3,14$	-	$g^P = 3,55$

Визначаємо розрахункові погонні навантаження на ригель рами:

Постійне: $g = g_n^p \cdot B = 1,59 \cdot 5 = 7,95 \text{ кН / м};$

Тимчасове: $p = p^p \cdot B = 1,96 \cdot 5 = 9,8 \text{ кН / м};$

Повне: $q = g + p = 7,95 + 9,8 = 17,75 \text{ кН / м}$

Опорні реакції:

$$V_A = V_B = \frac{ql}{2} = \frac{17,75 \cdot 21}{2} = 186,3 \text{ кН}$$

$$H_A = \frac{ql^2}{8f} = \frac{9,14 \cdot 20^2}{8 \cdot 6,39} = 153 \text{ кН}; f = y_7;$$

Згинаючі моменти в перерізах 2, 3, 4

$$M_2 = V_A \cdot x_2 - H_A \cdot y_2 - \frac{q \cdot x_2^2}{2} = 186,3 \cdot 41,95 - 153 \cdot 290,6 - \frac{0,1775 \cdot 41,95^2}{2} = -36802 \text{ кНсм}$$

$$M_3 = V_A \cdot x_3 - H_A \cdot y_3 - \frac{q \cdot x_3^2}{2} = 186,3 \cdot 42,1 - 153 \cdot 345,3 - \frac{0,1775 \cdot 42,1^2}{2} = -45144 \text{ кНсм}$$

$$M_4 = V_A \cdot x_4 - H_A \cdot y_4 - \frac{q \cdot x_4^2}{2} = 91,4 \cdot 90,1 - 86,5 \cdot 363,2 - \frac{0,1775 \cdot 90,1^2}{2} = -39504 \text{ кНсм}$$

Нормальні й поперечні зусилля: $N_1 = N_2 = V_A$

$$N_3 = (V_A - qx_3) \sin \frac{\varphi}{2} + H_A \cos \frac{\varphi}{2} = (186,3 - 17,75 \cdot 0,421) \sin 52^\circ 01' + 153 \cos 52^\circ 01' = 235 \text{ кН}$$

$$N_4 = (V_A - qx_4) \sin \alpha_1 + H_A \cos \alpha_1 = (186,3 - 17,75 \cdot 0,901) \sin 16,1^\circ + 153 \cos 16,1^\circ = 194 \text{ кН}$$

Перевіряємо максимальні напруження у бісектрисному перерізі 3:

а) для стиснутої зони вздовж осі x під кутом до волокон β_1 ;

$$\beta_1 = 90^\circ - \frac{\varphi}{2} = 90^\circ - 52^\circ 01' = 37^\circ 59'$$

Знаходимо напруження від сумісної дії повздовжньої сили та згинаючого моменту з урахуванням роботи конструкції по деформованій схемі та порівнюємо з розрахунковим опором деревини зім'яттю під кутом до волокон:

$$\sigma_{xc} = \frac{N_3}{F_{розр}} + \frac{M_D}{k_1 \cdot W_{розр.}} \leq R_{зм} \beta_1;$$

де k_1 – визначається за графіком, див. рис. 1 додаток, $M_D = \frac{M_3}{\xi}$;

коефіцієнт ξ , що враховує виникнення додаткового згинаючого моменту при роботі конструкції по деформованій схемі:

$$\xi = 1 - \frac{N_3}{\varphi k_{ЖН} R_c F_{розр}} = 1 - \frac{235}{0,94 \cdot 0,779 \cdot 1,20 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 5 \cdot 178} = 0,93;$$

гнучкість λ та відповідний коефіцієнт повздовжнього згину φ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{1400}{0,289 \cdot 178} = 27,2 \leq 70; \quad \varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{27,2}{100} \right)^2 = 0,94; \quad \lambda > 70, \rightarrow \varphi = \frac{3000}{\lambda^2};$$

Розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон з урахуванням коефіцієнтів:

$$R_c = R_c \cdot m_o \cdot m_B = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 = 1,20 \text{ кН/см}^2;$$

m_o – коефіцієнт, що враховує висоту поперечного перетину при дії згинаючого моменту, див. таблицю 3. додатка методичних вказівок. $m_o = 0,8$; *при* $h_3 \geq 120$;

m_B – коефіцієнт, що враховує температурно-вологісний режим експлуатації див. таблицю 2. додатка.

коефіцієнт, що враховує змінність висоти поперечного перетину:

$$k_{KN} = 0,66 + 0,34\beta = 0,66 + 0,34 \cdot 0,33 = 0,779$$

β – враховує зменшення висоти перетину по довжині ригеля, визначається згідно таблиці 1 додатка СНіП II-25-80:

$$\beta_2 = \frac{h_p}{h} = \frac{43,7}{140} = 0,31; \quad \beta_1 = \frac{h_{CT}}{h} = \frac{56,1}{140} = 0,40;$$

$$\beta = \frac{\beta_1 l_1 + \beta_2 l_2}{l_0} = \frac{0,40 \cdot 347 + 0,31 \cdot 1063}{1400} = 0,33;$$

Геометричні характеристики - площа та момент опору бісектрисного перетину:

$$F_{розр} = b \cdot h_3; \quad W_{розр} = \frac{b \cdot h_3^2}{6};$$

Розрахунковий опір деревини зім'яттю під кутом β_1 до волокон:

$$R_{3M\beta_1} = \frac{R_c}{1 + \left(\frac{R_3}{R_{3M90}} - 1 \right) \sin^3 \beta_1} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \sin^3 37^\circ 59'} = 7,76 \text{ МПа} = 0,776 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{xc} = \frac{N_3}{F_{розр}} + \frac{M_D}{k_1 \cdot W_{розр.}} = \frac{235}{20,5 \cdot 178} + \frac{45144 \cdot 6}{0,7 \cdot 0,93 \cdot 20,5 \cdot 178^2} = 0,7 \text{ кН/см}^2 \leq R_{3M\beta_1} = 0,776 \text{ кН/см}^2;$$

б) Для розтягнутої зони вздовж осі x під кутом до волокон β_1 :

Максимальні напруження в розтягнутій зоні перетину:

$$\sigma_{xp} = -\frac{N_3}{F_{розр}} + \frac{M_D}{k_2 \cdot W_{розр}} \leq R_{32} m_\alpha;$$

де k_2 , m_α – визначається за графіком, див. рис. 1, додаток ,

Розрахунковий опір деревини повздовжньому згину волокон з урахуванням коефіцієнтів:

$$R_{32} = R_{32} \cdot m_B = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{xp} &= -\frac{N_3}{F_{розр}} + \frac{M_D}{k_2 \cdot W_{розр}} = -\frac{235}{20,5 \cdot 178} + \frac{45144 \cdot 6}{1,15 \cdot 0,93 \cdot 20,5 \cdot 178^2} = \\ &= 0,326 \text{ кН/см}^2 \leq R_{32} m_\alpha = 1,5 \cdot 0,26 = 0,39 \text{ кН/см}^2; \end{aligned}$$

в) Для стиснутої зони вздовж осі y під кутом до волокон $\varphi/2$:

Максимальні напруження в стиснутій зоні перетину:

$$\sigma_{yC} = \frac{M_D}{k_3 \cdot W_{розр}} = \frac{45144 \cdot 6}{3,8 \cdot 0,93 \cdot 20,5 \cdot 178^2} = 0,12 \text{ кН/см}^2 \leq R_{зм} \frac{\varphi}{2} = 0,533 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{зм \frac{\varphi}{2}} = \frac{R_{зм}}{1 + \left(\frac{R_{зм}}{R_{зм90}} - 1 \right) \sin^3 \beta_1} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \sin^3 52^\circ} = 5,06 \text{ МПа} = 0,506 \text{ кН/см}^2;$$

Перевіряємо міцність по нормальних напруженнях у **перерізі 4**:

$$\sigma_{xC} = \frac{N_4}{F_{розр}} + \frac{M_D}{W_{розр}} = \frac{194}{20,5 \cdot 140} + \frac{39501 \cdot 6}{0,93 \cdot 20,5 \cdot 140^2} = 0,72 \text{ кН/см}^2 \leq R_c = 1,20 \text{ кН/см}^2;$$

$$m_\phi = 0,8; \text{ при } h_4 = 140; \quad F_{розр} = b \cdot h_4; \quad W_{розр} = \frac{b \cdot h_4^2}{6}; \quad M_D = \frac{M_4}{\xi};$$

$$\xi = 1 - \frac{N_4}{\varphi k_{ЖН} R_c F_{розр}} = 1 - \frac{106}{0,84 \cdot 0,779 \cdot 1,20 \cdot 20,5 \cdot 100} = 0,93;$$

$k_{ЖН}$ – дивись пункт а).

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{1400}{0,289 \cdot h} = \frac{1400}{0,289 \cdot 140} = 34,6 \leq 70; \quad \varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{34,6}{100} \right)^2 = 0,84$$

$$R_c = R_c \cdot m_\phi \cdot m_B = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 = 1,20 \text{ кН/см}^2;$$

Розкріплюємо раму в напрямку із площини стіновими панелями, плитами покриття, поперечними (скатними) зв'язками, розташованими по зовнішньому контуру рами, а також вертикальними зв'язками, встановленими у бісектрисному перерізі 3.

Визначаємо положення нульової точки на епюрі згинальних моментів, координати:

$$\begin{aligned} x_5 &= -\frac{(H_A \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 - V_A)}{q} - \sqrt{\left(\frac{(H_A \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 - V_A)}{q} \right)^2 - 2 \left(\frac{H_A \cdot y_3 - H_A \cdot x_3 \cdot \operatorname{tg} \alpha_1}{q} \right)} = \\ &= -\frac{(153 \cdot \operatorname{tg} 16,1^\circ - 186,3)}{0,1775} - \sqrt{\left(\frac{(153 \cdot \operatorname{tg} 16,1^\circ - 186,3)}{0,1775} \right)^2 - 2 \left(\frac{153 \cdot 345,3 - 153 \cdot 42,1 \cdot \operatorname{tg} 16,1^\circ}{0,1775} \right)} = \\ &= 542 \text{ см}; \end{aligned}$$

$$y_5 = y_3 + (x_5 - x_3) \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 = 345,3 + (542 - 42,1) \cdot \operatorname{tg} 16,1^\circ = 489,6 \text{ см};$$

На трьох ділянках (від опорного вузла до бісектрисного перерізу, від бісектрисного перерізу до нульової крапки на епюрі моментів (x_5, y_5) і від нульової крапки до гребеневого вузла) перевіряємо умову стійкості плоскої форми деформування рами з урахуванням змінності поперечного перетину:

а) на ділянці від опорного до бісектрисного перерізу стійки:

гнучкість λ та відповідний коефіцієнт повздовжнього згину φ :

$$\lambda = \frac{H}{r} = \frac{H}{0,289 \cdot b} = \frac{400}{0,289 \cdot 20,5} = 67 \leq 70; \quad \varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{67}{100} \right)^2 = 0,64;$$

$$\lambda > 70, \rightarrow \varphi = \frac{3000}{\lambda^2};$$

Геометричні характеристики перетину: $F_{розр} = b \cdot h_3$; $W_{розр} = \frac{b \cdot h_3^2}{6}$;

коефіцієнт, що враховує змінність висоти поперечного перетину:

$$k_{ЖН} = (0,4 + 0,6 \cdot \beta_1) \beta_1 = (0,4 + 0,6 \cdot 0,40) \cdot 0,40 = 0,256;$$

коефіцієнт ξ , що враховує виникнення додаткового згинаючого моменту при роботі конструкції по деформованій схемі:

$$\xi = 1 - \frac{N_3}{\varphi k_{ЖН} R_c F_{розр}} = 1 - \frac{235}{0,64 \cdot 0,256 \cdot 1,20 \cdot 20,5 \cdot 178} = 0,68;$$

$$R_c = R_c \cdot m_\sigma \cdot m_B = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 = 1,20 \text{ кН/см}^2;$$

$k_{ЖМ} = \beta_1^{\frac{1}{3}} = 0,40^{\frac{1}{3}} = 0,736$; – к-т, що враховує змінність висоти поперечного перетину по довжині елемента, не закріпленого із площини по розтягнутій від моменту крайці.

φ_M – коефіцієнт стійкості елементів, що згинаються, шарнірно закріплених від зсуву із площини згину та закріплених від повороту в опорних перерізах:

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{H \cdot h} k_\phi \cdot k_{ЖМ} = 140 \frac{20,5^2}{400 \cdot 140} 1,75 \cdot 0,736 = 1,35;$$

$k_\phi = 1,5$ – к-т, що залежить від форми епюри згинаючих моментів на ділянці, що перевіряється;

$$\frac{N_3}{\varphi \cdot R_c F_{розр} \cdot k_{ЖН}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_{зг} \cdot W_{розр}} \right)^2 \leq 1; \quad M_D = \frac{M_3}{\xi};$$

$$\frac{235}{0,64 \cdot 1,20 \cdot 20,5 \cdot 178 \cdot 0,256} + \left(\frac{45144 \cdot 6}{1,35 \cdot 0,68 \cdot 1,5 \cdot 20,5 \cdot 178^2} \right)^2 = 0,39 \leq 1;$$

б) на другій ділянці - від бісектрисного перерізу до нульової точки (x_5, y_5) на епюрі моментів ригеля:

$$\lambda = \frac{\left(x_5 + \frac{h_{cm}}{2} \right)}{\cos \alpha_1 \cdot 0,289 \cdot b} = \frac{\left(542 + \frac{56,1}{2} \right)}{\cos 16,1^\circ \cdot 0,289 \cdot 20,5} = 100 > 70; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{100^2} = 0,3;$$

$$k_{ЖН} = (0,4 + 0,6 \beta) \beta = (0,4 + 0,6 \cdot 0,51) \cdot 0,51 = 0,36;$$

$$\beta = \frac{h_5}{h_4} = \frac{72,15}{140} = 0,51; \quad h_5 = \frac{h(x_7 - x_5)}{x_7 - x_4} = \frac{140(1022 - 542)}{1022 - 90,7} = 72,15 \text{ см};$$

$$k_{ЖМ} = k_{ЖН}^{\frac{1}{4}} = 0,36^{\frac{1}{4}} = 0,77; \quad k_\phi = 2,54;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{\left(x_5 + \frac{h_{cm}}{2} \right) \cdot h_5 \cos \alpha_1} k_\phi \cdot k_{ЖМ} = 140 \frac{20,5^2}{\left(542 + \frac{56,1}{2} \right) \cdot 72,15 \cos 16,1^\circ} 2,54 \cdot 0,77 = 2,68;$$

$$F_{розр} = b \cdot h_3; \quad W_{розр} = \frac{b \cdot h_3^2}{6}; \quad M_D = \frac{M_3}{\xi};$$

$$\xi = 1 - \frac{N_3}{\varphi k_{ЖН} R_3 F_{розр}} = 1 - \frac{235}{0,3 \cdot 0,36 \cdot 1,26 \cdot 20,5 \cdot 178} = 0,52;$$

$$\frac{N_3}{\varphi \cdot R_c F_{розр} \cdot k_{ЖН}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_{32} \cdot W_{розр}} \right)^2 \leq 1;$$

$$\frac{235}{0,3 \cdot 1,20 \cdot 20,5 \cdot 178 \cdot 0,36} + \left(\frac{45144 \cdot 6}{2,68 \cdot 0,52 \cdot 1,5 \cdot 20,5 \cdot 178^2} \right)^2 = 0,51 \leq 1;$$

в) на третій ділянці - від нульової точки (x_5, y_5) на епюрі моментів ригеля до гребеневого вузла:

Максимальне значення згинального моменту й відповідної поздовжньої сили визначаємо в перерізі, у якому поперечна сила дорівнює нулю.

$$x_6 = \frac{V_A \cdot \cos \alpha_1 - H_A \cdot \sin \alpha_1}{q \cdot \cos \alpha_1} = \frac{186,3 \cdot \cos 16,1^\circ - 153 \cdot \sin 16,1^\circ}{0,1775 \cdot \cos 16,1^\circ} = 800 \text{ см};$$

$$y_6 = y_3 + (x_6 - x_3) \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 = 345,3 + (800 - 42,9) \cdot \operatorname{tg} 16,1^\circ = 563,8 \text{ см};$$

$$M_6 = V_A \cdot x_6 - H_A \cdot y_6 - \frac{q \cdot x_6^2}{2} = 186,3 \cdot 800 - 153 \cdot 563,8 - \frac{0,1775 \cdot 800^2}{2} = 5978,6 \text{ кНсм};$$

$$N_6 = (V_A - qx_6) \sin \alpha_1 + H_A \cos \alpha_1 = (186,3 - 17,75 \cdot 8) \sin 16,1^\circ + 153 \cos 16,1^\circ = 108 \text{ кН}$$

$$\lambda = \frac{(x_7 - x_5)}{\cos \alpha_1 \cdot 0,289 \cdot b} = \frac{(1022 - 542)}{\cos 16,1^\circ \cdot 0,289 \cdot 20,5} = 84; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{84^2} = 0,42;$$

$$k_{ЖН} = (0,4 + 0,6\beta)\beta = (0,4 + 0,6 \cdot 0,6) \cdot 0,6 = 0,46;$$

$$\beta = \frac{h_p}{h_5} = \frac{43,7}{72,15} = 0,6; \quad k_{ЖМ} = \beta^{\frac{1}{2}} = 0,6^{\frac{1}{2}} = 0,77; \quad k_\varphi = 1,13;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{\frac{(x_7 - x_5)}{\cos \alpha_1} \cdot h_5} k_\varphi \cdot k_{ЖМ} = 140 \frac{20,5^2}{\frac{(1022 - 542)}{\cos 16,1^\circ} \cdot 72,15} \cdot 1,13 \cdot 0,77 = 1,42;$$

$$R_c = R_c \cdot m_o \cdot m_B = 1,5 \cdot 0,93 \cdot 1 = 1,40 \text{ кН / см}^2; \quad \text{при } h = 72,15 \text{ см}, m_o = 0,93;$$

$$F_{розр} = b \cdot h_5; \quad W_{розр} = \frac{b \cdot h_5^2}{6}; \quad M_D = \frac{M_6}{\xi};$$

$$\xi = 1 - \frac{N_6}{\varphi k_{ЖН} R_c F_{розр}} = 1 - \frac{108}{0,42 \cdot 0,46 \cdot 1,5 \cdot 20,5 \cdot 72,15} = 0,74;$$

$$\frac{N_6}{\varphi \cdot R_c F_{розр} \cdot k_{ЖН}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_{32} \cdot W_{розр}} \right)^2 \leq 1;$$

$$\frac{108}{0,42 \cdot 1,40 \cdot 20,5 \cdot 72,15 \cdot 0,46} + \left(\frac{5978,6 \cdot 6}{1,42 \cdot 0,74 \cdot 1,40 \cdot 20,5 \cdot 72,15^2} \right)^2 = 0,30 \leq 1;$$

Перевіряємо клеєві шви на сколювання в опорному перетині від дії поперечної сили Q_1 , що дорівнює горизонтальній опорній реакції H_A :

$$\tau = \frac{Q_1 \cdot S_{розр}}{\xi \cdot J_{розр} \cdot b_{розр}} \leq R_{ск}; \quad Q_1 = H_A; \quad N_1 = V_A;$$

Розрахункові геометричні характеристики опорного перетину:

$$F_{розр} = b \cdot h; \quad S_{розр} = \frac{b \cdot h_{см}^2}{8} = \frac{20,5 \cdot 56,1^2}{8} = 8064 \text{ см}^3; \quad J_{розр} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20,5 \cdot 56,1^3}{12} = 301620 \text{ см}^4;$$

Розрахункові опори деревини сколюванню та стиску відповідно:

$$R_{ск} = R_{ск} \cdot m_B \cdot m_{ш} = 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН / см}^2; \quad R_c = R_c \cdot m_B = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН / см}^2;$$

$m_{ш}$ - коефіцієнт, що враховує товщину шарів (дошок) клеєної конструкції (таблиця 5 додатку)

гнучкість λ та відповідний коефіцієнт повздожнього згину φ :

$$\lambda = \frac{\ell_1}{r} = \frac{\ell_1}{0,289 \cdot h_{см}} = \frac{347}{0,289 \cdot 56,1} = 21,4 \leq 70; \quad \varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{21,4}{100} \right)^2 = 0,96;$$

коефіцієнт ξ , що враховує виникнення додаткового згинаючого моменту при роботі конструкції по деформованій схемі:

$$\xi = 1 - \frac{N_1}{\varphi R_c F_{розр}} = 1 - \frac{186,3}{0,96 \cdot 1,5 \cdot 20,5 \cdot 56,1} = 0,89;$$

Визначаємо сколюючі напруження в опорному перетині та порівнюємо з розрахунковим опором деревини сколюванню:

$$\tau = \frac{153 \cdot 8064}{0,89 \cdot 301620 \cdot 20,5} = 0,2 \text{ кН / см}^2 \leq R_{ск} = 1,5 \text{ кН / см}^2;$$

КОНСТРУЮВАННЯ ОПОРНОГО ВУЗЛА:

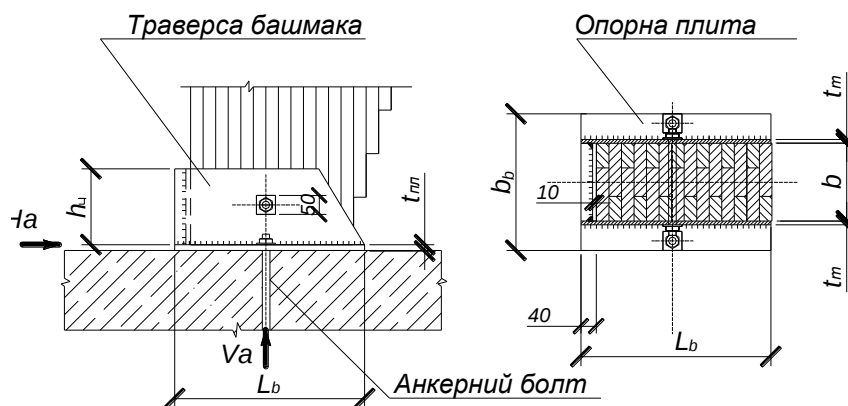


Рис.8. Конструкція опорного вузла рами

Перевіряємо торець стійки на зминання вздовж волокон, напруження зім'яття:

$$\sigma_{см} = \frac{N_1}{b \cdot h_{см}} = \frac{186,3}{20,5 \cdot 56,1} = 0,16 \text{ кН / см}^2 \leq R_{зм} = 1,5 \text{ кН / см}^2;$$

Для фундаменту приймаємо бетон класу B 7,5, $R_b = 4,5$ МПа;

Базу проектуємо зі сталі марки ВСтЗкп2, зварювання здійснюється електродами Э 42.

Розміри опорної плити башмака (див. рис 9):

Довжина плити $L_b = h_{cm} + 2 \cdot (3 \dots 5 \text{ см}) = 56,1 + 2 \cdot 3,5 = 63,1 \text{ см}$,

Округляючи до цілого числа призначаємо довжину плити $l_b = 64 \text{ см}$;

Ширина плити $b_b = b + 2 \cdot (5 \dots 10 \dots 10 \text{ см}) = 20,5 + 2 \cdot 7,5 = 35,5 \text{ см}$,

Округляючи до цілого числа призначаємо ширину плити $b_b = 36 \text{ см}$;

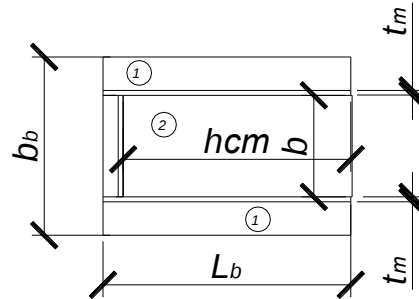


Рис.9. Конструктивна схема опорної плити

1- консольні ділянки, 2 - пластинка, оберта по трьох сторонах

Визначаємо фактичний тиск на бетон:

$$\sigma_b = \frac{N_1}{A_b} = \frac{186,3}{64 \cdot 36} = 0,08 \text{ кН / см}^2 \leq R_b = 4,5 \text{ МПа} = 0,45 \text{ кН / см}^2;$$

Товщину траверс t призначаємо конструктивно 1 см. Товщину опорної плити призначаємо з умови згину її як консолі довжиною c , що затиснена на опорі (ділянка 1), або як пластинки, обертої по трьох сторонах (ділянка 2).

$$\text{Момент у закладенні консольної ділянки 1:} \quad M_1 = \frac{\sigma_b \cdot c^2}{2} = \frac{0,08 \cdot 6,75^2}{2} = 1,82 \text{ кНсм};$$

$$\text{Момент на ділянці 2, при співвідношенні сторін} \quad \frac{h_{cm}}{b} = \frac{56,1}{20,5} = 2,73 > 2; \rightarrow \alpha_3 = 0,133; (\text{згідно}$$

СНиП II-23-81 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»)

$$M_2 = 0,8 \cdot \alpha_3 \cdot \sigma_b \cdot b^2 = 0,8 \cdot 0,133 \cdot 0,08 \cdot 20,5^2 = 3,57 \text{ кНсм};$$

Товщина опорної плити $t_{пл}$:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3,57}{21,5 \cdot 0,9}} = 1,05 \text{ см}$$

Приймаємо товщину опорної плити 1,2 см.

Визначаємо необхідний діаметр анкерних болтів:

Необхідна площа поперечного перетину одного болта з умови зрізу:

$$A_b = \frac{H_A}{R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot n_b \cdot n_s} = \frac{153}{19 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 1} = 4,47 \text{ см}^2$$

Приймаємо болти діаметром $d = 30 \text{ мм}$, $A = 5,19 \text{ см}^2$;

З умови зминання опорної плити в болтовому з'єднанні:

$$\frac{H_A}{\gamma_b \cdot n_b \cdot d \cdot t_{пл}} = \frac{153}{0,9 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,2} = 23,6 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq R_{bp} = 36,5 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

R_{bp} – розрахунковий опір зминанню елементів зі сталі ВСт3кп2 з тимчасовим опором $R_{un} = 365 \text{ МПа}$, що з'єднуються болтами нормальної точності.

Приймаємо висоту башмака $h_{\delta} = 20 \text{ см.}$;

Перевіряємо крайку стійки на зминання поперек волокон:

$$\sigma_{3M_{90}} = \frac{H_A}{h_{\delta} \cdot b} = \frac{153}{20 \cdot 20,5} = 0,37 \text{ кН} / \text{см}^2 > R_{3M_{90}} = 0,3 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

Приймаємо висоту башмака $h_{\delta} = 25 \text{ см.}$;

$$\sigma_{3M_{90}} = \frac{H_A}{h_{\delta} \cdot b} = \frac{153}{25 \cdot 20,5} = 0,29 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq R_{3M_{90}} = 0,3 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

КОНСТРУЮВАННЯ ГРЕБЕНЕВОГО ВУЗЛА:

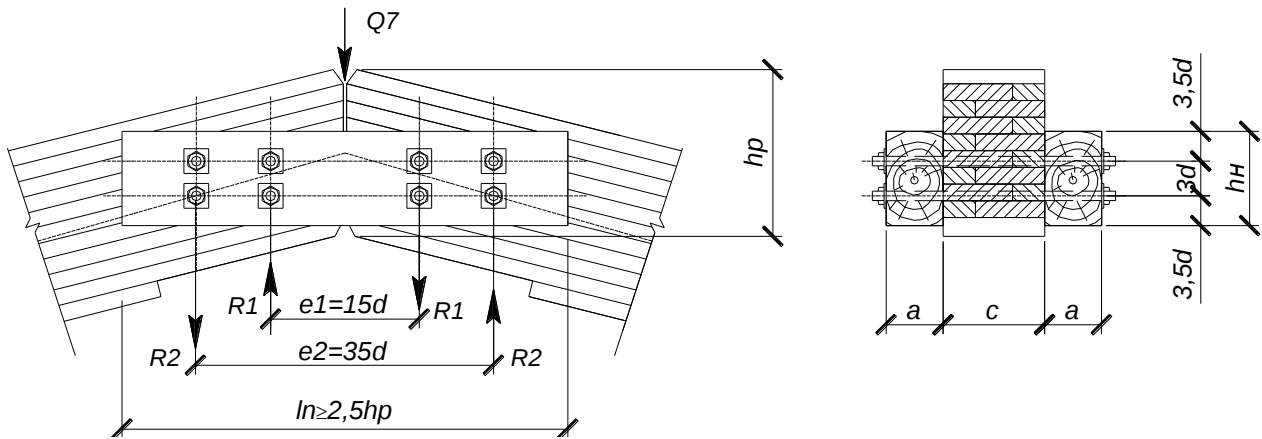


Рис.10. Зусилля в елементах гребеневого вузла при завантаженні снігом на половині прольоту

Приймаємо накладки із брусів поперечним перетином $b_n \times h_n = 150 \times 250 \text{ мм}$, після обробки $140 \times 240 \text{ мм}$ мінімальною довжиною $l_n \geq 2,5 h = 2,5 \cdot 43,7 = 108 \text{ см}$, приймаємо накладку довжиною $l_n = 116 \text{ см}$ (рис. 10).

Приймаємо відстані між осями болтів $e_1 = 34 \text{ см}$, $e_2 = 84 \text{ см}$ при діаметрі болтів $d_B = 24 \text{ мм}$;

Взаємне зминання торців напіврам під кутом до волокон $N_7 = H_A$:

$$\sigma_{3M_{\alpha}} = \frac{N_7}{b \cdot h_p} = \frac{153}{20,5 \cdot 43,7} = 0,17 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq R_{3M_{\alpha}} = 1,497 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$R_{3M_{\alpha}} = \frac{R_c}{1 + \left(\frac{R_3}{R_{3M_{90}}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \sin^3 14^{\circ}02'} = 14,97 \text{ МПа} = 1,497 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

Поперечна сила в гребеновому вузлі від снігового навантаження на половині прольоту

$$\text{рами: } Q_7' = P \frac{f}{2} = 9,8 \cdot \frac{6,33}{2} = 31 \text{ кН}$$

Перевіряємо накладки на вигин, момент від поперечної сили:

$$M = Q_7' \cdot \frac{e_1}{2} = 31 \cdot \frac{34}{2} = 527 \text{ кНсм};$$

$$\sigma_3 = \frac{M}{W_H} = \frac{527}{2561,7} = 0,21 \text{ кН / см}^2 \leq R_{32} = 1,5 \text{ кН / см}^2;$$

$$W_H = \frac{J_H}{\frac{h_H}{2}} = \frac{2 \left[\frac{b_H \cdot h_H^3}{12} - 2 \left(\frac{b_H \cdot d_B^3}{12} + b_H \cdot 2 \cdot \left(\frac{3 \cdot d_B}{2} \right)^2 \right) \right]}{\frac{h_H}{2}} =$$

$$= \frac{2 \left[\frac{14 \cdot 24^3}{12} - 2 \left(\frac{14 \cdot 2,4^3}{12} + 14 \cdot 2 \cdot \left(\frac{3 \cdot 2,4}{2} \right)^2 \right) \right]}{\frac{24}{2}} = 2561,7 \text{ см}^4;$$

Визначаємо несучу здатність одного болта:

а) з умови зминання крайнього елемента:

$$T_{кр} = 0,8 \cdot a \cdot d_B = 0,8 \cdot 14 \cdot 2,4 = 26,9 \text{ кН};$$

б) з умови зминання середнього елемента:

$$T_{ср} = 0,8 \cdot c \cdot d_B = 0,8 \cdot 20,5 \cdot 2,4 = 39,4 \text{ кН};$$

в) з умови згину болта:

$$T_{32} = 1,8 \cdot d_B^2 + 0,02 \cdot a^2 = 1,8 \cdot 2,4^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 14,3 \text{ кН};$$

Мінімальна несуча здатність одного нагеля:

$$T_{\min} = T_{32} = 14,3 \text{ кН};$$

Визначаємо зусилля в болтах (див. рис. 10) та порівнюємо з мінімальною несучою здатністю нагельного з'єднання T_3 :

$$R_1 = \frac{Q_7'}{1 - \frac{e_1}{e_2}} = \frac{31}{1 - \frac{34}{84}} = 51,7 \text{ кН} \leq T_3 = T \min \cdot n_B \cdot n_{3p} = 14,3 \cdot 2 \cdot 2 = 57,2 \text{ кН};$$

$$R_2 = \frac{Q_7'}{\frac{e_2}{e_1} - 1} = \frac{31}{\frac{84}{34} - 1} = 21,1 \text{ кН} \leq T_3 = T \min \cdot n_B \cdot n_{3p} = 14,3 \cdot 2 \cdot 2 = 57,2 \text{ кН};$$

Умова міцності виконується.

5. РОЗРАХУНОК СТІНОВОЇ ПАНЕЛІ З ОБШИВКАМИ ІЗ ЦЕМЕНТНОСТРУЖКОВОЇ ПЛИТИ

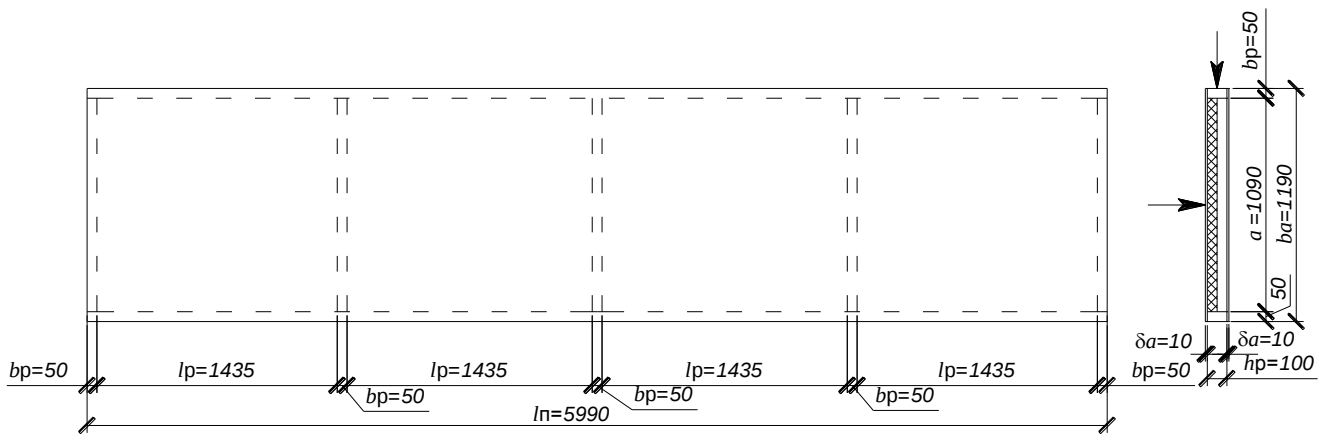


Рис.8. Стінова панель

Таблиця збору навантаження

Вид навантаження	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
1. Цементностружкова плита $b_n \cdot \delta_a \cdot \rho_a \cdot n = 1,19 \cdot 0,01 \cdot 1,8 \cdot 2$	0,428	1,1	0,471
2.Повздовжні ребра: $h_p \cdot b_p \cdot n \cdot \rho_\delta = 0,05 \cdot 0,1 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 5$	0,05	1,1	0,055
3. Поперечні ребра: $\frac{h_p \cdot b_p \cdot a \cdot n \cdot \rho_\delta}{l_n} = \frac{0,05 \cdot 0,1 \cdot 1,09 \cdot 5 \cdot 5}{5,99}$	0,023	1,1	0,025
4.Утеплювач з мінераловатних плит $\gamma = 1,25$ кН/м ³ товщиною 0,06 м: $\frac{a \cdot l_{пп} \cdot t_y \cdot n \cdot \rho_y}{l_n} = \frac{1,09 \cdot 1,435 \cdot 0,06 \cdot 4 \cdot 1,25}{5,99}$	0,078	1,2	0,094
5. Плівкова пароізоляція: $0,01 \cdot b_n = 0,01 \cdot 1,19$	0,012	1,1	0,013
6.Шурупи та шайби оцинковані: $0,01 \cdot b_n = 0,01 \cdot 1,19$	0,012	1,1	0,013
Разом постійне навантаження:	$g'' = 0,603$	-	$g^p = 0,671$
Тимчасове навантаження:			
Вітрове навантаження	0,406 $q_s'' =$	1,4	0,568 $q_s^p =$

Вітрове навантаження:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

де:

γ_{fm} – коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження для періоду середньої повторяє мості $T=5$ років рівне 0,69;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску для 3-го вітрового району рівне 46 кг/м^2 відповідно ДБН В. 1.2-2-2006;

C – коефіцієнт розраховує мий по формулі

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

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт; $C_{aer}=0.8$

C_h - коефіцієнт висоти споруди. Для типу місцевості III вітрового району при середній висоті конструкцій, що обдуваються до 8м приймається відповідно графіку 9,2 ДБН. 1.2-2-2006 рівним 1,6.

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти. При висоті над поверхнею моря до 500 м – рівний 1.

C_{rel} - коефіцієнт, враховуючий мікрорельєф місцевості. Рівний 1, крім випадків, коли об'єкт розташований на горі чи схилі.

C_{dir} – коефіцієнт враховуючий нерівномірність вітрової дії по напрямку вітру. Встановлюється тільки для відкритої місцевості. ($C_{dir}=1$)

C_d - коефіцієнт динамічності, враховує вплив пульсації.

Таки чином, максимальне розрахунковий вітровий тиск на одиницю площі конструкції рівний:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 0.69 \times 46 \times 1.6 \times 0.8 \times 1 = 40,6 \text{ кг/м}^2 = 0,406 \text{ кН/м}^2$$

Розрахунковий опір деревини сосни другого сорту на розтяг $R_p = 0,7 \text{ кН/см}^2$;

Модуль пружності цементностружкової плити:

$$E = 1200 \cdot \gamma_d = 1200 \cdot 0,65 = 780 \text{ кН/см}^2$$

Коефіцієнти приведення $k_{np} = E_a / E_d = 1200 / 1000 = 1,2$;

Розрахунок стінової панелі на вітрове навантаження та власну вагу двох панелей:

$$\sigma_p = \frac{Mr^3}{Wr \cdot kw} + \frac{Mb}{Wb} \leq Rp;$$

$Mr^3 = \frac{q_p^p \cdot l_n^2}{8} = \frac{0,406 \cdot 6^2}{8} = 1,827 \text{ кНм}$; - розрахунковий момент від вітрового навантаження на період експлуатації;

$$Mr^M = \frac{q_m^p \cdot l_n^2}{8} = \frac{0,567 \cdot 6^2}{8} = 2,59 \text{ кНм}; - \text{те ж, на період зведення};$$

$$Mb = \frac{2 \cdot g^p \cdot l_n^2}{8} = \frac{2 \cdot 0,671 \cdot 6^2}{8} = 6,04 \text{ кНм}; - \text{момент від власної ваги двох панелей};$$

k_w – коефіцієнт, враховуючий вплив коефіцієнт, учитывающий вплив податливості шурупів;

$Wb = 2 \cdot k_{np} \frac{\delta_a \cdot b_n^2}{6} = 2 \cdot 1,2 \frac{1 \cdot 119^2}{6} = 6136,43 \text{ см}^3$; - момент опору листів обшивки відносно осі x;

Момент інерції поперечного перетину панелі відносно осі y:

Розглядаємо перетин як цільний коробчастий:

$$\begin{aligned} Jr &= 2 \cdot k_{np} \left[\frac{b_n \cdot \delta_a^3}{12} + b_n \left(\frac{h_p + \delta_a}{2} \right)^2 \right] + 2 \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} = \\ &= 1,3 \cdot 2 \left[\frac{119 \cdot 1^3}{12} + 119 \left(\frac{10+1}{2} \right)^2 \right] + 2 \frac{5 \cdot 10^3}{12} = 10218,417 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

$$Wr = \frac{Jr}{h/2} = \frac{10218,467}{12/2} = 1703,078 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_p = \frac{148}{1703,078 \cdot 0,4} + \frac{604}{6136,43} = 0,315 \text{ кН / см}^2 \leq Rp = 0,7 \text{ кН / см}^2;$$

Прогин від вітрового навантаження:

$k_{жс}$ – коефіцієнт жорсткості складеного перетину на податливих зв'язках;

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot \ln^4}{E \cdot Jr \cdot k_{жс}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,00238 \cdot 599^4}{845 \cdot 10218,467 \cdot 0,35} = 1,32 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1,32}{599} = \frac{1}{454} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200};$$

Визначаємо кількість шурупів розставлених на половині прольоту панелі з кожної сторони при розрахунку на вітрове навантаження:

$$n_c \geq \frac{1,5 \cdot Mr^M \cdot S_{\bar{p}}}{Jr \cdot T};$$

Статичний момент бруто одного листа обшивки відносно осі у:

$$S_{\bar{p}} = k_{np} \cdot \delta_a \cdot b_n \cdot \frac{(h_p + \delta_a)}{2} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 119 \cdot \frac{(10 + 1)}{2} = 850,85 \text{ см}^3;$$

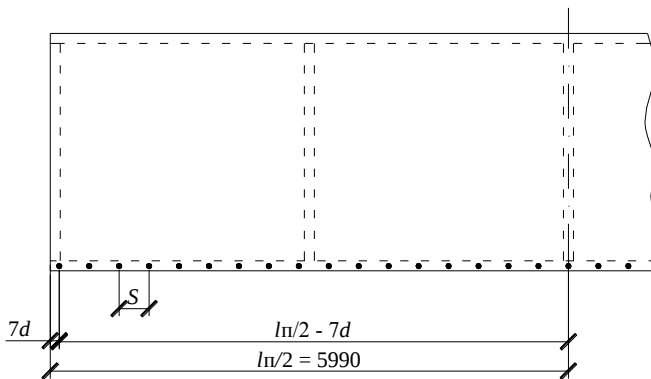
Розрахункова несуча здатність одного шурупа:

$$\text{При } d = 6 \text{ мм } T = 180d^2 + 2a^2 = 180 \cdot 0,6^2 + 2 \cdot 1^2 = 66,8 \text{ кгс} = 0,67 \text{ кН};$$

$$\text{При } d = 8 \text{ мм } T = 180d^2 + 2a^2 = 180 \cdot 0,8^2 + 2 \cdot 1^2 = 117,2 \text{ кгс} = 1,172 \text{ кН};$$

$$n_c = \frac{1,5 \cdot 259 \cdot 850,85}{10218,467 \cdot 0,67} = 48,3 \text{ шт} \approx 49 \text{ шт};$$

$$n_c = \frac{1,5 \cdot 259 \cdot 850,85}{10218,467 \cdot 1,172} = 27,6 \text{ шт} \approx 28 \text{ шт};$$



При шурупах $d = 6$ мм можливо встановити 49 шт. з кроком

$$S = \frac{l_n/2 - 7d}{n_c} = \frac{5990/2 - 7 \cdot 6}{49} = 60,2 \text{ мм} \approx 60 \text{ мм},$$

а при $d = 8$ мм можливо встановити 28 шурупів з кроком

$$S = \frac{l_n/2 - 7d}{n_c} = \frac{5990/2 - 7 \cdot 8}{28} = 104,9 \text{ мм} \approx 105 \text{ мм}$$

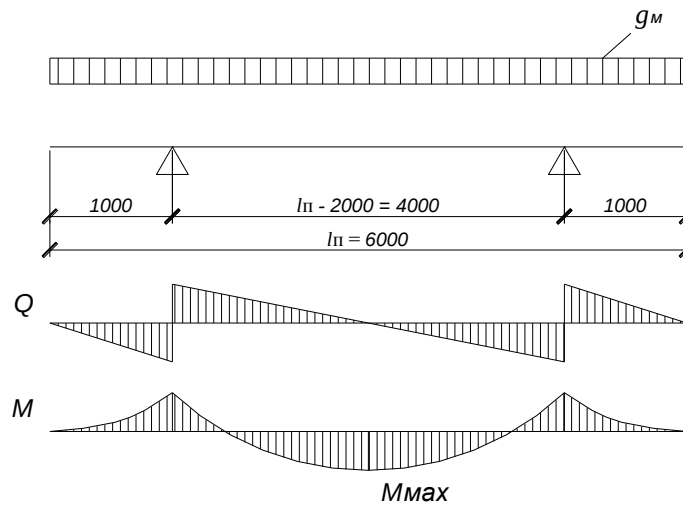


Рис.9. Розрахункова схема стінової панелі при розрахунку на монтажне навантаження

Стінова панель розраховується як консольна балка на двох опорах

$$g_m = k_n \cdot g^p = 3 \cdot 0,671 = 2,013 \text{ кН/м};$$

где $k_n = 3$ – коефіцієнт перевантаження при транспортуванні та монтажі по п. 6.25 СНіП 2.03.09 – 85.

$$M_{\max} = -\frac{g_m \cdot 100^2}{2} + \frac{g_m \cdot (l_n - 200)^2}{8} = -\frac{0,02013 \cdot 100^2}{2} + \frac{0,02013 \cdot 400^2}{8} = 393 \text{ кНсм};$$

$$\sigma_M = \frac{M_{\max}}{W_b} = \frac{393}{6136,43} = 0,064 \text{ кН / см}^2 \leq R_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_w = 1,9 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = 0,998 \text{ кН / см}^2;$$

6. РОЗРАХУНОК СТІЙКИ ТОРЦЕВОГО ФАХВЕРКА

Вираховуємо висоту стійки H_1 :

$$H_1 = H + \frac{l}{5} \cdot 2 \cdot i = 3,5 + \frac{19}{5} \cdot 2 \cdot 0,25 = 5,4 \text{ м};$$

Розрахункова довжина стійки:

$$H_p = 2 \cdot H_1 = 2 \cdot 5,4 = 10,8 \text{ м};$$

При допустимій гнучкості $[\lambda] = 120$ радіус інерції перетину:

$$r = \frac{H_p}{[\lambda]} = \frac{10,8}{120} = 0,09 \text{ м} = 9 \text{ см};$$

Необхідна висота поперечного перетину:

$$h_{тр} = \frac{r}{0,289} = \frac{9}{0,289} = 31,14 \text{ см};$$

При товщині дошок 33 мм необхідно $31,14/3,3 = 9,4$ дошок, приймаємо $h = 10 \cdot 3,3 = 33$ см. Попередньо назначаємо розміри перетину із дошок перетином 125×40 мм, після острожки - 115×33 мм: $b \times h = 11,5 \times 33$ см.

Навантаження діючі на стійку:

1) Власна вага стійки:

$$G_{ст} = b \cdot h \cdot H_1 \cdot \rho_d \cdot \gamma = 0,115 \cdot 0,33 \cdot 5,4 \cdot 1,1 = 1,13 \text{ кН};$$

2) Власна вага стінових панелей: по висоті встановлюється $5,4/1,2 \approx 4$ шт

$$\text{Постійне навантаження від панелі: } G_{ст.п.} = 0,671 \cdot 19/5 \cdot 4 = 16,1 \text{ кН};$$

3) Тимчасове навантаження – вітровий напор:

$$q_{ва} = w_0 \cdot k_1 \cdot c_1 \cdot B_0 \cdot \gamma_f = 0,38 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 19/5 \cdot 1,4 = 1,05 \text{ кН/пм};$$

Розраховуємо момент від власної ваги стінових панелей:

$$e = \frac{h_n + h_{cm}}{2} \cdot \frac{12 + 33}{2} = 22,5 \text{ см};$$

$$M_{ст} = G_{ст} \cdot e = 10,2 \cdot 22,5 = 229,5 \text{ кНсм};$$

Розраховуємо момент в заділці стійки від окремих видів навантаження:

- від вітрового напору

$$M_{A1} = \frac{q_{BA} \cdot H_1^2}{8} = \frac{1,05 \cdot 5,4^2}{8} = 3,83 \text{ кНм} = 383 \text{ кНсм};$$

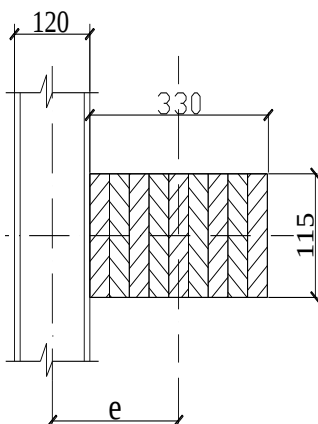
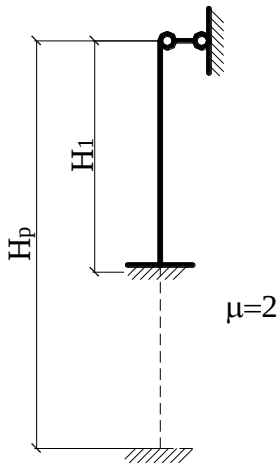


Рис.14. Вузол з'єднання стійки фахверка з стіновою панеллю

- від ваги стінових панелей:

$$M_{A2} = 0,5 \cdot (1 - 3\lambda^2) \cdot M_{\text{ст}} = 0,5 \cdot (1 - 3 \cdot 0,5^2) \cdot 229,5 = 28,69 \text{ кНсм};$$

Розрахунковий момент в задільці:

$$M_A = M_{A1} + M_{A2} = 383 + 28,69 = 411,69 \text{ кНсм};$$

Розрахункова повздовжня сила:

$$N = G_{\text{ст}} \cdot e = 1,13 + 10,2 = 17,06 \text{ кН};$$

Гнучкість стійки:

$$\lambda = \frac{H_p}{0,289 \cdot h} = \frac{1080}{0,289 \cdot 33} = 113 \leq [\lambda] = 120; \quad \varphi = \frac{3000}{113^2} = 0,235;$$

$$\xi = 1 - \frac{11,33}{0,235 \cdot 1,579 \cdot 11,5 \cdot 33} = 0,92;$$

$$Ru = \frac{Ru \cdot m_e}{\gamma_n} = \frac{1,5 \cdot 1}{0,9} = 1,667 \text{ кНм};$$

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} + \frac{6M_A}{\xi \cdot b \cdot h^2} = \frac{11,33}{11,5 \cdot 33} + \frac{411,69 \cdot 6}{0,92 \cdot 11,5 \cdot 33^2} = 0,24 \text{ кН / см}^2 \leq Ru = 1,667 \text{ кН / см}^2;$$

Перевірки виконуються, остаточно приймаємо перетин стійки фахверка $b \times h = 11,5 \times 33 \text{ см}$.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. СНиП 11-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. М. Стройиздат. 1982г.
2. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» Мінбуд України, Київ 2006 р.
3. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М. Стройиздат 1982г.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП 11-25-80) ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М. Стройиздат 1986г.
5. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и проектирования. Под редакцией В.А. Иванова. К. Вища школа. 1981г.
6. Проектирование и расчет деревянных конструкций. Справочник под редакцией И.М.Гриня. К. Будівельник. 1988 г.
7. Слицкоухов Ю.В., Гуськов ИМ. и др. Индивидуальные деревянные конструкции. Примеры проектирования, М. Стройиздат. 1991г.
8. Кліменко В.З. Проектування дерев'яних конструкцій. К. Вища школа. 1998р

ДОДАТОК

Таблиця 1. Рекомендований сортамент пиломатеріалів хвойних порід

Вид пиломатеріалу	Товщина, мм	Ширина, мм							
		75	100	125	150	175	200	225	250
Тонкі дошки	16	x	x	x	x	x	-	-	-
	19	x	x	x	x	x	-	-	-
	22	x	x	x	x	x	x	x	-
	25	x	x	x	x	x	x	x	x
	32	x	x	x	x	x	x	x	x
	40	x	x	x	x	x	x	x	x
	44	x	x	x	x	x	x	x	x
	50	x	x	x	x	x	x	x	x
	60	x	x	x	x	x	x	x	x
	75	x	x	x	x	x	x	x	x
Товсті дошки, бруски	100	-	x	x	x	x	x	x	x
	125	-	-	x	x	x	x	x	x
	175	-	-	-	-	x	x	x	x
	200	-	-	-	-	-	x	x	x
	250	-	-	-	-	-	-	-	x

Таблиця 2.

Умови експлуатації (т.1 СНиП-25-80)	Коефіцієнт m_g	Умови експлуатації (т.1 СНиП-25-80)	Коефіцієнт m_g
A1, A2, B1, B2	1	B2, B3, П	0,85
A3, B3, B1	0,9	Г2, Г3	0,75

Таблиця 3.

Висота перетину, см*	50 і менш	60	70	80	100	120 і більше
Коефіцієнт m_b	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8

(* - для проміжних значень висоти перетину значення m_b визначаються по інтерполяції)

Таблиця 4.

Товщина шару, мм	19 і менш	26	33	42
Коефіцієнт $m_{ш}$	1,1	1,05	1	0,95

Таблиця 5. (ДБН В.1.2-2:2006 додаток Е)

ХАРАКТЕРИСТИЧНІ ЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ ДЛЯ МІСТ УКРАЇНИ

 W_0 – вітрове навантаження (у Паскалях) S_0 – снігове навантаження (у Паскалях) b – товщина стінки ожеледі (у мм) W_B – вітрове навантаження при ожеледі (у Паскалях)

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Київ	370	1550	19	160
Севастополь	460	770	13	250
АР Крим				
Сімферополь	460	820	15	210
Керч	540	920	16	310
Судак	470	940	15	160
Ялта	470	830	13	180
Вінницька область				
Вінниця	470	1360	17	220
Хмільник	450	1390	18	210
Волинська область				
Луцьк	480	1240	17	210
Ковель	460	1200	13	160
Дніпропетровська область				
Дніпропетровськ	470	1340	19	260
Кривий Ріг	440	1110	19	260
Марганець	460	1040	18	260
Нікополь	460	1020	17	260
Донецька область				
Донецьк	500	1500	22	260
Краматорськ	470	1400	21	210
Макіївка	500	1490	23	240
Шахтерск	500	1500	25	240
Житомирська область				
Житомир	460	1460	16	200
Бердичів	460	1410	16	200
Закарпатська область				
Ужгород	370	1340	11	150
Мукачеве	370	1490	12	110
Запорізька область				
Запоріжжя	460	1110	19	260
Мелітополь	520	1050	22	340
Івано-Франківська область				
Івано-Франківськ	500	1410	21	170
Коломия	490	1400	22	160
Яремча	470	1530	19	180
Київська область				
Біла Церква	390	1520	16	170
Бровари	380	1580	19	160
Фастів	380	1510	16	190

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Ржищев	390	1540	18	190
Славутич	430	1600	18	190
Кіровоградська область				
Кіровоград	410	1230	22	210
Олександрія	430	1250	21	240
Луганська область				
Луганськ	460	1350	28	230
Стаханов	480	1400	24	220
Львівська область				
Львів	520	1310	15	240
Трускавець	550	1490	16	180
Миколаївська область				
Миколаїв	470	870	22	260
Очаків	490	830	22	260
Одеська область				
Одеса	460	880	28	330
Білгород-Дністровський	470	890	27	330
Ізмаїл	500	1100	23	310
Полтавська область				
Полтава	470	1450	19	250
Кременчук	430	1300	18	230
Ровенська область				
Рівно	520	1320	18	240
Кузнецовск	460	1260	13	200
Сумська область				
Суми	420	1670	16	250
Конотоп	360	1740	15	220
Ромни	380	1730	19	230
Тернопільська область				
Тернопіль	520	1390	17	230
Харківська область				
Харків	430	1600	14	230
Херсонська область				
Херсон	480	760	19	290
Каховка	460	840	19	320
Хмельницька область				
Хмельницький	500	1340	19	230
Кам'янець-Подільський	460	1270	19	210
Черкаська область				
Черкаси	420	1520	18	220
Умань	440	1440	19	210
Чернівецька область				
Чернівці	500	1320	22	210
Чернігівська область				
Чернігів	410	1720	16	160
Прилуки	370	1640	19	210

Таблиця 6. (ДБН В.1.2-2:2006 Таблиця 8.1)

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

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} варто визначати лінійною інтерполяцією

Графіки зміни коефіцієнтів k_1 , k_2 , k_3 , та m_a в залежності від кута β :

