

Міністерство освіти та науки, молоді та спорту України
Одеська державна академія будівництва та архітектури

Кафедра: Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

Курсовий проект на тему:
«Промислова будівля з деревини та синтетичних матеріалів»

Виконав: студент гр. ПЦБ-_____

Керівник: _____

Одеса-2013

Бланк завдання

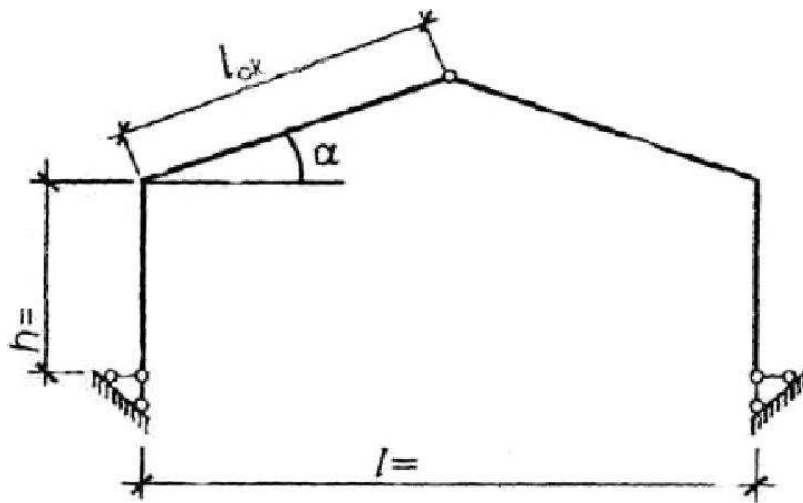
Зміст

Розрахунок клеєфанерної плити покриття	4
Конструювання й розрахунок тришарнірної рами із прямолінійних клеєдощатих елементів	10
Конструювання опорного вузла	23
Конструювання гребеневого вузла	25
Розрахунок стінової панелі	28
Розрахунок стійки торцевого фахверку	31
Література	33

Розрахунок клеєфанерної плити покриття

Клеєфанерні плити встановлюють по ригелях тришарнірних рам, обпираючи їх на два сусідніх ригеля, тобто номінальна довжина плити l_n дорівнює кроку B несучих конструкцій (рам). Кількість та ширина плит залежить від довжини схилу ригеля, тому для прийнятого за завданням ригеля рами необхідно попередньо обчислити довжину одного схилу при ухилі покрівлі $\frac{1}{4}$: дорівнює

$$l_{cx} = \frac{l/2}{\cos \beta} = \frac{21.5/2}{\cos 14^\circ 02'} = 11.08 \text{ м}; \quad \beta = \arctg \frac{1}{4} = 14^\circ 02'$$



Визначається ширина плити покриття, виходячи з максимальної ширини фанерних листів (1500 мм). Необхідна кількість плит:

$$n = \frac{l_{cx}}{b_{\max}} = \frac{11.08}{1.5} = 7.387 \approx 8 \text{ шт.};$$

$$\text{Номінальна ширина плити } b_{\text{ном}} = \frac{l_{cx} + b_{\text{ст.п.}}}{n} = \frac{11080 + 120}{8} = 1400 \text{ мм};$$

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

Фактична ширина плити з урахуванням допуску на стики $\Delta b = 10 \dots 50$ мм;

$$b_{\text{ф}} = b_{\text{ном}} - \Delta b = 1400 - 50 = 1350 \text{ мм};$$

Приймаємо стиснуту фанерну обшивку товщиною $b_{\text{фс.}} = 0.8$ см: розтягнуту фанерну обшивку товщиною $b_{\text{фр.}} = 0.6$ см; (міцність фанери на розтяг вища від міцності на стиск).

Необхідна висота поперечного перетину плити h_n при $l_n = B = 5,9$ м.

$$h_n = \frac{1}{32} \cdot l_n = \frac{1}{32} \cdot 5,9 = 0,184 \text{ м};$$

По рекомендованому сортаменту пиломатеріалів приймаємо повздовжні ребра поперечним перетином 50×200 мм, після обробки одержуємо чисті заготовки перетином 46×194 мм.

Поперечні ребра приймаємо такої ж товщини, що і повздовжні, й висотою на один номер сортаменту (на 25 мм) менше, ніж повздовжні - 50×175 мм, після обробки - 46×169 мм – для забезпечення наскрізного продуху по довжині плити для її вентиляції. Після встановлення всіх розмірів поперечного перетину, необхідно вирішити плиту в плані.

Перевіряємо стиснуту обшивку на місцевий згин від зосередженого зусилля $P = 1,2$ кН (вага робітника з інструментом), що діє на ділянку верхньої обшивки, шириною 1 м. між двома повздовжніми ребрами. Розглядаємо фанерну обшивку, як балку на двох опорах.

Згинаючий момент від дії зосередженого зусилля:

$$M_1 = \frac{P \cdot (a + b_p)}{8} = \frac{1,2 \cdot (38,8 + 4,6)}{8} = 6,52 \text{ кН / см};$$

$$\text{Момент опору перетину обшивки: } W_1 = \frac{b \cdot b_{фс} \cdot l}{6} = \frac{100 \cdot 0,81}{6} = 10,67 \text{ см}^3;$$

Напруження в стиснутої обшивці:

$$\delta = \frac{M_1}{W_1} = \frac{6,52}{10,67} = 0,61 \text{ кН / см}^2 \leq R_{ф90} \cdot m_n = 0,65 \cdot 1,2 = 0,78 \text{ кН / см}^2;$$

Де m_n - коефіцієнт, що враховує недовгу тривалість 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_{fm}	Граничне 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: $(b_{\phi c} + b_{\phi p}) \cdot b_{\phi} \cdot p_{\phi} = (0.008 + 0.006) \cdot 1.35 \cdot 7$	0,132	1.1	0,146
3. Повздовжні ребра: $h_p \cdot b_p \cdot n \cdot p_{\partial} = 0.194 \cdot 0.046 \cdot 4 \cdot 5$	0,178	1.1	0,196
4. Поперечні ребра: $\frac{h_{np} \cdot b_p \cdot a \cdot n \cdot p}{l_n} = \frac{0.169 \cdot 0.046 \cdot 0.388 \cdot 15 \cdot 5}{5.88}$	0,038	1.1	0,042
5. Утеплювач: $\frac{a \cdot l_{np} \cdot t_y \cdot n \cdot p_y}{l_n} = \frac{0.388 \cdot 1.412 \cdot 0.1 \cdot 12 \cdot 1.25}{5.88}$	0,140	1.2	0,168
6. Притискні бруски перетином 25×25 мм: $0.05 \cdot b_{\phi} = 0.05 \cdot 1.35$	0,068	1.1	0,074
7. Плівкова пароізоляція: $0.01 \cdot b_{\phi} = 0.01 \cdot 1.35$	0,014	1.1	0,015
Усього постійне навантаження:	$g^n = 0.732$		$g^p = 0.836$
Тимчасове навантаження: Снігове м. Донецьк - $S_0 = 1.5 \text{ кН/м}^2$ $S_m = \gamma_{fm} S_0 C$; ($C=1$); $P^H = S_0 \cdot b_{\phi} = 1.5 \cdot 1.35$	$p^H = 2,025$	1.4	$p^p = 2.835$
Повне навантаження:	$q^n = 2,757$		$q^p = 3,671$

Максимальні згинальний момент в середині прольоту плити і поперечне зусилля на опорі:

$$M = \frac{q^p \cdot l_n^2}{8} = \frac{3.671 \cdot 5.88^2}{8} = 15.864 \text{ кНм};$$

$$Q = \frac{q^p \cdot l_n}{2} = \frac{3.671 \cdot 5.88}{2} = 10.792 \text{ кН};$$

Геометричні характеристики поперечного перетину плити

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

Приведена розрахункова ширина поперечного перетину панелі:

$$b_{\text{прин}} = 0.9 \cdot b_{\text{ф.}} = 0.9 \cdot 1.35 = 1.215 \text{ м,}$$

Приведена площа поперечного перетину:

$$\begin{aligned} F_{\text{прин}} &= b_{\text{фс}} \cdot b_{\text{прин}} + b_{\text{фр}} \cdot b_{\text{прин}} + b_{\text{р}} \cdot h_{\text{р}} \cdot n \frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} = \\ &= 0.8 \cdot 121.5 + 0.6 \cdot 121.5 + 4.6 \cdot 19.4 \cdot 4 \cdot \frac{10000}{9000} = 566.722 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

де: $E_{\text{ф.}} = 9000$ МПа та $E_{\text{д.}} = 10000$ МПа – модулі пружності фанери й деревини відповідно.

Статичний момент щодо розтягнутої крайки перетину:

$$\begin{aligned} S_{\text{прин}} &= \delta_{\text{фс}} \cdot b_{\text{прин}} \cdot \left(h_{\text{н}} - \frac{\delta_{\text{фс}}}{2} \right) + \delta_{\text{фр}} \cdot b_{\text{прин}} \cdot \frac{\delta_{\text{фр}}}{2} + b_{\text{р}} \cdot h_{\text{р}} \cdot n \cdot \left(\frac{h_{\text{р}}}{2} + \delta_{\text{фр.}} \right) \cdot \frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} = \\ &= 0.8 \cdot 121.5 \cdot \left(20.8 - \frac{0.8}{2} \right) + 0.6 \cdot 121.5 \cdot \frac{0.6}{2} + 4.6 \cdot 19.4 \cdot 4 \cdot \left(\frac{19.4}{2} + 0.6 \right) \cdot \frac{10000}{9000} = 6089.959 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Відстань від розтягнутої крайки плити до нейтральної лінії:

$$y_{\text{р}} = \frac{S_{\text{прин}}}{F_{\text{прин}}} = \frac{6089.959}{566.722} \approx 10,746 \text{ см;}$$

$$y_{\text{с}} = h_{\text{н}} - y_{\text{р}} = 20.8 - 10,746 = 10,054 \text{ см;}$$

Визначення приведенного моменту інерції щодо нейтральної лінії перетину:

$$J_{\text{прин}} = \frac{b_{\text{прив}} \cdot \delta_{\text{фс}}^3}{12} + b_{\text{фс}} \cdot b_{\text{прив}} \cdot \left(y_c - \frac{\delta_{\text{фс}}}{2} \right) + \left[\frac{b_{\text{прив}} \cdot \delta_{\text{фр}}^3}{12} + \delta_{\text{фр}} \cdot b_{\text{прив}} \cdot \left(y_p - \frac{\delta_{\text{фр}}}{2} \right) \right] +$$

$$+ n \cdot \left[\frac{b_p \cdot h_p^3}{12} + b_p \cdot h_p \cdot \left(y_p - \frac{h_p}{2} - b_{\text{фр}} \right) \right] \cdot \frac{E_p}{E_f} = \frac{121.5 \cdot 0.8^3}{12} + 0.8 \cdot 121.5 \cdot \left(10.054 - \frac{0.8}{2} \right) +$$

$$+ \left[\frac{121.5 \cdot 0.6^3}{12} + 121.5 \cdot 0.6 \cdot \left(10.746 - \frac{0.6}{2} \right) \right] + 4 \cdot \left[\frac{4.6 \cdot 19.4^3}{12} + 4.6 \cdot 19.4 \cdot \right.$$

$$\left. \left(10.746 - \frac{19.4}{2} - 0.6 \right) \right] \cdot \frac{10000}{9000} = 29539.422 \text{ см}^4;$$

Приведені моменти опору:

$$W_{\text{прив}}^p = \frac{J_{\text{прив}}}{y_p} = \frac{2938.059}{10.746} = 2748.895 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{прив}}^c = \frac{J_{\text{прив}}}{y_c} = \frac{29539.422}{10.054} = 2938.059 \text{ см}^3;$$

Перевіряємо міцність розтягнутої обшивки:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{\text{прив}}^p} = \frac{1586.4}{2748.895} = 0.577 \text{ кН / см} \leq R_{\text{фр}} \cdot m_{\text{ф}} = 1.4 \cdot 0.6 = 0.84 \text{ кН / см};$$

$m_{\text{ф}} = 0.6$ - коефіцієнт, що враховує послаблення в стисках обшивки по довжині плити;

Гнучкість обшивки на ділянці між повздовжніми ребрами:

$$\frac{a}{\delta_{\text{фс}}} = \frac{38.8}{0.8} = 48.5 \leq 50;$$

$$\phi_f = \frac{\left(\frac{a}{\delta_{\text{фс}}} \right)}{5000} = 1 - \frac{(48.5^2)}{5000} = 0.527$$

Перевіряємо стійкість стиснутої обшивки:

$$\sigma_{\text{фс}} = \frac{M}{\phi_f \cdot W_{\text{прив}}^c} = \frac{1586.4}{0.527 \cdot 2938.059} = 1.023 \text{ кН / см} \leq R_{\text{фс}} = 1.2 \text{ кН / см};$$

Визначаємо статичний момент стиснутої обшивки відносно центра ваги перетину:

$$S_{прив} = \delta_{фс} \cdot b_{прив} \cdot \left(y_c - \frac{\delta_{фс}}{2} \right) = 0.8 \cdot 121.5 \cdot \left(10.054 - \frac{0.8}{2} \right) = 938.375 \text{ смі};$$

Перевіряємо напруження сколювання, по клейовому шару фанери в межах товщини повздовжніх ребер.

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{прив}}{J_{прив} \cdot n \cdot b_p} = \frac{10.792 \cdot 938.375}{29539.422 \cdot 4 \cdot 4.6} = 0.019 \text{ кН / см} \leq R_{ф.зр.} = 0.08 \text{ кН / см};$$

Розрахунок по другій групі граничних станів.

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

Визначаємо прогин плити в середині прольоту:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l_n^4}{E_f \cdot I_{прив}} \cdot K_{тр} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.02757 \cdot 588^4}{900 \cdot 29539.422} \cdot 1.4 = 2,26 \text{ см};$$

$K_{тр} = 1.4$ - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження;

Визначаємо відносний прогин:

$$\frac{f}{l_n} = \frac{2,26}{588} = \frac{1}{260.2} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

Умова жорсткості виконується.

Конструювання й розрахунок тришарнірної рами **із прямолінійних клеєдощатих елементів**

Вихідні дані для проектування. Запроектувати виробничий будинок прольотом $l = 21,5$ м. висота стійки $3,5$ м, крок рам $B = 5,9$ м. Температурно-вологі умови експлуатації АЗ, $m_{\text{в.}} = 0,9$. Термін експлуатації будівлі $T_{\text{ef}} = 60$ років, коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_{fm} = 1$ (згідно ДБН В.1.2-2:2006). Будівництво передбачається в м. Донецьк – характеристичне (нормативне) снігове навантаження $S_0 = 1,5 \text{ кН/м}^2$ (згідно ДБН В.1.2-2:2006). Вітрове навантаження при даній схемі рами й висоти стійки $H \leq 4$ м не враховується, тому що розвантажує раму. Матеріал конструкцій: дошки соснові другого сорту товщиною 40 мм, вологістю до 15% , сталь листова, кругла й профільного класу С245.

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:

$$h = h_2 = h_4 = \frac{l}{20} = \frac{21,5}{20} = 1,075 \text{ м} = 107,5 \text{ см};$$

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

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

$$h_3 = h / \sin \frac{\varphi}{2} = 107,5 / \sin \frac{104^\circ 02'}{2} = 136,401 \text{ см};$$

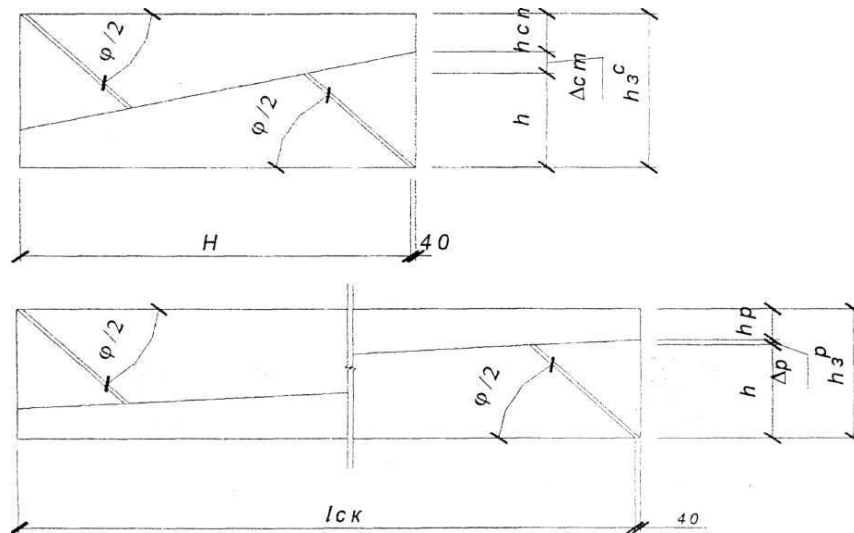
Висота перетину стійки на опорі $h_{cm} > 0,4h = 43 \text{ см}$.

Висота перетину ригеля у гребені $h_p > 0,3h = 32,25 \text{ см}$.

Ширина перетину призначається залежно від прольоту рами:

Товщина дощок приймається по рекомендованому сортаменту, але не більше 40 мм. Чим тонше дошки, тим більше операцій по обробці, відходів, і відповідно, дорожчий клеєний блок: приймаємо дошки перетином 225×40 мм.

Після обробки дошок по пластям (5-8 мм) і фрезерування крайок клеєного пакета (15-20 мм) одержуємо перетин чистих дошок 210×33 мм. Ригель і стійку komponуємо у вигляді прямокутних клеєних пакетів з подальшим розпилюванням пакета по діагоналі:



Допуск на утворення ухилу зубчастого стику стійки:

$$\Delta_{cm} = \frac{\frac{h}{\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}} \times (h - h_{cm})}{H - \frac{h}{\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}} = \frac{\frac{107,5}{\operatorname{tg} \frac{104^{\circ}02'}{2}} \times (107,5 - 43)}{380 - \frac{107,5}{\operatorname{tg} \frac{104^{\circ}02'}{2}}} = 18,292 \text{ см};$$

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

$$h_3^c = h + \Delta_{cm} + h_{cm} = 107,5 + 18,292 + 43 = 168,8 \text{ см};$$

$$n = \frac{h_3^c}{\delta} = \frac{168,8}{3,3} = 51,15 \approx 52 \text{ штук}$$

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

$$h_3^c = n \times \delta = 52 \times 3,3 = 171,6 \text{ см}; \quad h = h_2 = h_4 = \frac{l}{20} = \frac{21,5}{20} = 107,5 \text{ см};$$

$$h_{cm} = 45,8 > 43 \text{ см};$$

Довжина ригеля рами по вісі: $l_{пуз} = \frac{l/2}{\cos 6} = \frac{2150/2}{\cos 14^{\circ}02'} = 1108,006 \text{ см};$

Допуск на утворення ухилу зубчастого стику ригеля:

$$\Delta_{пуз} = \frac{\frac{h}{\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}} \times (h - h_p)}{l_{пуз} - \frac{h}{\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}} = \frac{\frac{107,5}{\operatorname{tg} \frac{104^{\circ}02'}{2}} \times (107,5 - 32,25)}{1108,006 - \frac{105}{\operatorname{tg} \frac{104^{\circ}02'}{2}}} = 6,169 \text{ см};$$

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

$$h_3^p = h + \Delta_{см} + h_{см} = 107,5 + 6,169 + 32,25 = 145,919 \text{ см};$$

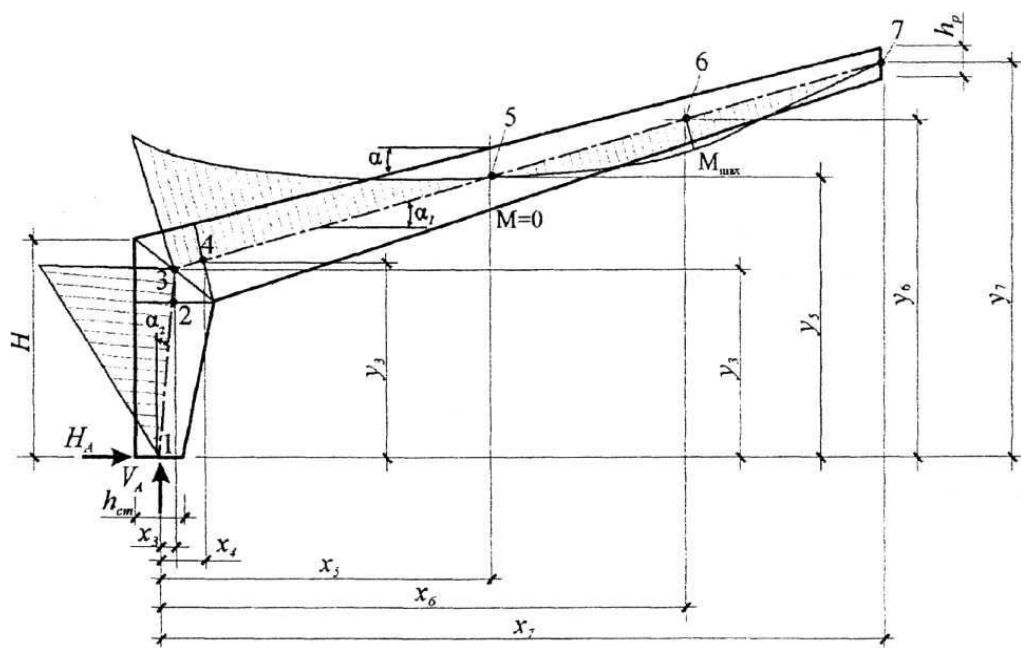
$$n = \frac{h_3^p}{\delta} = \frac{145,919}{3,3} = 44,218 \approx 45 \text{ штук}$$

Фактична висота клеєного блоку стійки h_3^p та уточнена висота опорного перетину $h_{см}$:

$$h_3^c = n \times \delta = 45 \times 3,3 = 148,5 \text{ см}; \quad h = h_2 = h_4 = \frac{l}{20} = \frac{21,5}{20} = 107,5 \text{ см};$$

$$h_p = 34,831 > 32,25 \text{ см};$$

Статичний розрахунок



Визначаємо координати центрів характерних перетинів, приймаючи центр ваги опорного перетину початком координат:

$$x_2 = \frac{h - h_{cm}}{2} = \frac{107,5 - 45,8}{2} = 30,846 \text{ см};$$

$$y_2 = H - \frac{h}{\tan \frac{\varphi}{2}} = 380 - \frac{107,5}{\tan \frac{104^\circ 02'}{2}} = 296,042 \text{ см};$$

$$x_3 = \frac{h_3 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}{2} - \frac{h_{cm}}{2} = \frac{136,401 \cdot \sin \frac{104^\circ 02'}{2}}{2} - \frac{45,8}{2} = 30,846 \text{ см};$$

$$y_3 = H - \frac{h}{2 \tan \frac{\varphi}{2}} = 380 - \frac{107,5}{2 \tan \frac{104^\circ 02'}{2}} = 338,021 \text{ см};$$

$$x_4 = \frac{(2h - h_{cm})}{2 \tan \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \alpha} = \frac{(2 \cdot 107,5 - 45,8)}{2 \tan \frac{104^\circ 02'}{2} \cdot \cos 14^\circ 02'} = 68,099 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} y_4 &= H - \frac{h}{2 \tan \frac{\varphi}{2}} + \frac{2h - (h_3 + h_{cm})}{2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} = \\ &= 380 - \frac{107,5}{2 \tan \frac{104^\circ 02'}{2}} + \frac{2 \cdot 107,5 - (136,401 + 45,8)}{2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{104^\circ 02'}{2} = 350,826 \text{ см}; \end{aligned}$$

$$x_7 = \frac{l}{2} - \frac{h_{ст}}{2} = \frac{2150}{2} - \frac{45,8}{2} = 1052,096 \text{ см};$$

$$y_7 = H + \frac{l/2}{\operatorname{ctg} \alpha} - \frac{h_{p2}}{2} = 380 + \frac{2150/2}{\operatorname{ctg} 14^\circ 02'} - \frac{34,831}{2} = 631,011 \text{ см};$$

$$\alpha_1 = \arctg \frac{y_7 - y_4}{x_7 - x_4} = \arctg \cdot \frac{(631,011 - 350,826)}{(1052,096 - 68,099)} = 15^\circ 51';$$

$$\alpha_2 = \arctg \frac{(h - h_{cm}) \cdot \operatorname{tg} \frac{104^\circ 02'}{2}}{2 \cdot (H \cdot \operatorname{tg} \frac{104^\circ 02'}{2} - h)} = \arctg \cdot \frac{(107,5 - 45,8) \cdot \operatorname{tg} \frac{104^\circ 02'}{2}}{2 \cdot (380 \cdot \operatorname{tg} \frac{104^\circ 02'}{2} - 107,5)} = 5^\circ 41';$$

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

$$l_1 = \frac{y_3}{\cos \alpha_2} = \frac{338,021}{\cos 5^\circ 41'} = 339,426 \text{ см};$$

$$l_2 = \frac{x_7 - x_3}{\cos \alpha_1} = \frac{1052,096 - 30,846}{\cos 15^\circ 51'} = 1061,843 \text{ см};$$

$$l_0 = 339,426 + 1061,843 = 1401,269 \text{ см}.$$

Збір навантажень на раму.

Вид навантаження	Нормативне навантаження $кН / м.л$	γ_{fm}	Розрахункове навантаження $кН / м.л$
Вага конструкції покрівлі: $g_{пок} = \frac{g_{п.}}{g_{ф}}$	$\frac{0.732}{1.35} = 0.542$	-	$\frac{0.836}{1.35} = 0.619$
Власна вага рами: $g_{в.в.} = \frac{g_{пок}^H + p^H}{\frac{1000}{\kappa \times l}}$	$g_{в.в.} = \frac{0.542 + 1.5}{\frac{1000}{8 \cdot 21,5} - 1} = 0.49$	1.1	0,539
Разом постійне навантаження:	$g_n^H = 1,032$	-	$g_n^p = 1,158$
Тимчасове навантаження: снігове, м. Донецьк $S_0 = 1.5 кН / м$ $S_m = \gamma_{fm} S_0 C$; ($C=1$), $\gamma_{fm} = 1.4$	$p^H = 1.5$	1.4	$p^p = 2,1$
Усього повне навантаження:	$g^H = 2.532$	-	$g^p = 3,258$

Визначаємо розрахункові погонні навантаження на ригель рами:

Постійне: $g = g_n^p \cdot B = 1,158 \cdot 5,9 = 6,832 кН / м$;

Тимчасове: $p = p^p \cdot B = 2,1 \cdot 5,9 = 12,39 кН / м$;

Повне: $q = g + p = 6,832 + 12,39 = 19,222 кН / м$;

Опорні реакції:

$$V_A = V_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{19,222 \cdot 21,5}{2} = 206,641 кН / м$$

$$H_A = \frac{q \cdot l}{8 \cdot f} = \frac{19,222 \cdot 21,5}{8 \cdot 6,31} = 176.018 кН / м; \quad f = \gamma_7$$

Згинаючі моменти в перерізах 2, 3, 4.

$$M_2 = V_A \cdot x_2 - H_A \cdot y_2 - \frac{q \cdot x_2^2}{2} =$$

$$= 206,641 \cdot 30,846 - 176.018 \cdot 296,042 - \frac{0.19222 \cdot 30,846^2}{2} = -45826.225 кНсм;$$

$$M_3 = V_A \cdot x_3 - H_A \cdot y_3 - \frac{q \cdot x_3^2}{2} =$$

$$= 206,641 \cdot 30.846 - 176.018 \cdot 338,021 - \frac{0.19222 \cdot 30.846^2}{2} = -53215.304 \text{ кНсм};$$

$$M_4 = V_A \cdot x_4 - H_A \cdot y_4 - \frac{q \cdot x_4^2}{2} =$$

$$= 206,641 \cdot 68,099 - 176.018 \cdot 350,826 - \frac{0.19222 \cdot 68,099^2}{2} = -48125.629 \text{ кНсм};$$

Нормальні зусилля: $N_1 = N_2 = V_a$;

$$N_3 = (V_a - qx_3) \cdot \sin \frac{\varphi}{2} + H_A \cdot \cos \frac{\varphi}{2} =$$

$$= (206,641 - 19,222 \cdot 0.30846) \cdot \sin 52^\circ 01' + 176.018 \cdot \cos 52^\circ 01' = 266,528 \text{ кН};$$

$$N_4 = (V_a - qx_4) \cdot \sin \alpha_1 + H_A \cdot \cos \alpha_1 =$$

$$= (206,641 - 19,222 \cdot 0.68099) \cdot \sin 15^\circ 51' + 176.018 \cdot \cos 15^\circ 51' = 222.294 \text{ кН}$$

У ригелі та стійці рами одночасно діють згинаючий момент та повздовжнє зусилля стиску. Розрахунок рами на міцність виконуємо у перерізах ригеля, в яких діє найбільший згинаючий момент – бісе корисному перерізі 3 та карнизному перерізі 4.

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 зминанню під кутом до волокон:

$$y_{xc} = \frac{N_3}{F_{розр.}} + \frac{M_D}{k_1 \cdot W_{розр.}} \leq R_{зм} b_1;$$

Де $k_1 = 0.7$ - визначається за графіком в залежності від β_1

Гнучкість λ та відповідний коефіцієнт повздовжнього згину φ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{1401,269}{0.289 \cdot 136,401} = 35,547; \lambda \leq 70; \varphi = 1 - 0,8(35,547 / 100)^2 = 0,8989;$$

Розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон з урахуванням коефіцієнтів:

$$R_c = \frac{R_c \cdot m_b \cdot m_v}{\gamma} = \frac{1.5 \cdot 0.8 \cdot 0.9}{0.95} = 1.14;$$

m_b - коефіцієнт, що враховує висоту поперечного перетину при дії згинаючого моменту. $m_b = 0.8$ при $h_3 = 136,401$;

m_v - коефіцієнт, що враховує температурно-вологісний режим експлуатації

$k_{жн} = 0.66 + 0.34\beta$; - коефіцієнт, що враховує змінність висоти поперечного перетину:

β - враховує зменшення висоти перетину по довжині ригеля та стійки.

$$\beta = \frac{\beta_1 \cdot l_1 + \beta_2 \cdot l_2}{l_0}; \quad \beta_1 = \frac{h_{ст}}{h} = \frac{45,8}{107,5} = 0.426; \quad \beta_2 = \frac{h_p}{h} = \frac{34,831}{107,5} = 0.324;$$

$$\beta = \frac{\beta_1 \cdot l_1 + \beta_2 \cdot l_2}{l_0} = \frac{0.426 \cdot 339,426 + 0.324 \cdot 1061,843}{1401,269} = 0,349;$$

$$k_{жн} = 0.66 + 0.34\beta = 0.66 + 0.34 \cdot 0.349 = 0,779;$$

Геометричні характеристики – площа та момент опору бісектрисного перетину:

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

Коефіцієнт ξ , що враховує виникнення додаткового згинаючого моменту від ексцентриситету повздовжнього зусилля стиску при роботі конструкції по деформованій схемі:

$$\xi = 1 - \frac{266,528}{0,8989 \cdot 0.779 \cdot 1.14 \cdot 2864,418} = 0.883; \quad M_D = \frac{M_3}{\xi};$$

Розрахунковий опір деревини зминанню під кутом β_1 до волокон:

$$R_{зм\beta_1} = 1 - \frac{R_c}{1 + \left(\frac{R_3}{R_{зм90}} - 1\right) \cdot \sin \beta_1} = 1 - \frac{15 / 0.95}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \cdot \sin 37^\circ 59'} = 0,786 \text{ кН} \cdot \text{смл}$$

$$y_{xc} = \frac{N_3}{F_{розр}} + \frac{M_D}{k_1 \cdot W_{розр.}} = \frac{266,528}{2864,418} + \frac{60262.904}{0.7 \cdot 65118,182} = 0.567 \text{ кН} / \text{смл} \leq R_{зм\beta_1} = 0.786 \text{ кН} / \text{смл};$$

Умова міцності виконується.

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

Максимальні напруження в розтягнутій зоні перетину:

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

Де $k_2 = 1.15$, $m_{\alpha} = 0.26$; – визначається за графіком в залежності від β_1 .

Розрахунковий опір деревини повздовжньому згину волокон з урахуванням коефіцієнтів: $R_{\alpha} = R_{\alpha} \cdot m_{\alpha} = 1.5 \cdot 1 = 1.5 \text{ кН} / \text{смл}$;

$$y_{xp} = -\frac{N_3}{F_{розр}} + \frac{M_D}{k_2 \cdot W_{розр.}} = -\frac{266,528}{2864,418} + \frac{60262.904}{1.15 \cdot 65118,182} = 0.33 \text{ кН} / \text{смл} \leq R_{\alpha} \cdot m_{\alpha} = 1.4 \cdot 0.26 = 0.364 \text{ кН} / \text{смл};$$

Умова міцності виконується.

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

Максимальні напруження в стиснутій зоні перетину:

$$y_{xc} = \frac{M_D}{k_3 \cdot W_{розр.}} = \frac{60262.904}{3.8 \cdot 65118,182} = 0.244 \text{ кН} / \text{смл} \leq R_{зм\frac{\varphi}{2}} = 0.534 \text{ кН} / \text{смл};$$

Де $k_3 = 3.8$ – визначається за графіком в залежності від β_1

$$R_{зм\frac{\varphi}{2}} = \frac{R_{зм}}{1 + \left(\frac{R_{зм}}{R_{зм90}} - 1\right) \cdot \sin \beta_1} = \frac{15 / 0.95}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \cdot \sin 52^\circ} = 5.34 \text{ МПа} = 0.534 \text{ кН} / \text{смл};$$

Умови міцності – пункти а), б), в), - у бісектрисному перетині 3 виконується. Перевіряємо міцність по нормальних напруженнях у перерізі 4:

Гнучкість λ та відповідний коефіцієнт повздовжнього згину φ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{1401,269}{0.289 \cdot h} = \frac{1401,269}{0.289 \cdot 107,5} = 45,104;$$

$k_{жн}$ – дивись пункт а,

$$m_6 = 0.8375 \text{ при } h_4 = h. = 107,5; \lambda \leq 70; \varphi = 1 - 0,8(45,104 / 100)^2 = 0,837;$$

$$R_c = \frac{R_c \cdot m_6 \cdot m_B}{\gamma} = \frac{1.5 \cdot 0.8375 \cdot 0.9}{0.95} = 1.19; F_{розр.} = b \cdot h_4; W_{розр.} = \frac{b \cdot h_4^2}{6};$$

$$\xi = 1 - \frac{N_4}{\varphi \cdot k_{жн} \cdot R_c \cdot F_{розр}} = 1 - \frac{221,928}{0,837 \cdot 0.779 \cdot 1.19 \cdot 2257,5} = 0.873; M_D = \frac{M_4}{\xi};$$

$$y_{xc} = \frac{N_4}{F_{розр}} + \frac{M_D}{W_{розр}} = \frac{222.294}{2257,5} + \frac{55122.08}{40446,875} = 1.11 \text{ кН / см} \leq R_c = 1.19 \text{ кН / см};$$

Умова міцності виконується.

Розкріплюємо раму в напрямку із площини стіновими панелями, плитами покриття, поперечними (скатними) зв'язками, встановленими у бісектрисному перерізі 3.

Визначаємо положення нульової точки на епюрі згинаючих моментів, координати:

$$\begin{aligned} x_5 &= -\frac{H_A \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 - V_A}{q} - \sqrt{\left(\frac{H_A \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 - V_A}{q}\right)^2 - 2 \cdot \left(\frac{H_A \cdot y_3 - H_A \cdot x_3 \cdot \operatorname{tg} \alpha_1}{q}\right)} = \\ &= -\frac{175,729 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ 51' - 206,301}{0.19191} - \\ &= -\sqrt{\left(\frac{175,729 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ 51' - 206,301}{0.19191}\right)^2 - 2 \cdot \left(\frac{175,729 \cdot 338,021 - 175,729 \cdot 30,846 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ 51'}{0.19191}\right)} = 569,184 \text{ см}; \end{aligned}$$

$$y_5 = y_3 + (x_5 - x_3) \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 = 338,021 + (569,184 - 30,846) \cdot \operatorname{tg} 15^\circ 51' = 491,308 \text{ см};$$

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

г) на ділянці від опорного до бісектрисного перерізу стійки:

гнучкість λ та відповідний коефіцієнт повздовжнього згину φ :

$$\lambda = \frac{H}{r} = \frac{H}{0.289 \cdot b} = \frac{380}{0.289 \cdot 21} = 62,613;$$

$$\lambda \leq 70; \varphi = 1 - 0,8(62,613 / 100)^2 = 0,686;$$

Геометричні характеристики найбільшого по площі перетину ригеля:

$$F_{разр.} = b \cdot h_3; W_{разр.} = \frac{b \cdot h_3^3}{6};$$

Коефіцієнт, що враховує змінність висоти поперечного перетину:

$$k_{жн} = (0.4 + 0.6 \cdot \beta_1) \cdot \beta_1 = (0.4 + 0.6 \cdot 0.426) \cdot 0.426 = 0.279;$$

$$R_c = \frac{R_c \cdot m_b \cdot m_b}{\gamma} = \frac{1.5 \cdot 0.8 \cdot 0.9}{0.95} = 1.14;$$

Коефіцієнт ξ , що враховує виникнення додаткового згинаючого моменту від поздовжньої сили при роботі конструкції по деформованій схемі:

$$\xi = 1 - \frac{N_3}{\varphi \cdot k_{жн} \cdot R_c \cdot F_{розр}} = 1 - \frac{266.528}{0,686 \cdot 0.273 \cdot 1.14 \cdot 2864.418} = 0.573;$$

φ_m – коефіцієнт стійкості елементів, що згинаються, шарнірно закріплених від зсуву із площини згину та закріплених від повороту в опорних перетинах,

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{bI}{H \cdot h} \cdot k_\phi \cdot k_{жм};$$

$k_\phi = 1.5$ – коефіцієнт, що залежить від форми епюри згинаючих моментів на ділянці, що перевіряється;

$k_{жм} = \beta_1^{\frac{1}{3}} = 0.419^{\frac{1}{3}} = 0.748$; – коефіцієнт, що враховує змінність висоти поперечного перетину по довжині елементу, не закріпленого із площини по розтягнутій від моменту крайці.

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{bI}{H \cdot h} \cdot k_\phi \cdot k_{жм} = 140 \cdot \frac{21I}{380 \cdot 107,5} \cdot 1.5 \cdot 0.748 = 1.696;$$

Умова стійкості плоскої форми деформування:

$$\frac{N_3}{\varphi \cdot k_{жн} \cdot R_c \cdot F_{розр.}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_m \cdot R_{зг} \cdot W_{зг}} \right) I \leq 1;$$

$$\frac{266,528}{0,686 \cdot 1.14 \cdot 2864,418 \cdot 0.279} + \left(\frac{92840.625}{1.696 \cdot 1.5 \cdot 65118.182} \right) I = 0.777 \leq 1;$$

Умова стійкості виконується.

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

$$\lambda = \frac{(x_5 + \frac{h_{cm}}{2})}{\cos \alpha_1 \cdot 0.289 \cdot b} = \frac{(569,184 + \frac{45,8}{2})}{\cos 15^\circ 51' \cdot 0.289 \cdot 21} = 101,437;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda I} = \frac{3000}{101,437 I} = 0.292;$$

Висота перетину ригеля в нульовій точці на епюрі моменті:

$$h_5 = \frac{h \cdot (x_7 - x_5)}{x_7 - x_4} = \frac{107,5 \cdot (1052,096 - 569,184)}{1052,096 - 68,099} = 52,757 \text{ см};$$

$$\beta = \frac{h_5}{h_4} = \frac{52,757}{107,5} = 0.491; \quad k_{ЖН} = (0.4 + 0.6\beta) \cdot \beta = (0.4 + 0.6 \cdot 0.491) \cdot 0.491 = 0.341;$$

$$k_{ЖМ} = k_{ЖН}^{\frac{1}{4}} = 0.341^{\frac{1}{4}} = 0.764; \quad k_{\phi} = 2.54;$$

$$\begin{aligned} \varphi_M &= 140 \cdot \frac{bI}{(x_5 + \frac{h_{cm}}{2}) \cdot h_5} \cdot k_{\phi} \cdot k_{ЖМ} = \\ &= 140 \cdot \frac{21I}{(569,184 + \frac{45,8}{2}) \cdot 52,757} \cdot 2.54 \cdot 0.764 = 3.689; \end{aligned}$$

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

$$R_c = \frac{R_c \cdot m_6 \cdot m_B}{\gamma} = \frac{1.5 \cdot 0.8 \cdot 0.9}{0.95} = 1.14;$$

$$\xi = 1 - \frac{N_3}{\varphi \cdot k_{ЖН} \cdot R_c \cdot F_{разр.}} = 1 - \frac{266,528}{0.292 \cdot 0.341 \cdot 1.14 \cdot 2864,418} = 0.176;$$

$$\frac{N_3}{\varphi \cdot k_{ЖН} \cdot R_c \cdot F_{разр.}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_{з,е} \cdot W_{разр.}} \right) I \leq 1;$$

$$\frac{266.528}{0.292 \cdot 1.14 \cdot 2864,418 \cdot 0.341} + \left(\frac{92840.625}{3.689 \cdot 1.5 \cdot 65118,182} \right) I = 0.861 \leq 1;$$

Умова стійкості виконується.

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

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

$$x_6 = \frac{V_A \cdot \cos \alpha_1 - H_A \cdot \sin \alpha_1}{q \cdot \cos \alpha_1} = \frac{206,301 \cdot \cos 15^\circ 51' - 175,729 \cdot \sin 15^\circ 51'}{0.19191 \cdot \cos 15^\circ 51'} = 814,264 \text{ м};$$

$$y_6 = y_3 + (x_6 - x_3) \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 = 338,021 + (814,264 - 30,8446) \cdot \operatorname{tg} 15^\circ 51' = 561,093 \text{ см};$$

$$M_6 = V_A \cdot x_6 - H_A \cdot y_6 - \frac{q \cdot x_6^2}{2} = 206,641 \cdot 814,264 - 176.018 \cdot 561,093 - \frac{0.19222 \cdot 814,264^2}{2} = 5772.928 \text{ Нсм};$$

$$N_6 = (V_A \cdot q \cdot x_6) \cdot \sin \alpha_1 + H_A \cdot \cos \alpha_1 = (206,641 \cdot 19,222 \cdot 814,264) \cdot \sin 15^\circ 51' + 176.018 \cdot \cos 15^\circ 51' = 183.015 \text{ кН}$$

$$\lambda = \frac{(x_7 - x_5)}{\cos \alpha_1 \cdot 0.289 \cdot b} = \frac{(1052,096 - 569,184)}{\cos 15^\circ 51' \cdot 0.289 \cdot 21} = 82,733$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda I} = \frac{3000}{82,733 I} = 0.438;$$

$$\beta = \frac{h_p}{h_5} = \frac{34,831}{52,757} = 0.66; \quad k_{ЖН} = (0.4 + 0.6 \cdot \beta) \cdot \beta = (0.4 + 0.6 \cdot 0.66) \cdot 0.66 = 0.526;$$

$$k_{ЖМ} = k_{ЖН}^{\frac{1}{2}} = 0.526^{\frac{1}{2}} = 0.725; \quad k_\phi = 1.13;$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b I}{\left(\frac{x_7 - x_5}{\cos \alpha_1}\right) \cdot h_5} \cdot k_\phi \cdot k_{ЖМ} = 140 \cdot \frac{21 I}{\left(\frac{1052,096 - 569,184}{\cos 15^\circ 51'}\right) \cdot 52,757} \cdot 1.13 \cdot 0.725 = 1.909;$$

$$m_6 = 0.96 \quad R_c = \frac{R_c \cdot m_6 \cdot m_B}{\gamma} = \frac{1.5 \cdot 0.96 \cdot 0.9}{0.95} = 1.36;$$

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

$$\xi = 1 - \frac{N_6}{\varphi \cdot k_{ЖН} \cdot R_3 \cdot F_{розр.}} = \frac{183.015}{0.438 \cdot 0.725 \cdot 1.36 \cdot 1107,904} = 0.473;$$

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

$$\frac{183.015}{0.438 \cdot 0.526 \cdot 1107,904 \cdot 1.36} + \left(\frac{12211.715}{1.909 \cdot 1.5 \cdot 9741,68} \right) I = 0.727 \leq 1;$$

Умова стійкості на трьох ділянках ригелю рами пункти г), д), е), - виконується.

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:

$$F_{розр.} = b \cdot h_3; \quad S_{розр} = \frac{b \cdot h_{cm} I}{8} = \frac{21 \cdot 45,8 I}{8} = 5508,155 \text{ смі};$$

$$J_{розр} = \frac{b \cdot h_{cm}^3}{12} = \frac{21 \cdot 45,8^3}{12} = 168210,6041 \text{ см}^4;$$

Гнучкість λ та відповідний коефіцієнт повздовжнього згину φ :

$$\lambda = \frac{l_1}{r} = \frac{l_1}{0.289 \cdot h_{cm}} = \frac{339,526}{0.289 \cdot 45,8} = 25,639; \quad \lambda \leq 70; \quad \varphi = 1 - 0,8(25,639 / 100)^2 = 0,947;$$

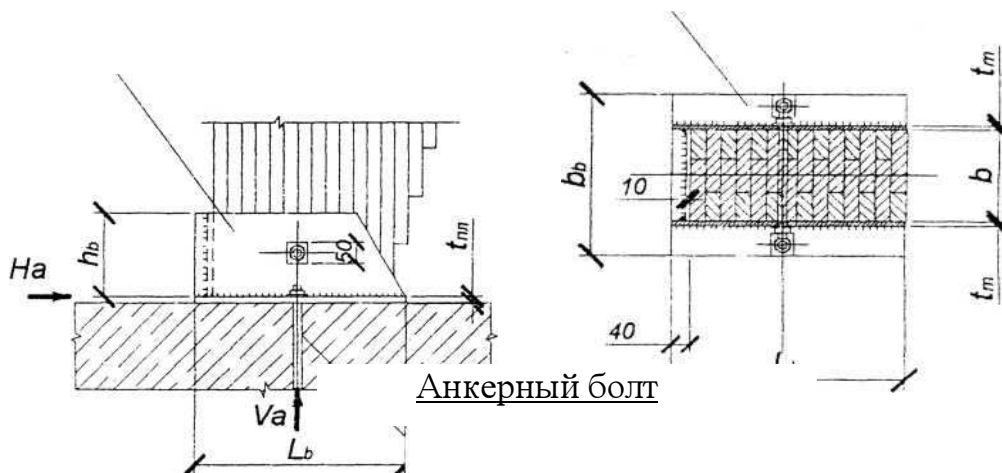
Коефіцієнт ξ , що враховує виникнення додаткового згинаючого моменту при роботі конструкції по деформованій схемі:

$$\xi = 1 - \frac{N_1}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{розр}} = 1 - \frac{206,301}{0,947 \cdot 1.44 \cdot 961,962} = 0.843;$$

Визначаємо напруження сколювання в опорному перетині ті порівнюємо з розрахунковим опором деревини сколюванню:

$$\tau = \frac{S \cdot Q_1}{\xi \cdot J_{розр} \cdot b_{розр}} = \frac{5508,155 \cdot 176.018}{0.843 \cdot 168210,6041 \cdot 21} = 0.326 \text{ кН / смі} \leq R_{ск} = 1.42 \text{ кН / смі};$$

Конструювання опорного вузла



Конструкція опорного вузла рами

Перевіряємо торець стійки на зминання вздовж волокон. Напруження зім'яття:

$$\sigma_{зм} = \frac{N_1}{b \cdot h_{ст}} = \frac{206,641}{21 \cdot 45,8} = 0,215 \text{ кН / см} \leq R_{зм} = 1,42 \text{ кН / см}$$

Для фундаменту приймаємо бетон класу В 7.5, $R_b = 4,5 \text{ МПа}$;

Базу проектуємо у вигляді звареного із чотирьох сталевих листів башмака, сталь класу С 245, зварювання здійснюється електродами Э 42. Вертикальний тиск передається через торець стійки на опорну плиту башмака; до опорної плити приварені два вертикальних листа – траверси, відстань між якими дорівнює ширині перерізу стійки b . Стійка фіксується до траверс конструктивним болтом М16. Горизонтальне зусилля розпору рами передається через зовнішню крайку стійки на вертикальну упорну плиту, яка приварюється між траверсами. Опорна плита закріплюється до фундаменту за допомогою анкерних болтів.

Розміри опорної плити башмака:

Довжина плити $l_b = h_{ст} + 2 \cdot (3 \dots 5 \text{ см}) = 45,8 + 2 \cdot 4 = 53,8 \text{ см}$,

Округляючи до цілого числа, призначаємо довжину плити $l_b = 55 \text{ см}$;

Ширина плити $b_b = b + 2 \cdot (5 \dots 10 \text{ см}) = 21 + 2 \cdot 5 = 31 \text{ см}$,

Округляючи до цілого числа, призначаємо ширину плити $b_b = 31 \text{ см}$;

Визначаємо фактичний тиск на бетон фундаменту:

$$\sigma_b = \frac{N_1}{A_b} = \frac{206,641}{55 \cdot 31} = 0,121 \text{ кН / см}^2 \leq R_b = 4,5 \text{ МПа} = 0,45 \text{ кН / см}^2;$$

Товщину траверс t_m призначаємо конструктивно 1 см. Товщину опорної плити призначаємо з умови згину її як консолі довжиною $c = \frac{b_b - (b + 2 \cdot t_m)}{2}$, що затиснена на опорі, або як пластинки, обпертої по трьох сторонах (ділянка 2).

$$\text{Момент в опорі консольної ділянки 1: } M_1 = \frac{\sigma_b \cdot c^2}{2} = \frac{0,121 \cdot 41^2}{2} = 0,97 \text{ кНсм};$$

Момент на ділянці 2, при співвідношенні сторін

$$\frac{h_{cm}}{b} = \frac{45,8}{21} = 2,18; \text{---} > \alpha_3 = 0,133;$$

$$M_2 = 0,8 \cdot \alpha_3 \cdot \sigma_b \cdot b l = 0,8 \cdot 0,133 \cdot 0,121 \cdot 21 l = 5,677 \text{ кНсм};$$

$$\text{Товщина опорної плити: } t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5,677}{21,5 \cdot 0,95}} = 1,29 \text{ см};$$

Приймаємо товщину опорної плити, округляючи в більшу сторону кратно 0,2 см, $t_{nl} = 1,4 \text{ см}$.

Визначаємо необхідний діаметр анкерних болтів.

При жорсткому закріпленні стійки до фундаменту встановлюють дві пари болтів, які розраховують на міцність із умови їх розтягу від складової згинаючого моменту в опорному перетині стійки. У випадку шарнірного закріплення стійки до фундаменту, встановлюють лише одну пару болтів, розміщуючи їх на вісі, що проходить через центр ваги опорного перетину стійки. Розрахунок болтів ведуть із умови міцності на зріз від дії горизонтального зусилля розпору.

Необхідна площа поперечного перетину одного болта із умови зрізу від горизонтального зусилля H_A : $A_b = \frac{H_A}{R_s \cdot \gamma_b \cdot n_b \cdot n_s} = \frac{176,018}{19 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 1} = 5,147 \text{ см}^2$;

$R_s = 19 \text{ кН / см}^2$ – розрахунковий опір зрізу анкерних болтів зі сталі С 245.

$\gamma_b = 0.9$ – коефіцієнт умови роботи болтового з'єднання.

Приймаємо болти діаметром $d = 27 \text{ мм}$, $A_{bHT} = 5.72 \text{ см}^2$;

Перевіряємо міцність опорної плити із умови зім'яття металу плити в болтовому з'єднанні:

$$\sigma_{bp} = \frac{H_A}{\gamma_b \cdot n_b \cdot d \cdot t_{пл}} = \frac{176.018}{2 \cdot 0.9 \cdot 2.7 \cdot 1.4} = 25,87 \text{ кН / см}^2 \leq R_{bp} = 36.5 \text{ кН / см}^2;$$

$R_{bp} = 36.5 \text{ кН / см}^2$ – розрахунковий опір зминанню елементів зі сталі С 245.

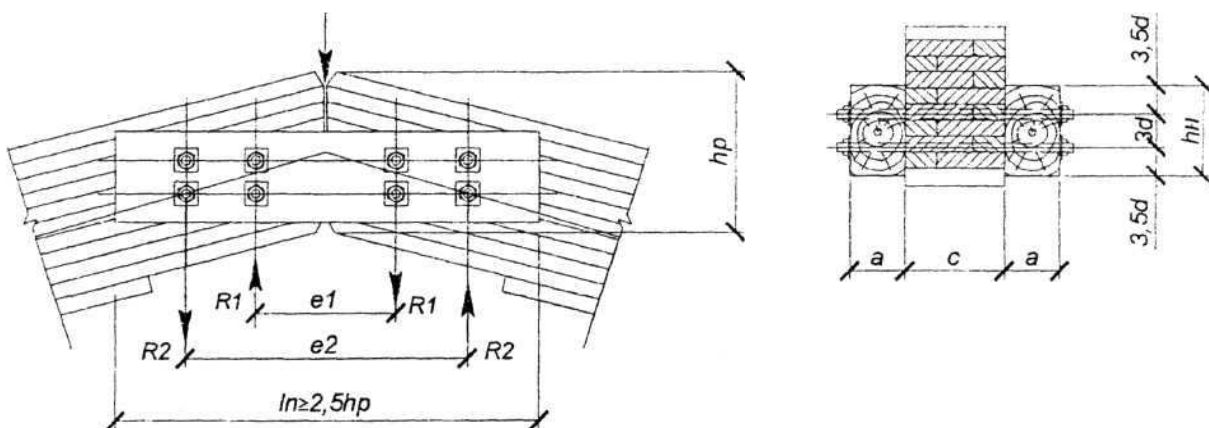
Конструктивно приймаємо висоту башмака такою, що приблизно дорівнює ширині перерізу стійки b , $h_b = 28 \text{ см}$;

Перевіряємо міцність зовнішньої крайки стійки із умови її зім'яття поперек волокон зусиллям розпору H_A :

$$\sigma_{зм90} = \frac{H_A}{h_b \cdot b} = \frac{176.018}{28 \cdot 21} = 0.299 \text{ кН / см}^2 \leq R_{зм90} = 0.3 \text{ кН / см}^2;$$

Умова міцності виконується.

Конструювання гребеневого вузла



При симетричному навантаженні на ригелі рами зусилля стиску у ригелях врівноважуються за рахунок взаємного зминання торців полурам, тобто гребеневий вузол працює як простий лобовий упор. При несиметричному навантаженні, наприклад, снігу на половині прольоту рами, в гребеновому вузлі з'являється поперечне зусилля, яке сприймають дерев'яні накладки, встановлені з обох боків полурам, та з'єднані нагелями – болтами, що працюють на поперечний згин.

Перевіряємо міцність під кутом до волокон при взаємному зминанні торців напіврами від повздовжнього зусилля $N_7 = H_A$:

$$\sigma_{зма} = \frac{N_7}{h_p \cdot b} = \frac{176.018}{21 \cdot 34.831} = 0.241 \text{ кН / см} \leq R_{зма} = 1.494 \text{ кН / см};$$

$$R_{зма} = \frac{R_c}{1 + \left(\frac{R_z}{R_{зм90}} - 1 \right) \cdot \sin \alpha} = \frac{15 / 0.95}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin 14^\circ 02'} = 14.94 \text{ МПа} = 1.494 \text{ кН / см};$$

Поперечна сила в гребеновому вузлі від снігового навантаження на половині прольоту рами:

$$Q_7 = P \cdot \frac{f}{2} = 12,39 \cdot \frac{6,310}{2} = 39,091 \text{ кН}; f = y_7;$$

Приймаємо накладки із брусів поперечним перетином $b_H \times h_H = 125 \times 200 \text{ мм}$, після обробки – $115 \times 190 \text{ мм}$, мінімальною довжиною $l_H \geq 2.5 h_p = 2.5 \cdot 34.831 = 87,076 \text{ см}$; з урахуванням правил розміщення нагелів приймаємо накладку довжиною $l_H = 100 \text{ см}$.

Приймаємо відстані між осями болтів: $e_1 = 30 \text{ см}$, $e_2 = 70 \text{ см}$, при діаметрів болтів $d_b = 20 \text{ мм}$.

Перевіряємо накладку на вигин як нерозрізну балку з опорами в тих перетинах, в яких встановлено нагелі. Згинаючий момент в накладках від поперечного зусилля Q_7 : $M = Q_7 \cdot \frac{e_1}{2} = 39,091 \cdot \frac{30}{2} = 586.367 \text{ кНсм}$;

Момент опору нетто поперечного перетину накладок, ослаблених отворами під болти:

$$W_{HT} = \frac{J_H}{h_H / 2} = \frac{2 \cdot \left[\frac{b_H \cdot b_{Hi}}{12} - 2 \cdot \left(\frac{b_H \cdot d_{Bi}}{12} + 2b_H \cdot \left(\frac{3 \cdot d_B}{2} \right) \right) \right]}{h_H / 2} =$$

$$= \frac{2 \cdot \left[\frac{11.5 \cdot 19i}{12} - 2 \cdot \left(\frac{11.5 \cdot 2,0i}{12} + 2 \cdot 11.5 \cdot \left(\frac{3 \cdot 2,0}{2} \right) \right) \right]}{19 / 2} = 1293.45 \text{ см}^4;$$

Перевіряємо накладки на міцність в ослабленому отворами перетині:

$$\sigma_{32} = \frac{M}{W_{HT}} = \frac{586.367}{1293.45} = 0.45 \text{ кН / см} \leq R_{32} = 1.5 \text{ кН / см};$$

Умова міцності виконується.

Визначаємо несучу здатність одного болта в одному умовному зрізі (площині зсуву між елементами):

а) із умови зминання крайнього елемента:

$$T_{кр} = 0.8 \cdot a \cdot d_B = 0.8 \cdot 11.5 \cdot 2,0 = 18.4 \text{ кН};$$

б) із умови зминання середнього елемента:

$$T_{ср} = 0.8 \cdot c \cdot d_B = 0.8 \cdot 21 \cdot 2,0 = 33.6 \text{ кН};$$

в) із умови згину болта:

$$T_{32} = 1.8 \cdot d_{Bi} + 0.02 \cdot a_i = 1.8 \cdot 2,0i + 0.02 \cdot 11.5i = 9.845 \text{ кН};$$

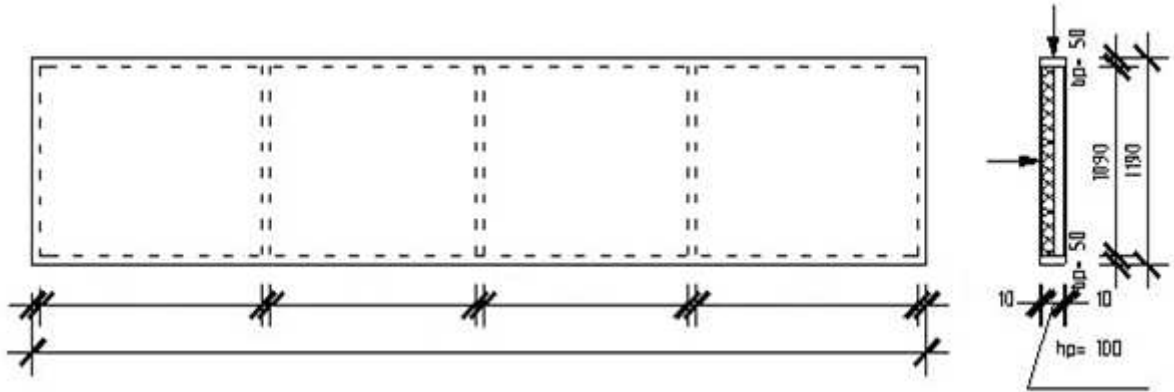
Мінімальна несуча здатність одного нагеля: $T_{\min} = T_{32} = 9.845 \text{ кН};$

Визначаємо зусилля в болтах R_1 та R_2 та порівнюємо з мінімальною несучою здатність нагельного з'єднання T_3 :

$$R_1 = \frac{Q_7}{1 - (e_1 / e_2)} = \frac{39,091}{1 - (30 / 70)} = 31,4095 \text{ кН} \leq T_3 = T_{\min} \cdot n_B \cdot n_{зр} = 9.845 \cdot 2 \cdot 2 = 39.38 \text{ кН};$$

$$R_2 = \frac{Q_7}{(e_2 / e_1) - 1} = \frac{39,091}{(70 / 30) - 1} = 29,318 \text{ кН} \leq T_3 = T_{\min} \cdot n_B \cdot n_{зр} = 9.845 \cdot 2 \cdot 2 = 39.38 \text{ кН};$$

Розрахунок стінової панелі



Таблиця збору навантажень

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	уф	Розрахункове навантаження, кН/м
1. Азбестоцементні плоскі листи $b_n \cdot \delta_a \cdot \rho_a \cdot n = 1,19 \cdot 0,01 \cdot 1,8 \cdot 2$	0,428	1,1	0,471
2. Продольные ребра $h_p \cdot b_p \cdot n \cdot \rho_d = 0,05 \cdot 0,1 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 5$	0,05	1,1	0,055
3. Поперечні ребра: $\frac{h_p \cdot b_p \cdot a \cdot n \cdot \rho_d}{l_n} = \frac{0,05 \cdot 0,1 \cdot 1,09 \cdot 5 \cdot 5}{5,89}$	0,023	1,1	0,025
4. Утеплитель з мінераловатних плит на синтетичнім зв'язуючєм $\gamma = 1,25$ кН/м ³ товщиною 0,06 м: $\frac{a \cdot l_{пп} \cdot t_y \cdot n \cdot \rho_y}{l_n} = \frac{1,09 \cdot 1,41 \cdot 0,06 \cdot 4 \cdot 1,25}{5,89}$	0,078	1,2	0,094
5. Пленочна пароізоляція: $0,01 \cdot b_n = 0,01 \cdot 1,19$	0,012	1,1	0,013
6. Шурупы та шайбы оцинковані: $0,01 \cdot b_n = 0,01 \cdot 1,19$	0,012	1,1	0,013
Всього постійне навантаження:	$g^H = 0,604$	-	$g^P = 0,672$
Тимчасове навантаження: Вітрове навантаження $w_0 = 0,5$ кН/м ² : а) на період експлуатації: $w_0 \cdot k_1 \cdot c_1 \cdot b_n = 0,5 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 1,19$	$q_3^H = 0,309$	1,4	$q_3^P = 0,433$
б) при монтаже: $w_0 \cdot k_1 \cdot (c_1 + c_2) \cdot b_n = 0,5 \cdot 0,65 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 1,19$	$q_m^H = 0,541$	1,4	$q_m^P = 0,758$

Розрахунковий опір деревини сосни II сорту розтягненню $R_p = 0.7 \text{ кН/см}^2$

Модуль пружності листового азбестоцементу: $E = 1300 \cdot \gamma_\delta = 1300 \cdot 0,65 = 845 \text{ кН/см}^2$.

Коефіцієнт приведення : $k_{np} = E_a/E_{др} = 1300/1000 = 1,3$

Розрахунок азбестоцементних панелей на вітрове навантаження та власну вагу двох панелей:

$$\sigma_p = \frac{Mr}{W_r \cdot k_w} + \frac{Mb}{W_b} \leq R_p;$$

$$Mr_{\text{э}} = \frac{g^p \cdot l_n^2}{8} = \frac{0.433 \cdot 5.9^2}{8} = 1.885 \text{ кНм}$$

$$Mr_m = \frac{q_m^p \cdot l_n^2}{8} = \frac{0.758 \cdot 5.9^2}{8} = 3.29 \text{ кНм}; \quad -$$

$$M_e = \frac{2 \cdot g^p \cdot l_n^2}{8} = \frac{2 \cdot 0.672 \cdot 5.9^2}{8} = 5.846 \text{ кНм}$$

k_w – коефіцієнт, враховуючий вплив податливості шурупів;

$$W_e = 2 \cdot k_{np} \frac{\delta_a \cdot b_n^2}{6} = 2 \cdot 1,3 \frac{1 \cdot 119^2}{6} = 6136,43 \text{ см}^3$$

– момент опору листів обшивки відносно осі x;

Момент інерції поперечного перетину панелі відносно осі y:

Розглядаємо перетин як ціле коробчате:

$$\begin{aligned} J_r &= 2 \cdot k_{np} \left[\frac{b_n \cdot \delta_a^3}{12} + b_n \left(\frac{h_p + \delta_a}{2} \right)^2 \right] + 2 \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} = \\ &= 1,3 \cdot 2 \left[\frac{119 \cdot 1^3}{12} + 119 \left(\frac{10+1}{2} \right)^2 \right] + 2 \frac{5 \cdot 10^3}{12} = 10218,467 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

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

$$\sigma_p = \frac{188,5}{1703,078 \cdot 0,4} + \frac{584,6}{6136,43} = 0,372 \text{ кН / см}^2 \leq R_p = 0,7 \text{ кН / см}^2;$$

Прогин від вітрового навантаження:

$k_{ж}$ – коефіцієнт жорсткості складеного перетину на податливих зв'язях;

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l_n^4}{E \cdot J_r \cdot k_{жк}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,00309 \cdot 589^4}{845 \cdot 10218,467 \cdot 0,35} = 1,6 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1,6}{589} = \frac{1}{368,125} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200};$$

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

$$n_c \geq \frac{1,5 \cdot Mr \cdot S_{бр}}{J_r \cdot T};$$

Статичний момент бруто одного листа обшивки відносно осі у:

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

Розрахункова несуча здатність одного шурупа:

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

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

$$n_c = \frac{1,5 \cdot 329,837 \cdot 850,85}{10218,467 \cdot 0,67} = 61,57 \text{ шт} \approx 62 \text{ шт};$$

$$n_c = \frac{1,5 \cdot 329,837 \cdot 850,85}{10218,467 \cdot 1,172} = 35,15 \text{ шт} \approx 36 \text{ шт};$$

При шурупах $d = 6$ мм можна розставити 62 шурупів з шагом :

$$S = \frac{l_n / 2 - 7d}{n_c} = \frac{5890 / 2 - 7 \cdot 6}{62} = 46,82 \text{ мм} \approx 47 \text{ мм};$$

а при $d = 8$ мм можна розставити 36 шурупів з шагом:

$$S = \frac{l_n / 2 - 7d}{n_c} = \frac{5890 / 2 - 7 \cdot 8}{36} = 80,25 \text{ мм} \approx 81 \text{ мм};$$

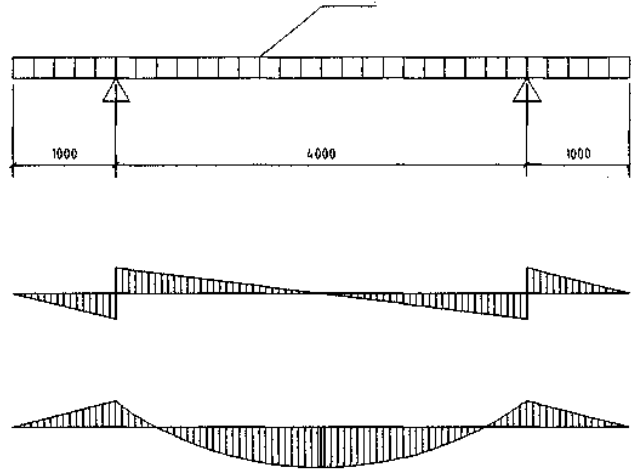
Перевірка панелі на монтажне навантаження q_m

$$g_m = k_n \cdot g^p = 3 \cdot 0,672 = 2,015 \text{ кН/см};$$

де $k_n = 3$ – коефіцієнт перенавантаження при транспортуванні та монтажі по п. 6.25 СніП 2.03.09 – 85.

$$M_{\max} = -\frac{g_m \cdot a^2}{2} + \frac{g_m \cdot l^2}{8} = -\frac{0,02015 \cdot 100^2}{2} + \frac{0,02015 \cdot 219^2}{8} = 282,41 \text{ кНсм};$$

$$\sigma_m = \frac{M_{\max}}{W_b} = \frac{28,241}{6136,433} = 0,046 \text{ кН / см}^2 \leq 1,9 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = R_b \cdot \gamma_d \cdot \gamma_w = 0,998 \text{ кН / см}^2;$$



Розрахунок стійки торцового фахверку

Знаходимо висоту стійки H_1 :

$$H_1 = H + \frac{l}{5} \cdot 2 \cdot i = 3.8 + \frac{21.5}{5} \cdot 2 \cdot 0.25 = 5.95 \text{ м},$$

Розрахункова довжина стійки:

$$H_p = 2 \cdot H_1 = 2 \cdot 5.95 = 11.9 \text{ м},$$

Допустима гнучкість $[\lambda] = 120$ радіус інерції перетину:

$$r = \frac{H_p}{[\lambda]} = \frac{11.9}{120} = 0.99 \text{ м},$$

Необхідна висота перетину:

$$h_{mp} = \frac{r}{0.289} = \frac{9.9}{0.289} = 34.31 \text{ см},$$

При товщині дощок 33 мм необхідна $34.31/3.3=10.4$ дощок, приймаємо

$$h=11 \cdot 3.3 = 36.3 \text{ см}.$$

Визначаємо розміри перетину дощок перетином 125x40 мм, після острожки – 115x33 мм: $b \times h = 11.5 \times 36.3 \text{ см}.$

Навантаження, діючи на стійку:

1) Власна вага стійки:

$$G_{ст} = 0.115 \cdot 0.363 \cdot 6.5 \cdot 1.1 = 1.378 \text{ кН},$$

2) Власна вага азбестоцементних стінових панелей: по висоті
вкладається $5,95 / 1,2 \approx 4$ шт

Постійне навантаження від панелей: $G_{\text{ст.п.}} = 0,672 \cdot 4,3 \cdot 4 = 11,56 \text{ кН}$;

3) Тимчасове навантаження – вітровий напор:

$$q_{\text{ва}} = w_0 \cdot k_1 \cdot c_1 \cdot B_0 \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 4,3 \cdot 1,4 = 1,56 \text{ кН/пм};$$

Вираховуємо момент від власної ваги стінових панелей:

$$e = \frac{11,9 + 36,3}{2} = 24,1 \text{ см};$$

$$M_{\text{ст}} = G_{\text{ст}} \cdot e = 11,56 \cdot 24,1 = 278,6 \text{ кНсм};$$

Вираховуємо момент в заділці стойки від окремих видів навантаження:

- від вітрового напору

$$M_{A1} = \frac{q_{\text{ва}} \cdot H_1^2}{8} = \frac{1,56 \cdot 5,95^2}{8} = 690,35 \text{ кНсм};$$

- від стінових панелей:

$$M_{A2} = 0,5 \cdot (1 - 3\lambda^2) \cdot M_{\text{ст}} = 0,5 \cdot (1 - 3 \cdot 0,5^2) \cdot 278,47 = 34,81 \text{ кНсм};$$

Розрахунковий момент в заділці:

$$M_A = 690,35 + 34,81 = 725,16 \text{ кНсм};$$

Розрахункова продольна сила:

$$N = 11,55 + 1,378 = 12,93 \text{ кН};$$

Гнучкість стійки:

$$\lambda = \frac{H_p}{0,289 \cdot h} = \frac{1190}{0,289 \cdot 36,3} = 113,43 \leq [\lambda] = 120; \quad \phi = \frac{3000}{113,43^2} = 0,233$$

$$\xi = 1 - \frac{12,93}{0,233 \cdot 1,42 \cdot 11,5 \cdot 36,3} = 0,906;$$

$$Ru = \frac{Ru \cdot m_{\text{с.}}}{\gamma_n} = \frac{1,5 \cdot 0,9}{0,95} = 1,42 \text{ кНм};$$

$$\sigma = \frac{12,93}{11,5 \cdot 36,3} + \frac{727,46 \cdot 6}{0,906 \cdot 11,5 \cdot 36,3^2} = 0,151 \text{ кН / см}^2 \leq Ru = 1,42 \text{ кН / см}^2;$$

Перевірки виконуються приймаємо перетин $b \times h = 11,5 \times 36,3 \text{ см}$.

Література

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. М. Стройиздат. 1982.
2. СНиП 201.07-65 Нагрузки и воздействия. М. ЦИТП Госстроя СССР. 1987 г.
3. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М. Стройиздат 1982 г.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М. Стройиздат 1986 г.
5. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и проектирования. Под редакцией В.А. Иванова. К. Вища школа. 1981 г.
6. Проектирование и расчет деревянных конструкций. Справочник под редакцией И.М. Гриня. К. Будівельник. 1988 г.
7. Слищкоухов Ю.В., Гуськов И.М. и др. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования. М. Стройиздат. 1991 г.
8. Клименко В.В. Проектування дерев'яних конструкцій. К. Вища школа. 1998 р.