

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РФ
ДЕПАРТАМЕНТ НАУЧНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ПОЛИТИКИ И
ОБРАЗОВАНИЯ
ФГБОУ ВПО КОСТРОМСКАЯ ГСХА

Кафедра строительных конструкций

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Практикум к выполнению курсовой работы для студентов направления
подготовки 08.03.01 «Строительство»
очной и заочной форм обучения

КОСТРОМА
КГСХА
2014

УДК [624.011.1 + 624.011.78] (075.8)

ББК 38.5

К 65

Составитель: доцент кафедры строительных конструкций ФГБОУ ВПО
Костромская ГСХА И.С. Борисова.

Рецензент: д.т.н., профессор Ивановского ГАСУ Гуюмджян.П. П.

*Рекомендовано к изданию методической комиссией
архитектурно-строительного факультета
ФГБОУ ВПО Костромская ГСХА, протокол № 7 от 12 ноября 2014 года.*

Конструкции из дерева и пластмасс: практикум к выполнению
курсовой работы для студентов направления подготовки 08.03.01
«Строительство» очной и заочной форм обучения / сост. И.С. Борисова.
Кострома: КГСХА, 2014. — 82 с.

Издание содержит примеры расчета элементов деревянных конструкций - настилов, прогонов, плит покрытия, балок, ферм, арок, рам. Численные решения всех проектных задач сопровождаются иллюстрациями. После каждого примера составлен краткий алгоритм расчета, в приложениях приведены необходимые для расчетов параметры и характеристики. Практикум по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» предназначен для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство» очной и заочной форм обучения.

ВВЕДЕНИЕ

Несущие деревянные конструкции: балки, фермы, арки, своды, купола и др. — широко применяются в гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданиях: малых, средних и больших пролетов. Специфической областью применения древесины считаются цехи и хранилища продукции химической промышленности, в атмосфере которых содержатся газы и пары, разрушающие металл и бетон. В районах, где лес является местным материалом, рационально строительство малоэтажных каркасных и щитовых деревянных домов. Они могут успешно конкурировать с привозимыми из далека материалами и конструкциями, перевозка которых не только дорога, но и длительна.

Современные средства защиты древесины от гниения позволяют существенно продлить срок службы деревянных конструкций. Обработка древесины антипиренами делает ее огнестойкой и гарантирует сохранность от возгорания до 30 лет. Новый конструкционный материал — облагороженная клеенная древесина обладает такими качествами, как прочность, индустриальность, долговечность, огнестойкость.

1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ АСБЕСТОЦЕМЕНТНОЙ ПЛИТЫ С ДЕРЕВЯННЫМ КАРКАСОМ

Пример расчета асбестоцементной плиты покрытия.

Требуется запроектировать асбестоцементную утепленную плиту покрытия сельскохозяйственного здания под рулонную кровлю с уклоном 0,1. Шаг несущих конструкций рам составляет 6 м. Здание расположено в III снеговом районе.

1. Выбор конструктивного решения плиты.

Асбестоцементные плиты с деревянным каркасом выпускают длиной 3 – 6 м, шириной соответственно 1 – 1,5 м. Они предназначены для совмещенных бесфонарных покрытий, в основном одноэтажных зданий промышленного назначения с кровлей из рулонных материалов с наружным отводом воды.

Принимаем плиту размером 1,5х6 м для верхней и нижней обшивок принимаем по 5 листов размером 1500х1200 мм. Стыкование листов обшивок принимаем впритык. Верхнюю сжатую обшивку назначаем толщиной $\delta_1=10$ мм как наиболее нагруженную, нижнюю растянутую – толщиной $\delta_2=8$ мм. Объемная масса листов составляет 1750 кг/м³.

В качестве крепежных элементов используем оцинкованные стальные шурупы диаметром $d=5$ мм и длиной 40 мм с потайной головкой. Расстояния между их осями принимают не менее $30d$ (где d - диаметр шурупа, болта или заклепки), но не менее 120 мм, и не более 30δ (где δ – толщина асбестоцементной обшивки). Расстояние от оси шурупа, болта или заклепки до края асбестоцементной обшивки должно быть не менее $4d$ и не более $10d$.

Ширину плит по верхней и нижней поверхностям принимаем равной 1490 мм с зазором между плитами 10 мм. В продольном направлении зазор между плитами предусматриваем 20 мм, что соответствует конструктивной длине плиты 5980 мм. Продольный стык между плитами осуществляется при помощи образующих четверть деревянных брусков, прибываемых гвоздями к продольным граням плит. Образованный зазор между плитами перед укладкой рубероидного ковра уплотняется теплоизоляционным материалом (мипорой, пороизолом, вспененным полиэтиленом и др.), а деревянные бруски, образующие стык, соединяются гвоздями диаметром 4 мм с шагом 300 мм.

Каркас плит предусматриваем из древесины сосны 2 сорта, плотностью 500 кг/м^3 . Длину опорной части плит определяют расчетом, но предусматривают не менее 4 см.

Расчетное сопротивление асбоцемента изгибу $R_{u.a}=16 \text{ МПа}$.

Модули упругости соответственно древесины и асбоцемента составляют $E_g=10000 \text{ МПа}$, $E_a=10000 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление асбоцемента сжатию $R_{c.a}=22,5 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление асбоцемента изгибу поперек листа $R_{wt.a}=14 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины сосны изгибу $R_{u.d}=13 \text{ МПа}$.

Для каркасных плит используют минераловатный или стекловатный утеплитель на синтетическом связующем, а также другие теплоизоляционные материалы. В данном случае используем жесткие минераловатные плиты на синтетическом связующем по ГОСТ 22950-95 плотностью 175 кг/м^3 . Теплоизоляционные плиты приклеиваются к нижней обшивке асбестоцементных плит на слое битума, который выполняет одновременно роль пароизоляции. Толщину утеплителя принимаем конструктивно равной 50 мм.

Несущими элементами плит являются продольные ребра из прямоугольных деревянных брусьев. Принимаем их высоту равной 200 мм, что соответствует $1/30$ пролета; ширину ребра – 60 мм. С учетом острожки (для выравнивания поверхностей):

$$h_p = 200 - 2 \cdot 2,5 = 195 \text{ мм} = 19,5 \text{ см},$$

$$b_p = 60 - 2 \cdot 2,5 = 55 \text{ мм} = 5,5 \text{ см}.$$

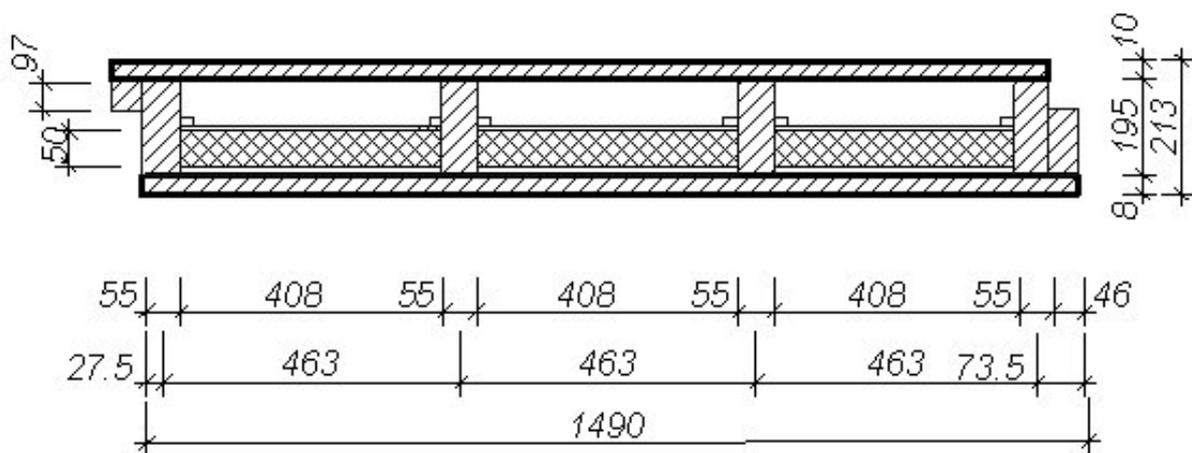


Рисунок 1. Поперечное сечение асбестоцементной плиты

При расчете асбестоцементных каркасных плит учитывают особенность, связанную с податливостью соединений обшивок с каркасом. В этой связи при определении геометрических характеристик обшивок учитывают часть их площади поперечного сечения. Ширину сжатых обшивок принимают равной $b_1=18\delta_1$ в каждую сторону от вертикальной оси ребра каркаса, где δ_1 – толщина верхней сжатой обшивки; ширину растянутых обшивок – соответственно $b_2=25\delta_2$, где δ_2 – толщина растянутой обшивки (рисунок 2). Значение b_2 не должно превышать половины расстояния между ребрами каркаса.

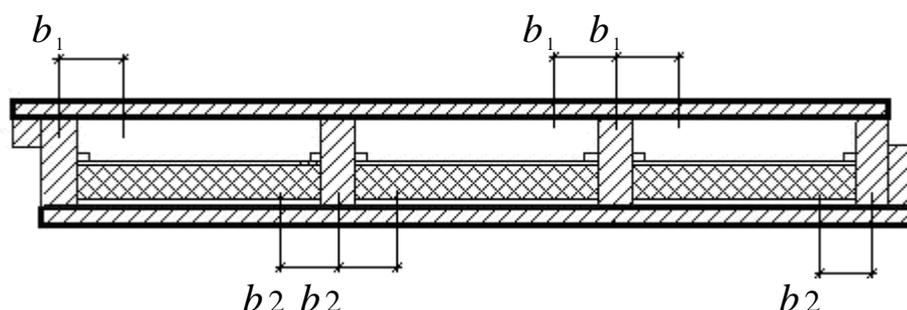


Рисунок 2. Поперечное сечение каркасной плиты

В соответствии с изложенным выше и рисунком 2 расстояние между продольными ребрами назначаем равным 463 мм, т.к.

$b_2=25 \cdot 8 = 200 < 463/2 = 231$ мм, т.е. принимаем 4 продольных ребра каркаса сечением 55x195 мм.

2. Расчет обшивок плиты.

Поскольку в поперечном сечении плиты (рисунок 1) будет 6 участков шириной b_1 (рисунок 2), расчетную ширину верхней обшивки определим по формуле:

$$b_{1расч}=18\delta_1 \cdot 6=18 \cdot 10 \cdot 6 = 1080 \text{ мм};$$

соответственно:

$$b_{2расч}=25\delta_2 \cdot 6=25 \cdot 8 \cdot 6 = 1200 \text{ мм}.$$

Площадь поперечного сечения:

- верхней обшивки $F_1=\delta_1 b_{1расч}=10 \cdot 1080 = 10800 \text{ мм}^2 = 108 \text{ см}^2$;
- нижней обшивки $F_2=\delta_2 b_{2расч}=8 \cdot 1200 = 9600 \text{ мм}^2 = 96 \text{ см}^2$;
- продольных ребер $F_\delta=55 \cdot 195 \cdot 4 = 42900 \text{ мм}^2=429 \text{ см}^2$.

Выберем произвольную горизонтальную ось, совмещенную с нижней гранью нижней обшивки. Определим статические моменты относительно этой оси:

$$S_1 = F_1 \left(h - \frac{\delta_1}{2} \right) = 108 \left(21,3 - \frac{1}{2} \right) = 108 \cdot 20,8 = 2246,4 \text{ см}^3;$$

$$S_2 = F_2 \frac{\delta_2}{2} = 96 \cdot \frac{0,8}{2} = 96 \cdot 0,4 = 38,4 \text{ см}^3;$$

$$S_o = F_o \left(\delta_2 + \frac{h_o}{2} \right) = 429 \left(0,8 + \frac{19,5}{2} \right) = 429 \cdot 10,55 = 4525,95 \text{ см}^3.$$

Положение нейтральной оси сечения плиты без учета податливости соединений обшивок с каркасом определяется по формуле:

$$y_o = \frac{E_o S_o + E_1 S_1 + E_2 S_2}{E_o F_o + E_1 F_1 + E_2 F_2},$$

где S_o, S_1, S_2 - статические моменты деревянного каркаса, и обшивок относительно произвольной оси;

F_o, F_1, F_2 - площади поперечных сечений каркаса и обшивок.

В случае использования асбестоцементных листов с пределом прочности при изгибе равном 16 МПа, получаем $E_a = E_o = 10000$ МПа. Тогда формула примет вид:

$$y_o = \frac{S_o + S_1 + S_2}{F_o + F_1 + F_2},$$

$$y_o = \frac{4525,95 + 2246,4 + 38,4}{429 + 108 + 96} = \frac{6910,75}{683} = 10,76 \text{ см.}$$

Считаем плиту свободно опертой под равномерно распределенной нагрузкой, затем определяем коэффициент m , учитывающий распределение усилий между каркасом и обшивками по формуле:

$$m = \sqrt{1 - \frac{6(S_1^o + S_2^o)E_o I_o^o \cdot \eta \cdot k_m}{n_c' \cdot l(2h_o + \delta_1 + \delta_2)I_r^o}},$$

где S_1^o , S_2^o – приведенные (к деревянному каркасу) статические моменты обшивок (рисунок 2) относительно нейтральной оси, положение которой определяется без учета податливости соединений обшивок с каркасом;

η – коэффициент, определяемый по СНиП 2.03.09-85 в зависимости от диаметра соединительных элементов;

k_m – коэффициент, принимаемый для элементов соединения из стали равным 1,0, из алюминия - равным 1,1;

n_c' – число срезов элементов соединений в каждом шве на половине пролета;

l – пролет плиты;

h_o – высота деревянного каркаса;

I_r^o – приведенный к материалу каркаса момент инерции сечения конструкции относительно оси.

Предварительно определим геометрические характеристики относительно оси y_0 :

$$S_1^o = F_1 \left(h - y_0 - \frac{\delta_1}{2} \right) = 108 \left(21,3 - 10,76 - \frac{1}{2} \right) = 1084,32 \text{ см}^3;$$

$$S_2^o = F_2 \left(y_0 - \frac{\delta_2}{2} \right) = 96 \left(10,76 - \frac{0,8}{2} \right) = 994,56 \text{ см}^3;$$

$$I_o^o = \frac{b_p \cdot h_p^o}{12} \cdot 4 + F_q \left[y_0 - \left(\frac{h_p}{2} + \delta_2 \right) \right]^2 = \frac{5,5 \cdot 19,53}{12} \cdot 4 + 429 \left[10,76 - \left(\frac{19,5}{2} + 0,8 \right) \right]^2 = 13593,987 + 18,919 = 13612,56 \text{ см}^4;$$

где в соответствии с диаметром шурупов $d = 0,5$ см, находим

$$\eta = 50 \cdot 10^{-5} [9, \text{ черт. 3}];$$

$K_m = 1,0$ – для стальных шурупов;

$n_c' = 61$ (количество шурупов в одном шве на половине пролета по рисунку 3).

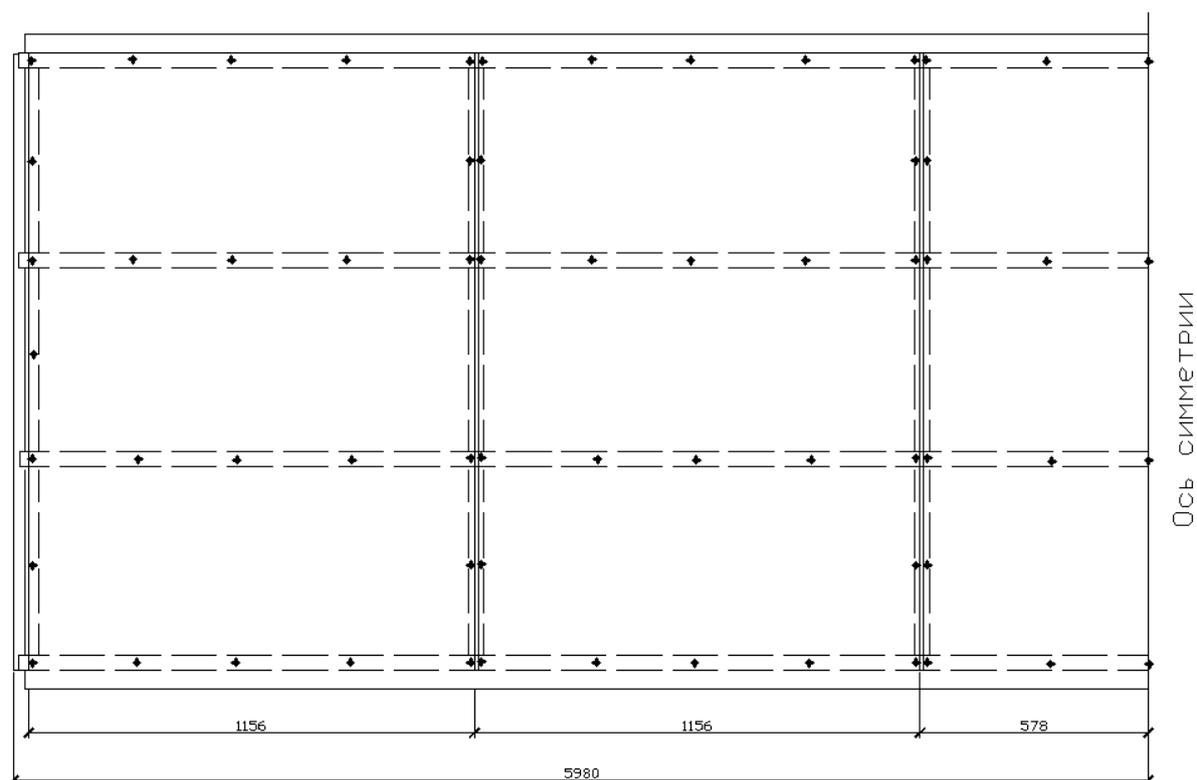


Рисунок 3. Расположение элементов крепления

$$\begin{aligned}
 I_r^0 &= \frac{b_{1расч} \cdot \delta_1^3}{12} + F_1 \left(h - y_0 - \frac{\delta_1}{2} \right)^2 + \frac{b_{2расч} \cdot \delta_2^3}{12} + F_2 \left(y_0 - \frac{\delta_2}{2} \right)^2 + \\
 &+ \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} + F_q \left[y_0 - \left(\frac{h_p}{2} + \delta_2 \right) \right]^2 = \frac{108 \cdot 1^3}{12} + 108(21,3 - 10,76 - 0,5)^2 + \\
 &+ \frac{120 \cdot 0,8^3}{12} + 96(10,76 - 0,4)^2 + \frac{5,5 \cdot 19,53}{12} \cdot 4 + 429 \left[10,76 - \left(\frac{19,5}{2} + 0,8 \right) \right]^2 = \\
 &= 9 + 10886,572 + 5,12 + 10393,641 + 13612,86 = 34817,19 \text{ см}^4.
 \end{aligned}$$

Тогда:

$$\begin{aligned}
 m &= \sqrt{1 - \frac{6 \cdot (1084,32 + 994,56) \cdot 10^5 \cdot 13612,86 \cdot 50 \cdot 10^{-5} \cdot 1}{61 \cdot 600 \cdot (2 \cdot 19,5 + 1 + 0,8) \cdot 34817,19}} = \\
 &= \sqrt{1 - \frac{12473,95 \cdot 13612,86 \cdot 50}{36600 \cdot 40,6 \cdot 34817,19}} = \sqrt{1 - 0,164} = 0,91.
 \end{aligned}$$

Определим положение нейтральной оси сечения плиты с учетом податливости соединений обшивок с каркасом по формуле:

$$y = \frac{E_{\delta}S_{\delta} + m(E_1S_1 + E_2S_2)}{E_{\delta}F_{\delta} + m(E_1F_1 + E_2F_2)},$$

с учетом условия $E_a=E_{\delta}$:

$$y = \frac{S_{\delta} + m(S_1 + S_2)}{F_{\delta} + m(F_1 + F_2)},$$

$$y = \frac{4525,95 + 0,91(2246,4 + 38,4)}{429 + 0,91(108 + 96)} = \frac{6605,116}{614,64} = 10,75 \text{ см.}$$

Если обе обшивки выполнены из асбестоцементных листов, то значение m_0 определяется по формуле:

$$m_0 = 0,4 \sqrt{\frac{E_{\delta}I_{\delta}}{E_a(I_1 + I_2)}},$$

где E_a , E_{δ} , I_{δ} – соответственно модули упругости асбестоцемента, древесины и момент инерции поперечных сечений деревянных продольных ребер каркаса;

I_1 , I_2 – моменты инерции соответственно верхней и нижней обшивок, рисунок 2.

В случае использования асбестоцементных листов с пределом прочности при изгибе, равном 16 МПа, $E_a=E_g=10000$ МПа, расчетная формула будет иметь вид:

$$m_0 = 0,4 \sqrt{\frac{I_g}{I_1 + I_2}};$$

$$I_1 = \frac{b_{1расч} \cdot \delta_1^3}{12} + F_1 \left(h - y - \frac{\delta_1}{2} \right)^2 = \frac{108 \cdot 1^3}{12} + 108(21,3 - 10,75 - 0,5)^2 =$$

$$= 10917,27 \text{ см}^4;$$

$$I_2 = \frac{b_{2расч} \cdot \delta_2^3}{12} + F_2 \left(y - \frac{\delta_2}{2} \right)^2 = \frac{120 \cdot 0,8^3}{12} + 96(10,75 - 0,4)^2 = 10288,88 \text{ см}^4;$$

$$I_\delta = \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} 4 + F_\delta \left[y - \left(\frac{h_p}{2} + \delta_2 \right) \right]^2 = \frac{5,5 \cdot 19,5^3}{12} 4 +$$

$$+ 429 \left[10,75 - \left(\frac{19,5}{2} + 0,8 \right) \right]^2 = 13593,987 + 17,16 = 13611,097 \text{ см}^4.$$

$$m_0 = 0,4 \sqrt{\frac{13611,097}{10917,27 + 10288,88}} = 0,4 \sqrt{0,042} = 0,32.$$

Так как $m > m_0$, в дальнейшем расчете используем коэффициент $m_0 = 0,32$ (если $m < m_0$, то принимается m).

Затем вычисляем коэффициент β по формуле:

$$\beta = \frac{E_\delta I_\delta - m^2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)}{E_\delta I_\delta + m^2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)},$$

или с учетом условия $E_a = E_\delta$:

$$\beta = \frac{I_\delta - m^2 (I_1 + I_2)}{I_\delta + m^2 (I_1 + I_2)},$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{13611,097 - 0,32^2 (10917,27 + 10288,88)}{13611,097 + 0,32^2 (10917,27 + 10288,88)} = \frac{13611,097 - 2171,51}{13611,097 + 2171,51} = \\ &= \frac{11439,587}{15782,606} = 0,725. \end{aligned}$$

Произведем сбор нагрузок на асбестоцементную плиту.
При объемной массе асбестоцемента 1750 кг/м^3 нагрузка от верхней обшивки составит $0,010 \cdot 1750 = 17,5 \text{ кг/м}^2 = 0,175 \text{ кН/м}^2$, нижней обшивки – $0,008 \cdot 1750 = 14 \text{ кг/м}^2 = 0,14 \text{ кН/м}^2$.

Продольные ребра из древесины:

$$0,055 \cdot 0,195 \cdot 4 \frac{1}{1,5} 500 = 14,3 \text{ кг} / \text{м}^2 = 0,143 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

Бруски, образующие четверти:

$$0,046 \cdot 0,195 \frac{1}{1,5} 500 = 2,99 \text{ кг} / \text{м}^2 = 0,03 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

Поперечные ребра из древесины:

$$0,055 \cdot 0,095 \cdot 6 \frac{1}{6} 500 \cdot 2 = 5,22 \text{ кг} / \text{м}^2 = 0,05 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

Прижимные бруски:

$$0,025 \cdot 0,025 \cdot 6 \frac{1}{1,5} 500 = 1,25 \text{ кг} / \text{м}^2 = 0,01 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

Утеплитель минераловатный при ширине

$$b_y = b - 4b_p = 1444 - 4 \cdot 55 = 1224 \text{ мм},$$

$$0,050 \cdot \frac{122,4}{144,4} 175 = 7,42 \text{ кг} / \text{м}^2 = 0,07 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли составляет $1,8 \text{ кН/м}^2$ для III снегового района.

Сбор нагрузок на асбестоцементную плиту оформляем в табличной форме.

Таблица 1 – Нормативная и расчетная нагрузки на 1 м² плиты

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Кровля рубероидная 3-х слойная	0,090	1,3	0,117
Асбестоцементные листы	0,315	1,1	0,347
Продольные ребра из древесины	0,143	1,1	0,157
Поперечные ребра из древесины	0,052	1,1	0,057
Бруски, образующие четверти	0,030	1,1	0,033
Прижимные бруски	0,012	1,1	0,013
Утеплитель	0,074	1,2	0,089
Итого:	0,716		0,813
Снеговая нагрузка	1,260	1/0,7	1,800
Полная нагрузка	1,976		2,613

Погонную нагрузку определим, умножив полученные значения на ширину плиты 1,5 м.

$$\begin{aligned} \text{Тогда } q_n &= 1,976 \cdot 1,5 = 2,964 \text{ кН/м;} \\ q &= 2,613 \cdot 1,5 = 3,920 \text{ кН/м.} \end{aligned}$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета:

$$M_{\max} = \frac{q l_p^2}{8} = \frac{3,92 \cdot 5,926^2}{8} = 17,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = \frac{q l_p}{2} = \frac{3,92 \cdot 5,926}{2} = 11,615 \text{ кН,}$$

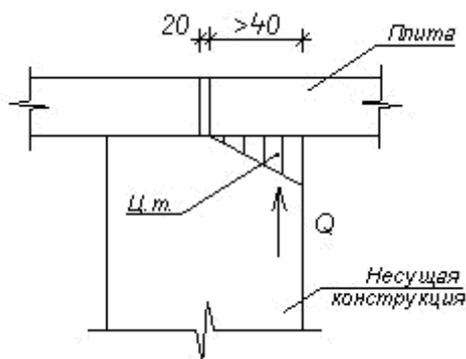


Рисунок 4. К определению расчетного пролета плиты

где с учетом опирания плиты (рисунок 4):

$$l_p = 5980 - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 40 = 5926 \text{ мм.}$$

В каждом конкретном случае вместо величины 40 мм принимается другое значение с учетом ширины верхнего пояса несущей конструкции и зазора между плитами 20 мм, но не менее 40 мм.

При изгибе плиты верхняя обшивка сжимается, а нижняя растягивается. Поскольку нагрузка от утеплителя на нижнюю обшивку незначительная, на местный изгиб её не проверяем. Верхнюю обшивку дополнительно следует проверить на действие сосредоточенной монтажной нагрузки 1000 Н с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,2$.

Так как обшивка крепится к каркасу шурупами по геометрическим осям ребер, расчетную схему верхней обшивки толщиной $\delta_1 = 10$ мм принимаем в запас прочности как однопролетную шарнирно опертую балку пролетом $l_0 = 463$ мм (рисунок 1). Для расчета в поперечном направлении плиты принимаем полосу шириной 100 см.

Погонная нагрузка от собственного веса асбестоцементного листа составляет:

$$q_0 = 1750 \cdot 1 \cdot 1,1 = 1925 \text{ кг/м} = 0,193 \text{ кН/м.}$$

$$P = 1000 \cdot 1,2 = 1200 \text{ Н} = 1,2 \text{ кН.}$$

Тогда:

$$M_{\max} = \frac{q_0 l_0^2}{8} + \frac{P l_0}{4} = \frac{0,193 \cdot 0,463^2}{8} + \frac{1,2 \cdot 0,463}{4} = 0,144 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент сопротивления асбестоцементного листа:

$$W_a = \frac{b\delta_1^2}{6} = \frac{100 \cdot 1^2}{6} = 16,67 \text{ см}^3.$$

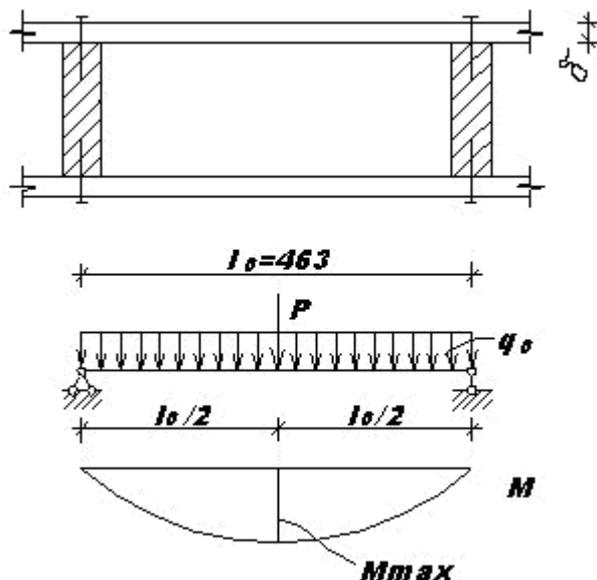


Рисунок 5. К расчету верхней обшивки асбестоцементной плиты

Изгибные напряжения в верхней обшивке:

$$\sigma_u = \frac{M_{\max}}{W_a} = \frac{14,4}{16,67} = 0,864 \text{ кН / см}^2 = 8,64 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 11,5 = 10,35 \text{ МПа},$$

где $R_{wt} = 11,5$ МПа – расчетное сопротивление листового асбестоцемента изгибу поперек листа.

Проверяем прочность верхней сжатой обшивки при изгибе плиты по формуле:

$$\sigma_1 = 0,5 \cdot (1 - \beta) \frac{M \cdot y E_1}{m (E_1 I_1 + E_2 I_2)} \leq 0,9 R_c,$$

где R_c – расчетное сопротивление листового асбестоцемента сжатию;

y – расстояние от наиболее удаленной точки сечения до нейтральной оси.

Т. к. модули упругости равны $E_1=E_2$, то:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 0,5(1-\beta) \frac{M_{\max}(h-y)}{m_0(I_1+I_2)} = 0,5(1-0,725) \frac{1720(21,3-10,75)}{0,32(10917,27+10286,88)} = \\ &= \frac{188484}{6786,1056} = 0,368 \text{ кН/см}^2 = 3,68 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 22,5 = 20,25 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Отсюда видно, что недонапряжение значительное. Однако, можно убедиться, что если для верхней обшивки принять листы толщиной 8 мм (вместо 10 мм в данном примере), то они не будут удовлетворять прочности от действия сосредоточенной силы $P=1000$ Н.

Проверяем прочность нижней растянутой обшивки:

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot (1-\beta) \frac{M \cdot y E_2}{m (E_1 I_1 + E_2 I_2)} \leq 0,9 R_t,$$

где R_t – расчетное сопротивление листового асбестоцемента растяжению;

y – расстояние от наиболее удаленной точки сечения до нейтральной оси.

Т. к. модули упругости равны $E_1=E_2$, то:

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= 0,5(1-0,725) \frac{1720 \cdot 10,75}{0,32(10917,27+10286,88)} = 0,375 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 3,75 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 6 = 5,4 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Очевидно, для нижней растянутой обшивки можно использовать листы с минимальной толщиной 6 мм в силу запаса прочности более чем в 2 раза. Этот вариант предоставляется проверить самостоятельно. Однако лист с толщиной 6 мм целесообразно рекомендовать для ненагруженных конструкций, например, подвесных потолков.

3. Расчет ребер каркаса.

Нормальные напряжения в ребрах каркаса:

$$\sigma = 0,5 \cdot (1 + \beta) \frac{M \cdot y}{I_{\partial}} \leq R_u,$$

где R_u – расчетное сопротивление древесины изгибу;

y – расстояние от наиболее удаленной точки сечения до нейтральной оси.

$$\sigma = 0,5(1 + 0,725) \frac{1720(10,75 - 0,8)}{13611,097} = 1,085 \text{ кН / см}^2 = 10,85 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Учитывая значительное недонапряжение, целесообразно рекомендовать уменьшенное сечение бруса, ближайшее по сортаменту с учетом острожки 55x170 мм.

Касательные напряжения в ребрах каркаса:

$$\tau = \frac{QS_r}{I_r \cdot \Sigma b_p} \leq R_{ск},$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию, $R_{ск}=1,6$ МПа;

S_r – статический момент сдвигаемой части поперечного сечения плиты;

Σb_p – суммарная ширина ребер каркаса;

I_r – приведенный (к материалу каркаса) момент инерции.

Вычислим статический момент сдвигаемой части поперечного сечения плиты относительно нейтральной оси:

$$S_r = F_1 \left(h - y - \frac{\delta_1}{2} \right) + F_2 \left(y - \frac{\delta_2}{2} \right) + F_q \left[y - \left(\frac{h_p}{2} + \delta_2 \right) \right] = 108 \left(21,3 - 10,75 - \frac{1}{2} \right) + 96 \left(10,75 - \frac{0,8}{2} \right) + 429 \left[10,75 - \left(\frac{19,5}{2} + 0,8 \right) \right] = 1085,4 + 993,6 + 85,8 = 2164,8 \text{ см}^3.$$

Приведенный момент инерции сечения плиты:

$$I_r = I_0 + m^2 \left(\frac{E_1}{E_0} I_1 + \frac{E_2}{E_0} I_2 \right),$$

или при $E_0 = E_a$:

$$I_r = I_0 + m^2 (I_1 + I_2),$$

$$I_r = 13611,097 + 0,32^2 (10917,27 + 10288,88) = 15782,61 \text{ см}^4.$$

Суммарная ширина ребер каркаса составляет:

$$\sum b_p = 4 \cdot 55 = 220 \text{ мм} = 22 \text{ см},$$

$$\tau = \frac{11,615 \cdot 2164,8}{15782,61 \cdot 22} = 0,072 \text{ кН/см}^2 = 0,72 \text{ МПа} < 1,6 \text{ МПа}.$$

4. Расчет соединений обшивок с каркасом.

Расчетное усилие T_s , которое может быть воспринято одним элементом соединения, определяется из следующих условий:

а) смятие древесины каркаса

$$T_s = \frac{L^2}{2L + \delta} R_c^H,$$

где δ – толщина обшивки;

$R_c^H = 13 \text{ МПа}$ – сопротивление древесины 2 сорта смятию [1];

$$L = 0,8d \cdot \sqrt[3]{\frac{E_s}{E_0}},$$

где E_s – модуль упругости материала элемента соединения;

d – диаметр элемента соединения.

В качестве крепежных элементов используем оцинкованные стальные шурупы диаметром $d=5 \text{ мм}$ и длиной 40 мм с потайной головкой:

$$L = 0,8 \cdot 0,5 \sqrt[3]{\frac{2,1 \cdot 10^5}{10^4}} = 1,1 \text{ см};$$

расчетное усилие, которое может быть воспринято одним элементом соединения:

$$T_s = \frac{1,1^2}{2 \cdot 1,1 + 1} 1,3 = 0,492 \text{ кН};$$

б) смятие асбестоцементных обшивок

$$T_s = 0,6d \cdot \delta \cdot R_p \cdot 0,9,$$

где R_p – расчетное сопротивление листового асбестоцемента смятию;

$$T_s = 0,6 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 2,25 = 0,486 \text{ кН};$$

в) срез элемента соединения

$$T_s = 0,25d^2 \cdot \pi \cdot R_{bs},$$

где R_{bs} – расчетное сопротивление материала элемента соединения срезу,

$$T_s = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,5^2 \cdot 15 = 2,944 \text{ кН}.$$

В расчет принимаем наименьшее значение, т.е. $T_s = 0,486$ кгс.

Проверку соединения обшивок с каркасом производят по условию:

$$\frac{m_0 S_r \cdot M}{5I_r \cdot n_c} \leq T_s,$$

где T_s – наименьшее из трех полученных ранее значений;

n_c – число принимаемых срезов элементов соединения в каждом шве на рассматриваемом участке с однозначной эпюрой поперечных сил,

$$\frac{0,32 \cdot 2164,8 \cdot 1720}{5 \cdot 15782,61 \cdot 61} = 0,248 \text{ кН} < 0,486 \text{ кН}.$$

5. Расчет прогибов.

При расчете асбестоцементных плит по предельным состояниям второй группы определяют максимальный относительный прогиб плиты по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^3}{E_o I_r} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200};$$

где $\frac{1}{200}$ – максимальный относительный прогиб балки, определяемый по таб. 19, СНиП 2.01.07-85.

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{29,64 \cdot 592,6^3}{10^6 \cdot 15782,61} = \frac{1}{200} \leq \frac{1}{200},$$

что в пределах допустимого.

Прогибы асбестоцементных обшивок каркасных плит проверяют по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{A}{384} \cdot \frac{q^H l_o^3 \cdot 12(1-\nu^2)}{E_{1,2} \cdot \delta_{1,2}^3} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200},$$

где $\nu = 0,2$ – коэффициент поперечной деформации асбестоцемента (коэффициент Пуассона);

l_o – расстояние между продольными ребрами (рисунок 1);

A – зависит от количества продольных прогонов.

Проверяем прогибы асбестоцементных обшивок
- в верхней обшивке:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{0,0152 \cdot 46,3^3 \cdot 12(1-0,2^2)}{10^5 \cdot 1^3} = \frac{1}{2500} \ll \frac{1}{200},$$

где q^H – нормативная нагрузка, воспринимаемая асбоцементной верхней обшивкой, $q^H = 0,09 + 0,175 + 1,26 = 1,525 \text{ кН/м}^2$; при ширине полосы в 1 см – $q^H = 1,525 \cdot 0,01 = 0,0152 \text{ кН/м}$;

$\frac{2,5}{384}$ – коэффициент максимального прогиба в крайнем пролете трехпролетной балки (по числу шагов между продольными ребрами).

Если в запас прочности принять расчетную схему верхней обшивки как однопролетную балку пролетом $l_0 = 463$ мм то коэффициент $A = 5$ вместо 2,5 и относительный прогиб будет равен $f/l = 1/692$, что тоже намного меньше предельного значения;

- в нижней обшивке:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{0,0023 \cdot 46,3^3 \cdot 12(1 - 0,2^2)}{10^5 \cdot 0,8^3} = \frac{1}{2991} \ll \frac{1}{200},$$

где $q^{н1} = 0,14 + 0,013 + 0,074 = 0,227$ кН/м²; при ширине полосы в 1 см
 $- q^{н1} = 0,227 \cdot 0,01 = 0,0023$ кН/м.

6. Расчет компенсатора.

При неравномерно приложенной нагрузке может произойти смещение продольных кромок плит относительно друг друга. Для предотвращения повреждения рулонного ковра продольные кромки стыкуются в четверть и сшиваются гвоздями. Для предупреждения разрыва рулонного ковра и над стыками плит в местах их опирания на несущие конструкции опорные стыки плит необходимо устраивать с компенсаторами в виде отрезков стеклопластиковых волнистых листов толщиной 5 мм при волне 50x167 мм. Отрезки листов прибиваются к опорным вкладышам и сверху покрываются рулонным ковром. Такие компенсаторы создают каналы, необходимые для вентиляции внутреннего пространства покрытия.

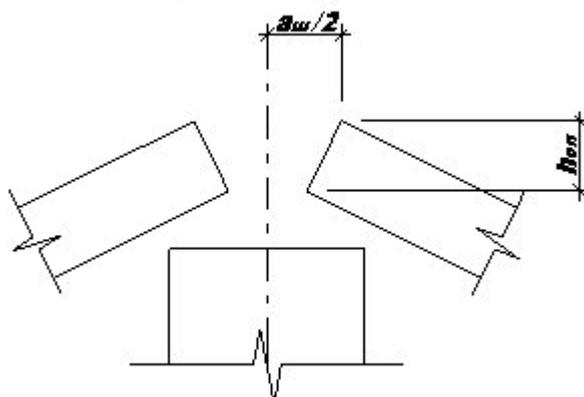


Рисунок 6. Схема поворота опорных сечений

Над опорой плиты может произойти поворот торцовых кромок (рисунок 6) и раскрытие шва шириной:

$$a_{ш} = 2 h_{оп} \operatorname{tg} \theta$$

где h_{on} – высота плиты на опоре;
 θ – угол поворота опорной грани плиты, определяемый по формуле:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{p_{расч.} \cdot B \cdot l^3}{24 \cdot E_{\phi} \cdot Y_r} = \frac{0,0026 \cdot 150 \cdot 600^3}{24 \cdot 10000 \cdot 15782,61} = 0,02,$$

где $p_{расч.} = 0,0026$ МПа- полная расчетная нагрузка на плиту;
 B – ширина плиты, равная 150 см.

Тогда:

$$a_{и} = 2 \cdot 21,3 \cdot 0,02 = 0,852 \text{ см.}$$

Компенсатор должен допускать указанные перемещения опорных частей плиты, работая в пределах упругости материала.

Расчет компенсатора в виде отрезков полиэфирных стеклопластиковых волнистых листов толщиной 2,5 мм при волне 50x167 мм (рисунок 7) произведем при $a_{и} = 8,52$ мм. На этом же рисунке показана схема деформации компенсатора.

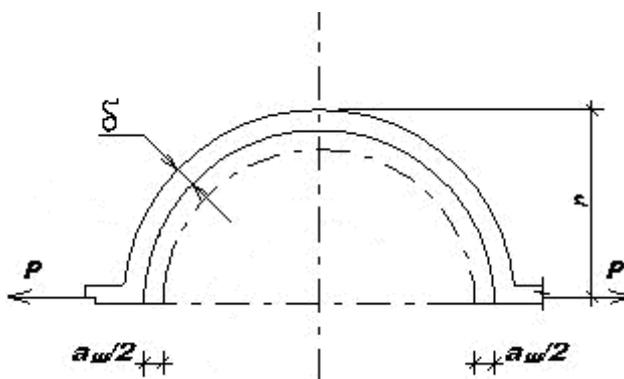


Рисунок 7. Расчетная схема компенсатора

Перемещение конца компенсатора при изгибе плиты:

$$0,5a_{и} = \frac{pr^3 \cdot \pi \cdot 3}{E_{cm} \cdot b \delta_{cm}^6},$$

где pr^3 – изгибающий момент в компенсаторе при его деформировании, определяемый через напряжение

$$M = pr = \sigma \frac{b\delta_{cm}^2}{6}.$$

Произведем проверку нормальных напряжений:

$$\sigma = \frac{\alpha_{ш} \cdot E_{ст.ш} \cdot \delta}{\pi r^2} = \frac{0,852 \cdot 3000 \cdot 0,25}{5^2 \cdot 3,14} = 8,1 \text{ МПа} < R_{ст.ш} = 15 \text{ МПа},$$

где $E_{ст.ш}$ – модуль упругости полиэфирного стеклопластика равный 3000 МПа;

$R_{ст.ш}$ – расчетное сопротивление полиэфирного стеклопластика при изгибе равное 15 МПа.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КЛЕЕФАНЕРНОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

Пример расчета клеефанерной плиты покрытия.

Требуется запроектировать клеефанерную утепленную плиту покрытия для складского здания. Шаг несущих конструкций балок составляет 6 м. Уклон кровли 0,1. Склад расположен во II снеговом районе.

1. Выбор конструктивного решения плиты.

Клеефанерные плиты покрытия являются жесткой коробчатой конструкцией, которая состоит из дощатых ребер толщиной после острожки не менее 40 мм и верхних фанерных обшивок толщиной не менее 8 мм (рисунок 8).

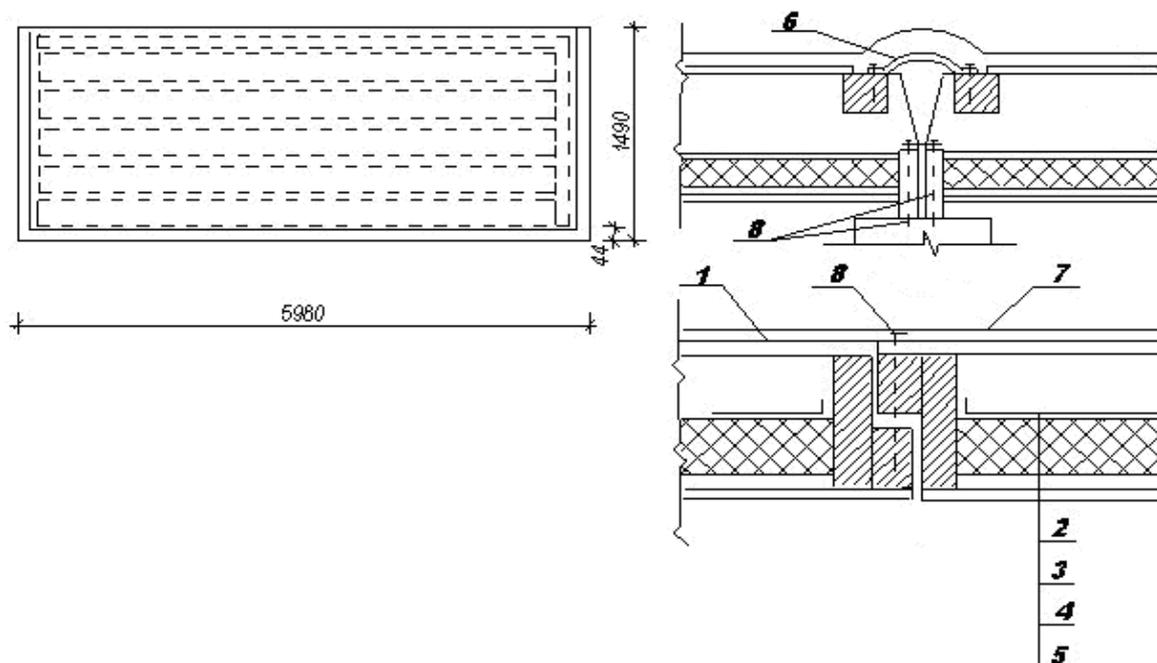


Рисунок 8. Утепленная клеефанерная плита покрытия

1-верхняя обшивка; 2-картон; 3-утеплитель; 4-слой битума; 5-нижняя обшивка; 6-компенсатор; 7-рулонный ковер; 8-соединительный элемент

Клеефанерные плиты позволяют перекрывать пролеты 3...6 м, а если их ребра клееные – более 6 м. Высота плиты определяется из условия жесткости и теплотехнического расчета. Она обычно принимается равной 1/30...1/40 пролета. Ширина плиты назначается по конструктивным требованиям с учетом стандартных размеров фанерных листов, а также из условий размещения плит на несущих

конструкциях.

Волокна наружных шпонов фанеры должны быть направлены вдоль оси плиты для возможности выполнения стыков листов по длине «на ус», длина скошенного стыка принимается не менее 10 толщин обшивки.

Нагрузка на плиту воспринимается, в основном, деревянным каркасом, а обшивки работают на местный изгиб и продавливание.

Каркас плиты проектируем из досок древесины сосны 2 сорта; верхнюю обшивку принимаем из семислойной фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ толщиной $\delta_1=8$, нижнюю - из пятислойной толщиной $\delta_2=6$ мм.

Расчетное сопротивление фанеры изгибу $R_{\phi u}=6,5$ МПа.

Модули упругости соответственно древесины и фанеры составляют $E_g=10000$ МПа, $E_{\phi}=9000$ МПа.

Расчетное сопротивление фанеры сжатию $R_{\phi.c}=12$ МПа.

Расчетное сопротивление фанеры растяжению $R_{\phi.p}=14$ МПа.

Расчетное сопротивление древесины сосны изгибу $R_u=13$ МПа.

Расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов для водостойкой фанеры марки ФСФ $R_{\phi.ck}=0,8$ МПа.

Расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон принимается равным $R_{ck} = 1,6$ МПа.

При стандартной ширине листов фанеры 1525 мм, с учетом обрезки кромок ширину плит по верхней и нижней поверхностям принимаем равной 1490 мм, что обеспечивает зазор между плитами 10 мм при нормальной ширине панели 1500 мм. В продольном направлении зазор между плитами составляет 20 мм, что соответствует конструктивной длине 5980 мм (рисунок 8). Брусочки, образующие четверть в стыке, соединяются гвоздями диаметром 4 мм с шагом 300 мм.

В качестве утеплителя принимаем теплоизоляционные плиты ФРП (из пенопласта на основе резольных фенолформальдегидных смол), изготавливаемые по ГОСТ 20916-87, плотностью 100 кг/м^3 и коэффициентом теплопроводности $\lambda=0,045 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$.

Теплоизоляционные плиты приклеиваются к нижней обшивке слоем битума, который одновременно выполняет роль пароизоляции. Для обеспечения проектного положения теплоизоляционного слоя при транспортировании плит поверх теплоизоляции укладывается слой картона, края которого отгибаются и прибиваются к ребрам каркаса.

Высоту ребра плиты назначаем из соотношения:

$$h_p = \frac{1}{35} l = \frac{600}{35} = 17,14 \text{ см.}$$

Ближайший размер доски по рекомендованному сортаменту 175 мм, а с учетом острожки ребер с двух сторон под склеивание получим окончательную высоту ребра:

$$h_p = h - 2\delta_{\text{ост}} = 175 - 2 \cdot 2,5 = 170 \text{ мм} = 17 \text{ см.}$$

Ширину ребра, полученного из доски 50 мм после острожки, принимаем равной $b_p = 45$ мм. Максимальное расстояние между осями ребер определим предварительно, исходя из работы верхней обшивки на местный изгиб от монтажной нагрузки, равной $1000 \cdot 1,2 = 1200$ Н, по формуле:

$$a = 1,1 \cdot \delta^2 \cdot R_{\text{фи}} = 1,1 \cdot 0,8^2 \cdot 65 = 45,76 \text{ см.}$$

Расстояние между продольными ребрами обычно принимают равным 40 - 50 см. Количество продольных ребер определяют из условия прочности наружной обшивки на изгиб поперек волокон наружных шпонов верхней фанерной обшивки под сосредоточенной нагрузкой, указанной выше. В соответствии с рекомендациями СНиП II-25-80 п.4.26 фанерная обшивка, прикрепленная к продольным ребрам, считается как многопролетная неразрезная плита, следовательно, для расчета можно рассматривать однопролетную балку с защемленными концами (рисунок 9).

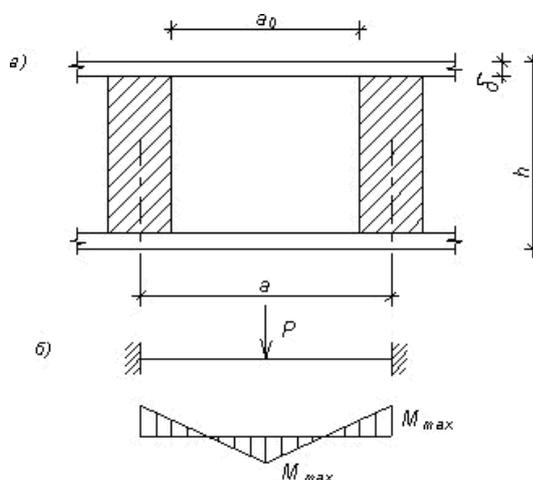


Рисунок 9. К расчету верхней обшивки клефанерной плиты

Назначаем в поперечном сечении 5 продольных ребер, тогда расстояние в свету между ребрами будет равно:

$$a_0 = \frac{1490 - 45 - 5 \cdot 45}{4} = 305 \text{ мм},$$

$$a = 30,5 + 4,5 = 35 \text{ см} < 45,76 \text{ см}.$$

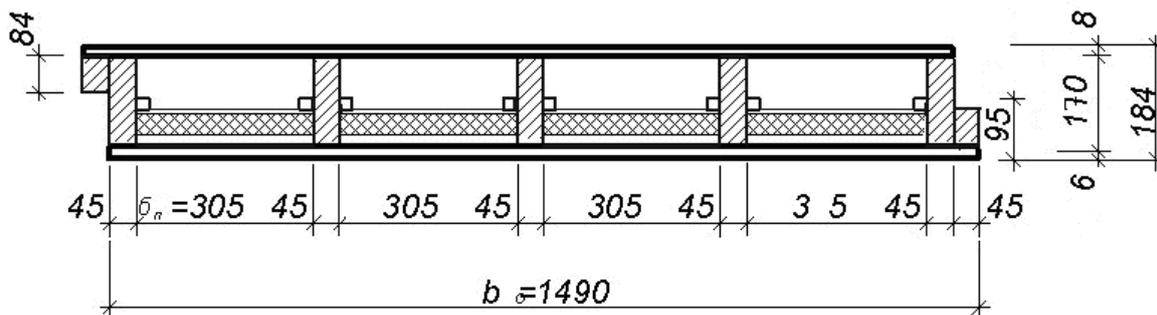


Рисунок 10. Поперечное сечение клефанерной плиты

2. Расчет обшивок плиты и ребер каркаса.

Основной нагрузкой на верхнюю фанерную обшивку является сосредоточенная нагрузка от веса монтажника с инструментом $P = 1000 \text{ Н} = 1 \text{ кН}$ с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Рабочая полоса принимается шириной 1 м. Изгибные напряжения в верхней обшивке поперек волокон наружных шпонов фанеры определяются по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M_{\max}}{W_\phi} = \frac{6 \cdot P \cdot a}{8 \cdot 100 \cdot \delta^2} = \frac{6 \cdot 1000 \cdot 1,2 \cdot a}{8 \cdot 100 \cdot \delta^2} = 9 \frac{a}{\delta^2} < R_{\phi u};$$

$$\sigma_u = 9 \frac{a}{\delta^2} = 9 \frac{35}{0,8^2} = 492 \text{ Н/см}^2 = 4,92 \text{ МПа} < R_{\phi u} = 6,5 \text{ МПа},$$

В связи с неоднородностью поперечного сечения клефанерной плиты (древесина, фанера, пластмасса, пустоты, клеевые соединения в отдельных листах) в фанерных обшивках возникает неравномерность распределения нормальных напряжений. Это учитывается введением расчетной ширины фанерных обшивок $b_{\text{расч}}$, меньшей полной ширины сечения плиты b . Если пролет плиты $l \geq 6a$, то $b_{\text{расч}} = 0,9b$; если $l < 6a$, то $b_{\text{расч}} = 0,15(l/a)b$, где a – расстояние между

продольными ребрами по осям. Найденное значение $b_{расч}$ учитывается при определении I_{np} и W_{np} .

Конструктивная ширина плиты $b = 1490 - 45 = 1445$ мм. Расчетная ширина фанерных обшивок будет равна $b_{расч} = 0,9b = 0,9 \cdot 1445 = 1301$ мм, т.к. $l = 6 \text{ м} > 6a = 6 \cdot 0,35 = 2,1 \text{ м}$.

Расчетные сечения:

-верхней обшивки $F^с_{\phi} = 0,8b_{расч} = 0,8 \cdot 100,1 = 104,08 \text{ см}^2$;

где 0,8 – толщина верхней обшивки;

-нижней обшивки $F^н_{\phi} = 0,6b_{расч} = 0,6 \cdot 130,1 = 78,06 \text{ см}^2$;

где 0,6 – толщина нижней обшивки;

-продольных ребер $F_p = 4,5 \cdot 17 \cdot 5 = 382,5 \text{ см}^2$.

Определяем отношение:

$$\frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = \frac{10000}{9000} = 1,11.$$

Вычисляем приведенную площадь поперечного сечения по формуле:

$$F_{np} = (F^с_{\phi} + F^н_{\phi}) + F_{\delta} \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = 104,08 + 78,06 = 382,5 \cdot 1,11 = 607,14 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно оси, совмещенной с нижней гранью нижней обшивки, вычисляем по формуле:

$$\begin{aligned} S_{np} &= F^с_{\phi} \left(h - \frac{\delta_1}{2} \right) + F^н_{\phi} \frac{\delta_2}{2} + F_{\delta} \left(\frac{h_p}{2} + \delta_2 \right) \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = \\ &= 104,06 \cdot (18,4 - 0,4) + 78,06 \cdot 0,3 + 382,5 \cdot (8,5 + 0,6) \cdot 1,11 = \\ &= 1873,44 + 23,42 + 3863,63 = 5760,5 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Определяем положение центра тяжести приведенного сечения по формуле

$$y_0 = \frac{S_{np}}{F_{np}}.$$

Тогда расстояние от нижней грани сечения плиты до центра тяжести приведенного сечения будет равно:

$$y_o = 5760,5 / 607,14 = 9,5 \text{ см.}$$

Расстояние от верхней грани плиты до центра тяжести будет равно:

$$h - y_o = 18,4 - 9,5 = 8,9 \text{ см.}$$

Определяем приведенный момент инерции по формуле относительно центра тяжести сечения:

$$\begin{aligned} I_{np} &= \frac{b_{расч} \cdot \delta_1^3}{12} + F_{\phi}^B \left(h - y_o - \frac{\delta_1}{2} \right)^2 + \frac{b_{расч} \cdot \delta_2^3}{12} + F_{\phi}^H \left(y_o - \frac{\delta_2}{2} \right)^2 + \\ &+ \left[\frac{b_{расч} \cdot h_p^3}{12} \cdot 5 + F_{\phi} \left(y_o - \delta_2 - \frac{h_p}{2} \right)^2 \right] \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = \frac{130,1 \cdot 0,8^3}{12} + 104,08 \cdot (8,9 - 0,4)^2 + \\ &+ \frac{130,1 \cdot 0,6^3}{12} + 78,06 \cdot (9,5 - 0,3)^2 + \left[\frac{4,5 \cdot 17^3}{12} \cdot 5 + 382,5 (9,5 - 0,6 - 8,5)^2 \right] \cdot 1,11 = \\ &= 5,55 + 7519,78 + 2,34 + 6607 + (9211,88 + 61,2) \cdot 1,11 = 24427,8 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Приведенный момент сопротивления рассчитываем по формуле:

$$W_{np} = \frac{I_{np}}{y_o} = \frac{24427,8}{9,5} = 2571,3 \text{ см}^3;$$

где y_o – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до внешней грани обшивки, при симметричном поперечном сечении (неутепленные плиты) $y_o = h/2$, где h – высота плиты.

Произведем сбор нагрузок на клефанерную плиту. Плотность древесины сосны для продольных ребер принимаем равной 500 кг/м^3 ; плотность березовой фанеры принимаем равной плотности древесины шпонов березы, т.е. 700 кг/м^3 ; нагрузку от трехслойного рубероидного ковра принимаем равной $0,09 \text{ кН/м}^2$.

Толщину утеплителя определяем исходя из теплотехнического расчета (из курса строительной физики). В данном примере толщину утеплителя примем конструктивно равной 60 мм . Фанерные обшивки $(0,008 + 0,006)700 = 9,8 \text{ кг/м}^2$.

Продольные ребра из древесины:

$$0,045 \cdot 0,170 \cdot 5 \frac{1}{1,5} \cdot 500 = 12,75 \text{ кгс/м}^2 = 0,128 \text{ кН/м}^2.$$

Бруски, образующие четверти:

$$0,045 \cdot 0,084 \frac{1}{1,5} \cdot 2 \cdot 500 = 2,52 \text{ кгс/м}^2 = 0,025 \text{ кН/м}^2.$$

Прижимные бруски:

$$0,025 \cdot 0,025 \cdot 8 \frac{1}{1,5} \cdot 500 = 1,67 \text{ кгс/м}^2 = 0,017 \text{ кН/м}^2.$$

Утеплитель ФРП при ширине $b_y = b - 5b_p = 1445 - 5 \cdot 45 = 1220$ мм

$$0,06 \frac{122}{144,5} \cdot 100 = 5,07 \text{ кгс/м}^2 = 0,051 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная снеговая нагрузка для II снегового района составляет $1,2 \text{ кН/м}^2$. Сбор нагрузок на плиту приводим в табличной форме.

Таблица 2 - Нормативная и расчетная нагрузки на 1 м^2 плиты

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Кровля рубероидная 3-х слойная	0,090	1,3	0,117
Фанерные обшивки	0,098	1,1	0,108
Продольные ребра из древесины	0,128	1,1	0,141

Продолжение таблицы 2

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка,
-----------------------	---------------------------------------	------------------------	---------------------

		по нагрузке, γ_f	кН/м ²
Поперечные ребра из древесины	0,032	1,1	0,035
Бруски, образующие четверти	0,025	1,1	0,028
Прижимные бруски	0,017	1,1	0,019
Утеплитель ФРП	0,051	1,2	0,061
Итого:	0,441		0,509
Снеговая нагрузка	0,840	1/0,7	1,2
Полная нагрузка	1,281		1,709

Погонную нагрузку определим, умножив полученное значение на ширину плиты 1,5 м.

Тогда:

$$q^H = 1,281 \cdot 1,5 = 1,921 \text{ кН/м};$$

$$q = 1,709 \cdot 1,5 = 2,563 \text{ кН/м}.$$

Изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{ql_p^2}{8} = \frac{2,563 \cdot 5,906^2}{8} = 11,175 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила:

$$Q_{\max} = \frac{ql_p}{2} = \frac{2,563 \cdot 5,906}{2} = 7,568 \text{ кН},$$

где с учетом опирания плиты (рисунок 11)

$$l_p = 5980 - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 55 = 5906 \text{ мм}.$$

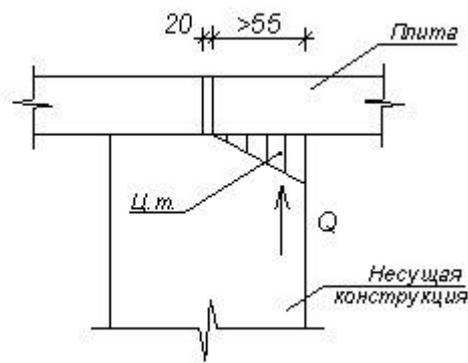


Рисунок 11. К определению расчетного пролета плиты

Плиты покрытия следует прикреплять к несущей конструкции с каждой стороны соединения, воспринимающими усилия сдвига и отрыва. Размер опорной части плит должен быть не менее 5,5 см.

Плиты прикрепляют к несущим конструкциям, например, как это показано на рисунке 12.

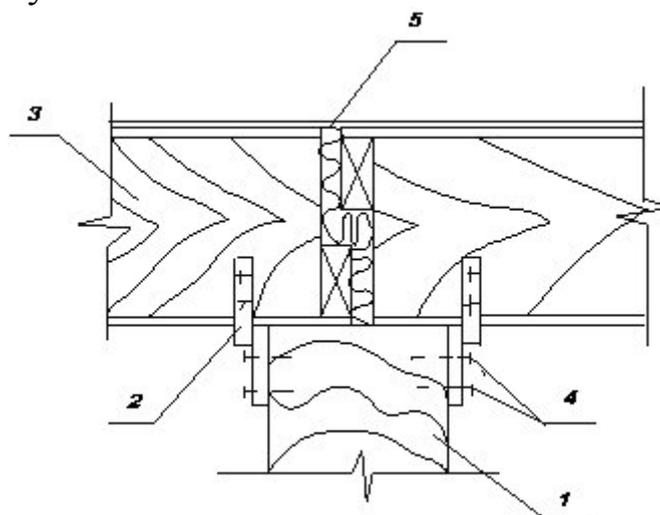


Рисунок 12. Крепление плит.

**1-несущая конструкция; 2-крепежные детали; 3-клеянофанерная плита;
4-шурупы(винты, болты); 5-утеплитель или уплотнитель.**

Нормальные напряжения в верхней и нижней обшивках определяют по следующим формулам:

1) для верхней сжатой обшивки с учетом возможной потери её устойчивости:

$$\sigma_c = \frac{M_{расч}}{\varphi_\phi \cdot W_{пр}} \leq R_{\phi c}, ;$$

где φ_ϕ – коэффициент продольного изгиба фанеры:

$$\text{при } \frac{a_0}{\delta} \geq 50 \quad \varphi_\phi = \frac{1250}{(a_0/\delta)^2};$$

$$\text{при } \frac{a_0}{\delta} \leq 50 \quad \varphi_\phi = 1 - \frac{(a_0/\delta)^2}{5000};$$

где a_0 – расстояние между ребрами в свету (рисунок 10);

$R_{\phi c}$ – расчетное сопротивление фанеры сжатию;

Так как:

$$\frac{a_0}{\delta} = \frac{305}{8} = 38,13 < 50, \text{ то } \varphi_0 = 1 - \frac{(a_0/\delta)^2}{5000} = 1 - \frac{38,13^2}{5000} = 0,71;$$

$$\sigma_c = \frac{1117,5}{0,71 \cdot 2744,7} = 0,573 \text{ кН / см}^2 = 5,73 \text{ МПа} < R_{\phi c} = 12 \text{ МПа}.$$

2) для нижней растянутой обшивки с учетом снижения расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки «на ус»

$$\sigma_p = \frac{M_{\text{расч}}}{W_{np}} \leq m_\phi \cdot R_{\phi p},$$

где m_ϕ – коэффициент снижения расчетного сопротивления, принимаемый равным 0,6 – для фанеры обычной и 0,8 – для бакелизированной; при отсутствии стыков $m_\phi = 1$;

$R_{\phi p}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению;

$$\sigma_p = \frac{1117,5}{2571,3} = 0,435 \text{ кН / см}^2 = 4,35 \text{ МПа} < 0,6 \cdot 14 = 8,4 \text{ МПа}.$$

Напряжения в ребрах плиты:

- в крайнем сжатом волокне

$$\sigma_n = \frac{M \cdot y_1}{I_{np}} = \frac{1117,5 \cdot 8,1}{24427,8} = 0,371 \text{ кН / см}^2 = 3,7 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа},$$

где $y_1 = h - y_o - \delta_1 = 8,9 - 0,8 = 8,1$ см – расстояние от нейтральной линии до крайнего сжатого волокна ребра плиты;

- в крайнем растянутом волокне

$$\sigma_u = \frac{M \cdot y_2}{I_{np}} = \frac{1117,5 \cdot 8,9}{24427,8} = 0,407 \text{ кН} / \text{см}^2 = 4,07 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа},$$

где $y_2 = y_o - \delta_2 = 9,5 - 0,6 = 8,9$ см - соответственно расстояние до крайнего растянутого волокна.

Касательные напряжения по скалыванию между шпонами фанеры в местах приклеивания ее к ребрам проверяют по формуле:

$$\tau_\phi = \frac{QS_\phi}{I_{np} \cdot \Sigma b_p} \leq R_{фск},$$

где Q – расчетная поперечная сила;

S_ϕ – статический момент обшивки относительно оси плиты,

$$S_\phi = F_\phi^B \left(h - y_o - \frac{\delta_1}{2} \right) = 104,08 \cdot \left(8,9 - \frac{0,8}{2} \right) = 884,68 \text{ см}^3;$$

Σb_p - суммарная ширина ребер каркаса, $\Sigma b_p = 4,5 \cdot 5 = 22,5$ см.

Расчетные сопротивления скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры принимают равными:

$R_{фск} = 0,8$ МПа для водостойкой фанеры марки ФСФ;

$R_{фск} = 1,8$ МПа для бакелизированной марки ФБС.

$$\tau_\phi = \frac{7,568 \cdot 884,68}{24427,8 \cdot 22,5} = 0,012 \text{ кН} / \text{см}^2 = 0,12 \text{ МПа} < 0,8 \text{ МПа},$$

Для нижней обшивки проверку не производим в связи с тем, что $F_\phi^H < F_\phi^G$.

Проверяем касательные напряжения по скалыванию ребер по формуле:

$$\tau = \frac{QS_{np}}{I_{np} \cdot \Sigma b_p} \leq R_{ск},$$

где S_{np} – приведенный статический момент половины сечения относительно нейтральной оси,

$$S_{np} = F_g \left[\delta_1 + \frac{\delta_p}{2} - (h - y_o) \right] = 382,5 \cdot \left[0,8 + \frac{17}{2} - 8,9 \right] = 382,5 \cdot 0,4 = 153 \text{ см}^3;$$

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию древесины вдоль волокон принимается равным 1,6 МПа;

$$\tau = \frac{7,568 \cdot 153}{24427,8 \cdot 22,5} = 0,002 \text{ кН/см}^2 = 0,02 \text{ МПа} < 1,6 \text{ МПа}.$$

3. Расчет прогибов.

Относительным прогиб плиты от действия равномерно-распределенной нагрузки (нормативной) интенсивностью q^H не должен превышать величины:

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^H \cdot l^3}{384 \cdot 0,7 E_\phi \cdot Y_{np}} \leq \frac{1}{200},$$

где E_ϕ – модуль упругости фанеры березовой марки ФСФ принимается равным 9000 МПа., марки ФБС - 12000 МПа.

$\frac{1}{200}$ – максимальный относительный прогиб балки, определяемый по таб. 19, СНиП 2.01.07-85.

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 19,21 \cdot 590,6^3}{384 \cdot 0,7 \cdot 900000 \cdot 24427,8} = \frac{1}{298} < \frac{1}{200}.$$

4. Расчет компенсатора.

При неравномерно приложенной нагрузке может произойти смещение продольных кромок плит относительно друг друга. Для предотвращения повреждения рулонного ковра продольные кромки стыкуются в четверть и сшиваются гвоздями (рисунок 8). Для предупреждения разрыва рулонного ковра и над стыками плит в местах их опирания на несущие конструкции опорные стыки плит необходимо устраивать с компенсаторами в виде отрезков стеклопластиковых волнистых листов толщиной 5 мм при волне 50 x 167 мм (рисунок 8). Отрезки листов прибиваются к опорным вкладышам и сверху покрываются рулонным ковром. Такие

компенсаторы создают каналы, необходимые для вентиляции внутреннего пространства покрытия.

Над опорой плиты может произойти поворот торцовых кромок и раскрытие шва шириной:

$$a_{ш} = 2 h_{оп} \operatorname{tg} \theta,$$

где $h_{оп}$ – высота плиты на опоре;

θ – угол поворота опорной грани плиты, определяемый по формуле:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{p_{расч.} \cdot B \cdot l^3}{24 \cdot E_{\phi} \cdot I_{пр}} = \frac{0,0017 \cdot 150 \cdot 600^3}{24 \cdot 9000 \cdot 24427,8} = 0,01,$$

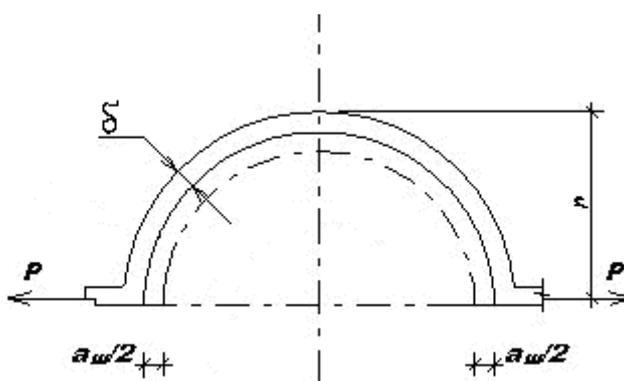
где $p_{расч.} = 0,0017$ МПа – полная расчетная нагрузка на плиту;

B – ширина плиты, равная 150 см.

Тогда:

$$a_{ш} = 2 \cdot 18,4 \cdot 0,01 = 0,368 \text{ см.}$$

Расчет компенсатора в виде отрезков полиэфирных стеклопластиковых волнистых листов толщиной 5 мм при волне 50x167 мм (рисунок 13) произведем при $a_{ш} = 3,68$ мм. На этом же рисунке показана схема деформации компенсатора.



Рисунки 13. Расчетная схема компенсатора

Перемещение конца компенсатора при изгибе плиты:

$$0,5a_{uu} = \frac{pr^3 \cdot \pi \cdot 3}{E_{cm} \cdot b \delta_{cm}^6},$$

где pr^3 – изгибающий момент в компенсаторе при его деформировании, определяемый через напряжение

$$M = pr = \sigma \frac{b \delta_{cm}^2}{6}.$$

Произведем проверку нормальных напряжений:

$$\sigma = \frac{a_{uu} \cdot E_{cm} \cdot \delta_{cm}}{r^2 \cdot \pi} = \frac{0,368 \cdot 3000 \cdot 0,5}{5^2 \cdot 3,14} = 7 < R_{cm.u} = 15 \text{ МПа},$$

где E_{cm} – модуль упругости полиэфирного стеклопластика равный 3000 МПа;

$R_{cm.u}$ – расчетное сопротивление полиэфирного стеклопластика при изгибе равное 15 МПа.

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КЛЕЕНОЙ ДОЩАТОЙ ДВУСКАТНОЙ БАЛКИ

Пример расчета клееной дощатой двускатной балки.

Требуется запроектировать клееную дощатую двускатную балку покрытия для складского здания. Размеры здания в плане 12х52 м. Уклон кровли 0,1. Склад расположен в VI снеговом районе. Лесоматериал – березовая строительная фанера, сосновые доски и бруски. Соединения – клеевые, заводского изготовления. Конструкции относятся к группе АІ.

Нагрузки на покрытие сведены в таблицу.

Таблица 3 – Нагрузки на покрытие

Вид нагрузки	Коэф- фициент перегруз- ки	Нагрузки			
		Единичные, кН/м ²		На 1м балки, кН/м	
		Норма- тивная	Рас- четная	Норма- тивная	Рас- четная
<i>Постоянная нагрузка:</i> утепленная клеефанерная плита	-	0,440	0,507	2,64	3,043
<i>Снеговая нагрузка</i>	1/0,7	1,680	2,400	10,08	14,400
Полная нагрузка	-	2,120	2,907	12,72	17,443

Двускатную балку покрытия проектируем прямоугольного сечения из пакета уложенных плашмя остроганных по пластям досок, склеенных фенольным водостойким клеем.

Высоту балки в середине пролета h и на опорах h_0 при уклоне верхнего пояса $i = 0,1$ принимаем:

$$h = \frac{l}{10} = \frac{12}{10} \approx 1,2 \text{ м};$$

$$h_0 = h - \frac{l}{2} i = 1,2 - \frac{12}{2} \cdot 0,1 = 0,6 \text{ м}.$$

1. Расчет сечения.

Расстояние x от опоры до наиболее напряженного при изгибе сечения при равномерной нагрузке:

$$x = \frac{l \cdot h_0}{2h} = \frac{12 \cdot 0,6}{2 \cdot 1,2} = 3 \text{ м},$$

а высота балки в этом сечении:

$$h_x = h_0 + x \cdot i = 600 + 3000 \cdot 0,1 = 900 \text{ мм}.$$

Расчетные изгибающие момент в опасном сечении и поперечная сила на опоре балки:

$$M_x = \frac{qx}{2}(l-x) = \frac{17,443 \cdot 3}{2} \cdot (12-3) = 235,481 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{17,443 \cdot 12}{2} = 104,658 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления балки в опасном сечении:

$$W_{mp} = \frac{M_x}{m_\sigma \cdot R_u} = \frac{23548,1}{0,875 \cdot 1,3} = 20701,63 \text{ см}^3.$$

где m_σ - коэффициент условия работы учитывает влияние размеров поперечного сечения (таб. 7, СНиП II-25-80).

R_u - расчетное сопротивление древесины сосны изгибу, $R_u=13$ МПа.

При известных высотах сечений балки прямоугольного профиля ширина сечения определяется по следующим условиям прочности:

-по нормальным напряжениям от изгиба:

$$b_u = \frac{6W_{тр}}{h_x^2} = \frac{6 \cdot 20701,63}{90^2} = 15,3 \text{ см};$$

-на скалывание клеевого шва в опорных зонах:

$$b_{ск} = \frac{3Q}{2h_0 k_{ск} R_{ск}} = \frac{3 \cdot 104,658}{2 \cdot 60 \cdot 0,6 \cdot 0,24} = 18,2 \text{ см};$$

где $m_{\sigma}=0,93$ (таб. 7, СНиП II-25-80) и $k_{ск}=0,6$ — коэффициенты к моменту сопротивления по табл.18 [1] и к расчетной ширине сечения по п.4.10. [1].

Принимаем для балки по сортаменту доски 180x50 мм, которые после четырехсторонней острожки будут иметь размеры 175x44 мм. Балка в середине пролета собирается из 25 слоев, а на концах — из 12 слоев со стеской на концах до высоты 500 мм, что бы обеспечить заданный уклон кровли 0,1.

Относительный прогиб двускатной балки прямоугольного сечения определяется по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^H \cdot l^3}{384 E \cdot kI} = \frac{5 \cdot 127,2 \cdot 1200^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 0,575 \cdot 2520000} = \frac{1}{506} < \frac{1}{250},$$

где I — момент инерции поперечного сечения в середине пролета балки:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,5 \cdot 120^3}{12} = 2520000 \text{ см}^4;$$

k — коэффициент, учитывающий переменность сечения балки:

$$k = 0,15 + 0,85 \frac{h_o}{h} = 0,15 + 0,85 \frac{600}{1200} = 0,575,$$

$\frac{1}{250}$ — максимальный относительный прогиб балки,

определяемый по таб. 19, СНиП 2.01.07-85.

Принятые сечения балки в пролете и на опорах удовлетворяют требованиям прочности, жесткости и поперечной устойчивости, поскольку при этом соблюдается условие:

$$\frac{h}{b} = \frac{1200}{175} = 6,9 < 8,5.$$

2. Расчет опирания балки.

Из условия смятия поперек волокон древесины балки в опорной плоскости находим ширину обвязочного бруса:

$$b_{об} = \frac{A}{bR_{см90}} = \frac{10465,56}{17,5 \cdot 24} = 24,9 \text{ см};$$

где $R_{см90}$ - расчетное сопротивление смятию древесины балки поперек волокон в опорной плоскости(прил.1, [4]).

Принимаем брус 250х250 мм.

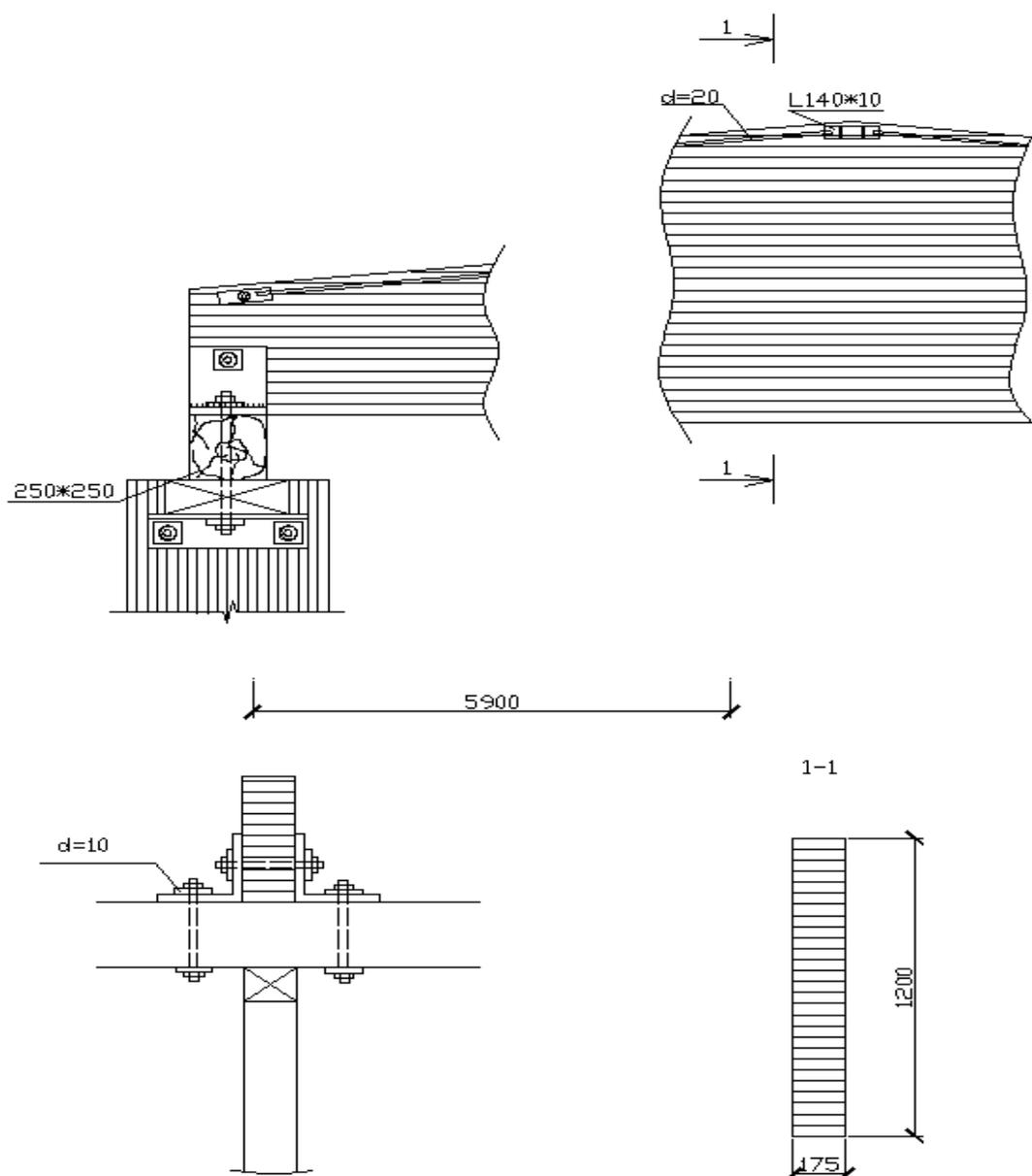


Рисунок 14. Общий вид балки покрытия с деталями:

Проверяем высоту обвязочного бруса, как распорки вертикальных связей между стойками при $[\lambda] = 200$ при расстоянии между балками $B = 600$ см:

$$h_{об}^{mp} = \frac{B}{\lambda \cdot r} = \frac{600}{200 \cdot 0,289} = 10,4 \text{ см} < h_{об} = 25 \text{ см.}$$

Узел опирания балки на стойку показан на рисунке 14.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КЛЕЕНОЙ ДОЩАТОЙ АРМИРОВАННОЙ БАЛКИ

Пример расчета клееной дощатой двускатной армированной балки с одиночной арматурой.

Требуется запроектировать клееную дощатую двускатную армированную балку покрытия для складского здания. Размеры здания в плане 12х52 м. Уклон кровли 0,08. Склад расположен в VI снеговом районе. Лесоматериал – березовая строительная фанера, сосновые доски и бруски. Для армирования применяется горячекатанная арматура периодического профиля из стали класса А300. Соединения – клеевые, заводского изготовления. Конструкции относятся к группе АІ.

Нагрузки на покрытие сведены в таблицу 4.

Таблица 4 - Нагрузки на покрытие

Вид нагрузки	Коэф- фициент перегруз- ки	Нагрузки			
		Единичные, кН/м ²		На 1м балки, кН/м	
		Норма- тивная	Рас- четная	Норма- тивная	Рас- четная
<i>Постоянная нагрузка:</i> утепленная клеефанерная плита	-	0,440	0,507	2,64	3,043
<i>Снеговая нагрузка</i>	1/0,7	1,680	2,400	10,08	14,40
Полная нагрузка	-	2,120	2,907	12,72	17,443

С целью уменьшения габаритных размеров балок по высоте применяем армирование. Армирование может быть одиночным с расположением арматуры в растянутой зоне и двойным с расположением арматуры в растянутой и сжатой зонах. Для армирования применяется горячекатанная арматура периодического профиля из стали класса А300-А400 в количестве 1,5-4% от площади поперечного сечения балки.

Двускатную балку покрытия проектируем прямоугольного сечения из пакета уложенных плашмя остроганных по пластям досок,

склеенных фенольным водостойким клеем.

Принимаем по всей длине балки два стержня $d = 40$ мм с $F_a = 25,12$ см².

Для укладки арматуры в двух крайних досках выбираются пазы шириной 42 мм, глубиной 21 мм. В пазы перед запрессовкой пакета заливается эпоксидный клей с наполнителем (древесная мука) и укладывается арматура. Поперечное сечение балки с одиночной арматурой показано на рисунке 15.

Т.к. μ – коэффициент армирования сечения

$$\mu = \frac{F_a}{bh},$$

то приняв коэффициент армирования 1,5% найдем площадь сечения балки:

$$bh = \frac{F_a}{\mu} = \frac{25,12}{0,015} = 1674,7 \text{ см}^2$$

Принимаем для балки по сортаменту доски 180x50 мм, которые после четырехсторонней острожки будут иметь размеры 175x44 мм.

Найдем высоту балки в середине пролета:

$$h = \frac{1674,7}{17,5} = 95,7 \text{ см.}$$

Балка в середине пролета собирается из 22 слоев и имеет высоту $22 \cdot 4,4 = 96,8$ см, а на концах – из 12 слоев со стеской на концах до высоты 49 см, что бы обеспечить заданный уклон кровли 0,08.

Проверяем принятое сечение:

-по максимальным нормальным напряжениям в расчетном сечении на

расстоянии $x = \frac{12 \cdot 0,49}{2 \cdot 0,968} = 3 \text{ м}$ от опоры. При $h_x = 49 + 300 \cdot 0,08 = 73$ см,

$$I_{np.x} = \frac{bh_x^3}{12} \cdot \frac{1 + 4n\mu}{1 + n\mu} = \frac{17,5 \cdot 73^3}{12} \cdot \frac{1 + 4 \cdot 21 \cdot 0,015}{1 + 21 \cdot 0,015} = 975008 \text{ см}^4,$$

где n - отношение модулей упругости материалов:

$$n = \frac{E_a}{E_d} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{10^4} = 21.$$

Расчетные изгибающие момент в опасном сечении и поперечная сила на опоре балки:

$$M_x = \frac{qx}{2}(l-x) = \frac{17,443 \cdot 3}{2} \cdot (12-3) = 235,481 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{17,443 \cdot 12}{2} = 104,658 \text{ кН}.$$

$$\sigma = \frac{M_x h_x}{I_{пр.х} \cdot 2m_{\sigma}} = \frac{235,481 \cdot 100 \cdot 73}{975008 \cdot 2 \cdot 0,921} = 0,957 \text{ кН} / \text{см}^2 =$$

$$= 9,57 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа};$$

где m_{σ} – коэффициент условия работы учитывает влияние размеров поперечного сечения (таб. 7, СНиП II-25-80).

-по прочности клеевого шва на скалывание на опоре:

$$\tau = \frac{QS_{пр.оп}}{bk_{ск}I_{пр.оп}} = \frac{104,658 \cdot 6906,6}{17,5 \cdot 0,6 \cdot 294868} = 0,23 \text{ кН} / \text{см}^2 = 2,3 \text{ МПа} < R_{ск} = 2,4 \text{ МПа},$$

где $S_{пр.оп.}$ – статический момент опорного сечения относительно нижней грани,

$$S_{пр.оп.} = \frac{bh_o^2}{8}(1+n\mu) = \frac{17,5 \cdot 49^2}{8}(1+21 \cdot 0,015) = 6906,6 \text{ см}^3,$$

$I_{пр.оп.}$ – момент инерции опорного сечения:

$$I_{пр.оп.} = \frac{bh_o^3}{12} \cdot \frac{1+4n\mu}{1+n\mu} = \frac{17,5 \cdot 49^3}{12} \cdot \frac{1+4 \cdot 21 \cdot 0,015}{1+21 \cdot 0,015} = 294868 \text{ см}^4,$$

$k_{ск}=0,6$ – коэффициент к расчетной ширине клеевого шва;

-по жесткости:

$$\frac{f}{l} = \frac{5g^H l^3}{384E_d I_{пр} k_{сеч}} = \frac{5 \cdot 127,2 \cdot 1200^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 2273346 \cdot 0,58} = \frac{1}{461} < \frac{1}{250},$$

где I_{np} – момент инерции сечения балки в середине пролета:

$$I_{np} = \frac{17,5 \cdot 96,8^3}{12} \cdot \frac{1 + 4 \cdot 21 \cdot 0,015}{1 + 21 \cdot 0,015} = 2273346 \text{ см}^4,$$

$k_{сеч}$ – коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по длине:

$$k_{сеч} = 0,15 + 0,85 \frac{h_0}{h} = 0,15 + 0,85 \frac{49}{96,8} = 0,58,$$

$\frac{1}{250}$ – максимальный относительный прогиб балки, определяемый по таб. 19, СНиП 2.01.07-85.

Принятые сечения балок в пролете и на опорах удовлетворяют требованиям прочности, жесткости и устойчивости, так как $\frac{h}{b} = \frac{96,8}{17,5} = 5,5 < 8,5$.

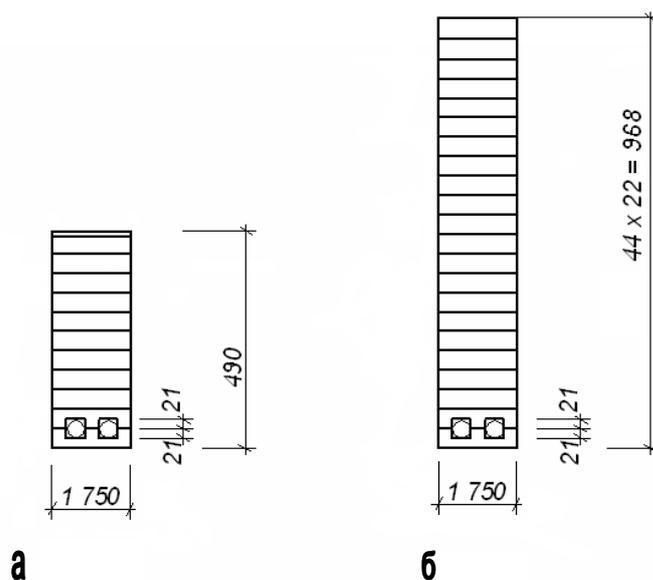


Рисунок 15. Поперечные сечения клеодошчатых армированных балок с одиночной арматурой (а – на опоре; б – в середине пролета).

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КЛЕЕФАНЕРНОЙ БАЛКИ С ПЛОСКОЙ СТЕНКОЙ

Пример расчета клеефанерной балки с плоской стенкой.

Разработать несущую конструкцию покрытия размерами в плане 12х52 м. Район постройки VI.

Нагрузки приведены в таблице 5.

Таблица 5 - Нагрузки на покрытие

Вид нагрузки	Коэфф. перегрузки	Нагрузки			
		единичные, кН/м ²		на 1 м балки, кН/м	
		нормативная	расчетная	нормативная	расчетная
Постоянная нагрузка Утепленная клеефанерная панель	-	0,440	0,507	2,640	3,043
Снеговая нагрузка	1/0,7	1,680	2,400	10,080	14,400
Полная нагрузка	-	2,120	2,907	12,720	17,443

1. Конструктивное решение балки.

Принимаем балку покрытия двухскатной, трапециевидного очертания. Высота клеефанерной балки в середине пролета назначается по условиям экономичности и жесткости в пределах 1/7 до 1/9 от длины, а на опорах – в пределах от 1/12 до 1/15 от длины (l) – по условию прочности фанерной стенки на срез.

Принимаем полную высоту балки h в середине пролета и на опорах h_0 при учете уклона кровли $i = 0,1$:

$$h = \frac{l}{8} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ м};$$

$$h_0 = h - \frac{l}{2} i = 1,5 - \frac{12}{2} 0,1 = 0,9 \text{ м}.$$

Принимаем для стенки балки березовую фанеру марки ФСБ сорта В/ВВ (ГОСТ 3916.1-96) с размерами листов 1525x1525 мм. Стенку балки составляем с наибольшей высотой $h=1500$ мм и длиной $l=12000$ мм. Конструкция клеефанерной балки обладает повышенной боковой жесткостью и жесткостью при кручении.

Определение расчетных усилий.

Наиболее опасное при изгибе двухскатных балок коробчатого и двутаврового профиля сечение балки находится от опор на расстоянии:

$$x = l[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma] = 1200[\sqrt{0,629(1+0,629)} - 0,629] = 459,9 = 460 \text{ см},$$

где

$$\gamma = \frac{h'_0}{l \operatorname{tg} \alpha} = \frac{75,5}{1200 \cdot 0,1} = 0,629,$$

где $\operatorname{tg} \alpha = 0,1$, т.к. уклон кровли принимаем $i = 0,1$;

h'_0 – расстояние между центрами сечений поясов на опорах балки.

Расчетный изгибающий момент в опасном сечении и наибольшая поперечная сила на опоре балки:

$$M = \frac{qx}{2}(l-x) = \frac{17,443 \cdot 4,6}{2}(12-4,6) = 296,88 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{17,443 \cdot 12}{2} = 104,658 \text{ кН}.$$

2. Подбор сечений элементов балки.

В предварительном расчете элементов сечения требуемую суммарную толщину фанерных стенок балки определяем из условия прочности их на срез по формуле:

$$\sum \delta_\phi = \frac{QS_{\phi p}}{I_{\phi p} \cdot R_{\phi.cp}} = \frac{Q}{kh_i \cdot R_{\phi.cp}} = \frac{104,658}{0,78 \cdot 90 \cdot 6 \cdot 10^{-1}} = 2,5 \text{ см},$$

где Q – расчетная поперечная сила балки на опоре,

k – коэффициент плеча внутренней пары сил в выражении $\frac{I_{\sigma p}}{S_{\sigma p}} = kh_i$ (h_i – полная высота балки в i -том сечении), примерные значения которого равны 0.75-0.8 – в опорных и 0.8-0.85 – в пролетных сечениях балки,

$R_{\phi.cp}$ – расчетное сопротивление срезу семислойной фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ толщиной от 8 мм поперек волокон наружных слоев по таблице 10 [1].

Предварительно требуемую площадь одного пояса двухскатной клефанерной балки определим по приближенной формуле:

$$F_n = \frac{M}{kh \cdot R_p} = \frac{ql^2}{8k \cdot hR_p} = \frac{174,43 \cdot 1200^2}{8 \cdot 0,8 \cdot 150 \cdot 10 \cdot 10^2} = 261,6 \text{ см}^2,$$

где M и h – расчетный изгибающий момент и полная высота сечения балки в середине пролета,

k – коэффициент приведения усилия к расчетному сечению балки.

3. Проектирование балки.

Принимаем сечения обоих поясов одинаковыми и постоянными по длине балки и составляем их из 4-х вертикальных слоев досок. Наружные слои выполнены из досок 145x55 мм, а внутренние, примыкающие к фанерной стенке, – из двух досок 70x40 мм в каждом слое с зазором между досками 5 мм для снижения дополнительных внутренних напряжений в клеевом шве вследствие большей поперечной усушки досок поясов по сравнению с фанерной стенкой.

Площадь принятого сечения одного пояса:

$$F_n = 2 \cdot 14,5 \cdot 5,5 + 4 \cdot 7 \cdot 4 = 271,5 > 261,6 \text{ см}^2.$$

Верхний сжатый пояс проектируем с одним стыком досок впритык в середине пролета. Этот стык перекрывается парным дощатыми накладками для повышения боковой жесткости. Стыковые накладки сечением 200x75 мм и длиной 600 мм крепятся с каждой стороны стыка четырьмя болтами $d=16$ мм длиной 360 мм.

Доски нижнего пояса соединяются по длине зубчатыми стыками, располагаемыми вразбежку, причем в одном сечении допускаются не более одного стыка, расстояние между стыками принимается не менее 300 мм.

Стенка балки проектируется из 2-х листов семислойной березовой фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ толщиной 9 мм с расположением волокон наружных слоев шпонов перпендикулярно к оси нижнего пояса балки. Листы фанеры соединяются по длине балки встык и перекрываются накладками шириной 150 мм по всей высоте стенки.

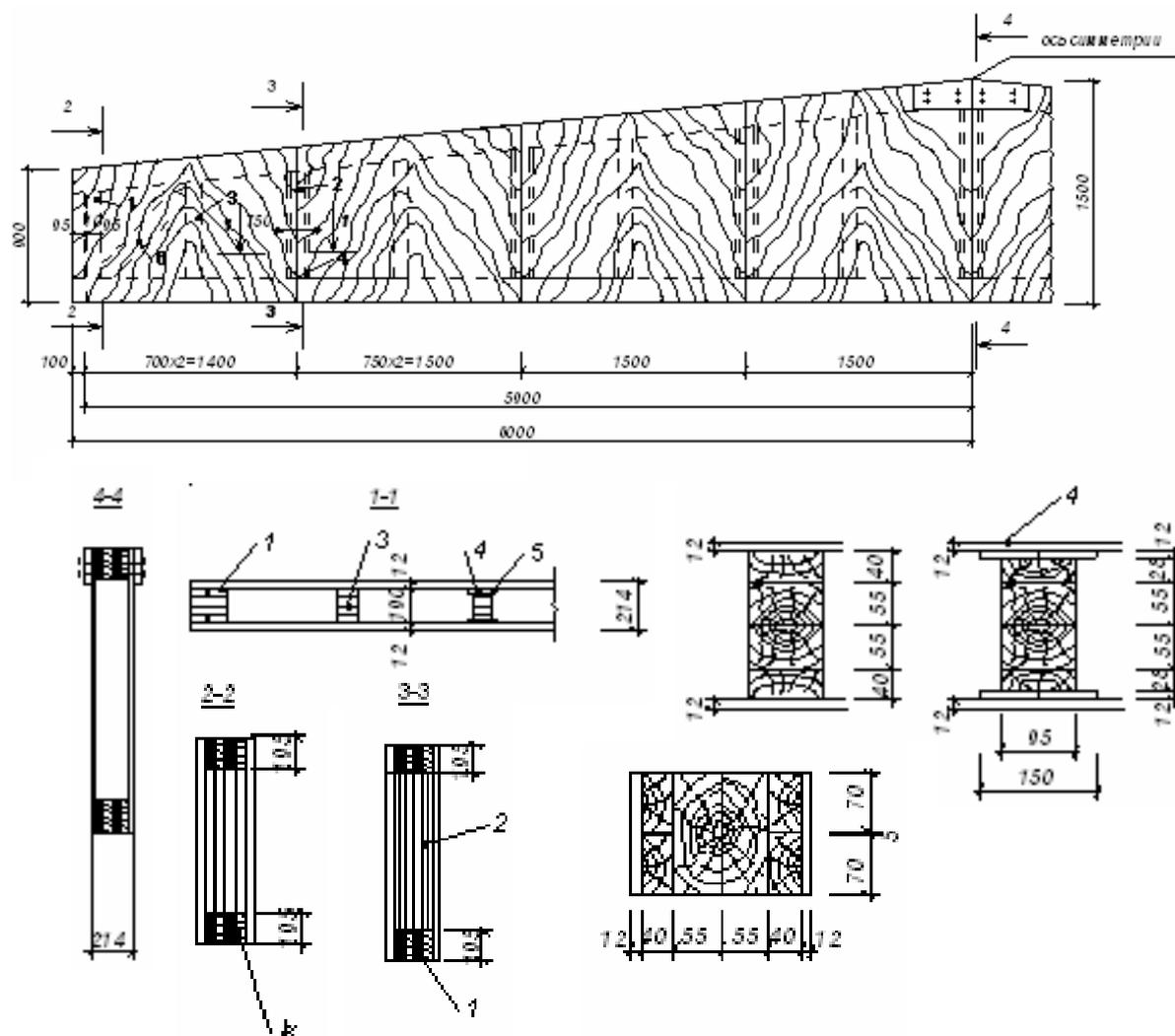


Рисунок 16. Клефанерная балка с плоской стенкой.

а – конструкция; б – детали крепления поясов и ребер жесткости со стенками

- 1 – опорное ребро жесткости; 2 – основное ребро жесткости; 3 – промежуточное ребро жесткости; 4 – фанерная накладка; 5 – стык листа фанерной стенки; 6 – опорное ребро жесткости.**

Фанерная стенка крепится основными ребрами жесткости, установленными на расстоянии 1500 мм друг от друга в местах опирания продольных ребер кровельных панелей, совпадающих с

местами расположения стыков фанерных листов стенки. В промежутках между основными ребрами размещаем дополнительные ребра жесткости. При принятом размещении ребер с шагом $a=750$ мм удовлетворяется требование по обеспечению устойчивости фанерных стенок балок, поскольку при этом соблюдается условие:

$$a = 0,75 < \frac{l}{9} = \frac{12}{9} = 1,33 \text{ м.}$$

Основные и дополнительные ребра жесткости выполняются из пакета сосновых досок шириной $b_p=95$ мм. Опорные сечения балки усиливаются над опорами спаренными ребрами жесткости тех же размеров.

Конструкция клеефанерной балки показана на рисунке 16(а); поперечное сечение поясов и ребер жесткости – на рисунке 16(б).

4. Проверка принятого сечения.

Характеристики приведенных сечений.

При определении приведенных к древесине геометрических характеристик расчетных сечений балки площади фанерных элементов умножаем на отношение $\frac{E_\phi}{E_d} = 0,7$, а рабочую высоту

фанерной стенки принимаем равной полной высоте стенки – при отсутствии в рассматриваемом сечении стыков фанеры и равной части высоты стенки, перекрытой стыковыми накладками (расстояние между поясами в свету) – при наличии вертикальных стыков фанеры. В i -том поперечном сечении балки приняты следующие обозначения:

h_i – полная высота сечения,

h'_i – расстояние между центрами поясов,

h_{i0} – рабочая высота стенки балки.

Определяем приведенные статические моменты брутто в опорном сечении относительно нейтральной оси площади сечения пояса S^n и половины сечения S :

$$S^n = F_n \frac{h'_0}{2} = \frac{271,5 \cdot 75,5}{2} = 10249,13 \text{ см}^3;$$

$$S = S^n + \frac{2\delta_\phi}{8} h_0^2 \cdot \frac{E_\phi}{E_d} = 10249,13 + \frac{2 \cdot 1,2}{8} 90^2 \cdot 0,7 = 11950,13 \text{ см}^3.$$

Момент инерции брутто приведенных поперечных сечений относительно центральной оси в опорном сечении I_0 , расчетном сечении на расстоянии $x = 4600$ мм от опор I_x и в середине пролета балки I :

$$I_0 = 2I_1 + \frac{F_n}{2}(h'_0)^2 + \frac{2\delta_\phi}{12} \cdot \frac{E_\phi}{E_\delta} h_0^3 = 9654 + \frac{271,5}{2} 75,5^2 + \frac{2 \cdot 1,2}{12} 0,7 \cdot 90^3 = 881247,73 \text{ см}^4,$$

$$I_x = 2I_1 + \frac{F_n}{2}(h'_x)^2 + \frac{2\delta_\phi}{12} \cdot \frac{E_\phi}{E_\delta} h_x^3 = 9654 + \frac{271,5}{2} 121,5^2 + \frac{2 \cdot 1,2}{12} 0,7 \cdot 136^3 = 2365793,3 \text{ см}^4,$$

$$I = 2I_1 + \frac{F_n}{2}(h')^2 + \frac{2\delta_\phi}{12} \cdot \frac{E_\phi}{E_\delta} h^3 = 9654 + \frac{271,5}{2} 135,5^2 + \frac{2 \cdot 1,2}{12} 0,7 \cdot 150^3 = 2974358 \text{ см}^4,$$

где

$$2I_1 = \frac{2b_n \cdot h_n^3}{12} = \frac{2 \cdot 19 \cdot 14,5^3}{12} = 9653,98 \text{ см}^4.$$

5. Проверка сечений по прочности:

-на изгиб балки в опасном сечении:

$$\frac{Mh_x}{I_x \cdot 2} = \frac{29688 \cdot 136}{2365793,3 \cdot 2} = 0,85 \text{ кН / см}^2 = 8,5 \text{ МПа} < R_p = 10 \text{ МПа};$$

-на срез фанерной стенки в опорном сечении:

$$\frac{QS}{2\delta_{cp} I_0} = \frac{104,658 \cdot 11950,13}{2 \cdot 1,2 \cdot 881247,73} = 0,591 \text{ кН / см}^2 = 5,9 \text{ МПа} < R_{\phi, cp} = 6,5 \text{ МПа};$$

-на скалывание клеевого шва между шпонами фанеры в местах приклейки досок пояса к стенкам фанеры в опорном сечении:

$$\frac{QS}{b_{ск} I_0} = \frac{104,658 \cdot 10249,13}{2 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 881247,73} = 0,044 \text{ кН / см}^2 = 0,44 \text{ МПа} < R_{\phi, ск} = 0,8 \text{ МПа},$$

где $R_{\phi, cp}$, $R_{\phi, ск}$ – расчетные сопротивления семислойной фанеры поперек волокон наружных слоев по приложению 4 [5],

$b_{ск}$ – суммарная ширина приклеивания к фанерной стенке досок пояса.

6. Проверка сечений по жесткости.

Относительный прогиб двускатной клееной балки коробчатого поперечного сечения при учете переменности сечения и влияния сдвигов в клеевых швах:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{f_{cp}}{\ell} \cdot \frac{k_c}{k} = \frac{5q^n \cdot \ell^3}{384 EI} \cdot \frac{k_c}{k} = \frac{5 \cdot 127,2 \cdot 1200^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 2974358} \cdot \frac{2,406}{0,733} = \frac{1}{317} < \left[\frac{f}{\ell} \right] = \frac{1}{250},$$

где f_{cp} – наибольший прогиб балки постоянного сечения, вычисленный по моменту инерции I в середине пролета двускатной балки,

k – коэффициент учета переменности сечений по длине балки:

$$k = 0,4 + 0,6 \frac{h'_0}{h'} = 0,4 + 0,6 \frac{75,5}{136} = 0,733,$$

k_c – коэффициент, учитывающий влияние сдвигающих сил на прогиб балки:

$$k_c = 1 + \alpha \frac{h^2}{l^2} = 1 + 90 \frac{150^2}{1200^2} = 2,106,$$

α – коэффициент учета влияния сдвигающих напряжений при отношении:

$$\frac{b_1}{b} = \frac{2\delta_\phi}{b} = \frac{2 \cdot 1,2}{19} = \frac{1}{8},$$

$$\left[\frac{f}{\ell} \right] = \frac{1}{250} \quad - \quad \text{максимальный относительный прогиб балки,}$$

определяемый по таб. 19, СНиП 2.01.07-85.

Следовательно, сечения, принятые в пролете и на опорах, удовлетворяют требованиям прочности всех элементов составного сечения и жесткости балки.

7. Проверка устойчивости стенки.

Потеря местной устойчивости фанерной стенки наиболее вероятна на участках с большей поперечной силой и на участках больших размеров.

Проверим устойчивость фанерной стенки в наиболее напряженной первой и более длинной третьей панелях, расстояние от опор до середин которых соответственно равны $x_1=376$ мм и $x_3=1775$ мм, а расстояние между центрами площадей поясов соответственно

$$h'_1 = h'_0 + x_1 i = 75,5 + 37,6 \cdot 0,1 = 79,25 \text{ см}$$

$$h'_3 = h'_0 + x_3 i = 75,5 + 177,5 \cdot 0,1 = 93,25 \text{ см.}$$

Фанерная стенка с расположением наружных волокон перпендикулярно оси балки проверяется на местную устойчивость от одних касательных напряжений.

При $\frac{a_1}{h'_1} = \frac{55,25}{79,25} < 1$ и $\frac{a_3}{h'_3} = \frac{65,6}{93,25} < 1$ (здесь a_1 и a_3 – расстояние между ребрами жесткости в свету для первой и третьей панели) расчет ведем по формуле:

$$\tau_{\phi} = k_{\tau} \left(\frac{100 \cdot \delta_{\phi}}{a} \right)^2,$$

где $k_{\tau 1} = 2,9$ МПа и $k_{\tau 3} = 2,95$ МПа находим по рисунку 19 [1] при

$$\gamma_1 = \frac{79,25}{55,25} = 1,43 \text{ и } \gamma_3 = \frac{93,25}{65,6} = 1,42.$$

Для первой панели:

$$\tau_{\phi} = 2,9 \cdot \left(\frac{100 \cdot 1,2}{55,25} \right)^2 = 6,3 \text{ МПа} > R_{ср.ф} = 6 \text{ МПа.}$$

Для третьей панели:

$$\tau_{\phi} = 2,95 \cdot \left(\frac{100 \cdot 1,2}{65,5} \right)^2 = 9,9 \text{ МПа} > R_{ср.ф} = 6 \text{ МПа.}$$

Для устойчивости фанерной стенки в первой и третьей панели проектируем опорные подкосы.

8. Проверка крепления стыковых накладок.

Вертикальные стыки листов фанеры стенки, расположенные по длине балки через 1500 мм, перекрыты фанерными стыковыми накладками на клею с заходом их на длину 75 мм в каждую сторону

от стыка стенки. Проверим прочность клеевых швов, прикрепляющих накладку в растянутых зонах балки.

Наибольшее растягивающее напряжение у стыка стенки σ_n в наиболее напряженном сечении на расстоянии $x=4600$ мм от опоры на уровне нижней грани стыковой накладки определяется зависимостью:

$$\sigma_n = \sigma \frac{h_{x0}}{h_x} \cdot \frac{E_\phi}{E_\partial} = 8,4 \frac{107}{136} \cdot 0,7 = 4,63 \text{ МПа} < R_p^{cm} = 8,2 \text{ МПа},$$

где σ – максимальное краевое нормальное напряжение в поясе балки,

R_p^{cm} – предельное растягивающее напряжение в стенке при отношении:

$$\frac{l}{\delta_\phi} = \frac{75}{12} = 6,25,$$

где h_x – полная высота балки,

$h_{x0} = h_x - 2 h_e$ – высота стенки в свету в сечении,

h_e – высота досок наружных слоев, принятая 145 мм.

9. Расчет опирания балки на стойку.

Из условия смятия в опорной плоскости древесины нижнего пояса балки поперек волокон находим ширину обвязочного бруса:

$$b_{об}^{mp} = \frac{Q}{b_n R_{cm90}} = \frac{104,658}{21,4 \cdot 2,4 \cdot 10^{-1}} = 20,4 \text{ см.}$$

Принимаем брус сечением 225x200 мм.

Проверяем высоту бруса как распорки вертикальных связей:

$$h_{об}^{mp} = \frac{B}{\lambda \cdot r} = \frac{600}{200 \cdot 0,289} = 10,4 \text{ см} < h_{об} = 20 \text{ см.}$$

6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КЛЕЕФАНЕРНОЙ БАЛКИ С ВОЛНИСТОЙ СТЕНКОЙ

Пример расчета.

Разработать несущую конструкцию покрытия размерами в плане 12х52 м. Район постройки VI.

Нагрузки приведены в таблице 6.

Таблица 6 - Нагрузки на покрытие

Вид нагрузки	Коэфф. перегрузки	Нагрузки			
		единичные, кН/м ²		на 1 м балки, кН/м	
		нормативная	расчетная	нормативная	расчетная
Постоянная нагрузка Утепленная клеефанерная панель	-	0,440	0,507	2,640	3,043
Снеговая нагрузка	1/0,7	1,680	2,400	10,080	14,400
Полная нагрузка	-	2,120	2,907	12,720	17,443

1. Подбор сечений элементов балки.

Принимаем полную высоту балки h в середине пролета и на опорах h_0 при учете уклона кровли $i = 0,1$:

$$h = \frac{l}{8} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ м};$$

$$h_0 = h - \frac{l}{2} i = 1,5 - \frac{12}{2} 0,1 = 0,9 \text{ м}.$$

Определение расчетных усилий.

Наиболее опасное при изгибе двухскатных балок коробчатого и двутаврового профиля сечение балки находится от опор на расстоянии:

$$x = l \left[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] = 1200 \left[\sqrt{0,629(1+0,629)} - 0,629 \right] = 459,9 = 460 \text{ см},$$

где

$$\gamma = \frac{h'_0}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{75,5}{1200 \cdot 0,1} = 0,629,$$

где $\operatorname{tg} \alpha = 0,1$, т.к. уклон кровли принимаем $i = 0,1$;

h'_0 – расстояние между центрами сечений поясов на опорах балки.

Расчетный изгибающий момент в опасном сечении и наибольшая поперечная сила на опоре балки:

$$M = \frac{qx}{2}(l-x) = \frac{17,443 \cdot 4,6}{2}(12-4,6) = 296,88 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{17,443 \cdot 12}{2} = 104,658 \text{ кН}.$$

Из условия среза стенки на опоре находим ее толщину:

$$\delta_\phi = \frac{Q}{R_{cp}^\phi \cdot 0,9h_0} = \frac{104,658}{0,6 \cdot 0,9 \cdot 90} = 2,15 \text{ см},$$

где $R_{cp}^\phi = 6$ МПа – расчетное сопротивление фанеры срезу.

Принимаем $\delta_\phi = 22$ мм.

Учитывая, что изгибающий момент полностью воспринимается поясами, находим требуемую площадь сечения поясов.

Высота балки в расчетном сечении:

$$h_x = h_0 + x \cdot i = 90 + 456 \cdot 0,1 = 136 \text{ см}.$$

Расстояние между центрами тяжести поясов:

$$h'_x = h_x - h_n = 136 - 15 = 121 \text{ см},$$

где h_n – высоту поясов ориентировочно принимаем 15 см,

тогда

$$F_n^{mp} = \frac{Mx}{h'_x \cdot R_p} = \frac{29688}{121 \cdot 1,00} = 245,35 \text{ см}^2,$$

где $R_p = 10$ МПа – расчетное сопротивление древесины растяжению.

Выбор сечений поясов. Принимаем пояса в виде клееных пакетов из трех досок толщиной 55 мм (до острожки 60 мм). Тогда:

$$F_n = b_n \cdot h_n = 16,5 \cdot 15 = 247,5 \text{ см}^2.$$

2. Проверка принятого сечения.

Геометрические характеристики расчетного сечения:

$$I_x = 2 \left[\frac{b_n \cdot h_n^3}{12} + F_n \left(\frac{h'_x}{2} \right)^2 \right] = 2 \left[\frac{16,5 \cdot 15^3}{12} + 247,5 \left(\frac{121}{2} \right)^2 \right] = 1821105 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h_x} = \frac{2 \cdot 1821105}{136} = 26781 \text{ см}^3;$$

$$S_x = \frac{F_n h'_n}{2} = \frac{247,5 \cdot 121}{2} = 14974 \text{ см}^3.$$

Находим коэффициент снижения момента сопротивления балки за счет податливости волнистой стенки:

$$k_w = \frac{1}{1 + \frac{h_n}{h_x} B} = \frac{1}{1 + \frac{15}{136} 0,621} = 0,936,$$

где

$$B = \pi^2 \frac{S_x}{k_0 \cdot \delta_\phi l^2} \cdot \frac{E}{G_\phi} = \frac{3,14^2 \cdot 14974}{1 \cdot 1,2 \cdot 1200^2} \cdot \frac{10^4}{750} = 0,621,$$

где E – модуль упругости материала поясов,

G_ϕ – модуль сдвига фанерной стенки,

k_0 – коэффициент, учитывающий форму волны; принимаемый равным 1.

Проверка принятого сечения:

-по максимальным нормальным напряжениям в расчетном сечении на расстоянии $x=136$ см

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x k_w} = \frac{29688}{26781 \cdot 0,936} = 1,184 \text{ кН / см}^2 = 11,84 \text{ МПа} < R_n = 13 \text{ МПа};$$

-по жесткости:

$$\frac{f}{l} = \frac{5g'' \cdot l^3}{384EI_{np} \cdot k_{жс} \cdot k_{сеч}} = \frac{5 \cdot 127,2 \cdot 1200^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 2264625 \cdot 0,617 \cdot 0,733} = \frac{1}{358} < \frac{1}{250},$$

где I_{np} – момент инерции сечения в середине пролета:

$$I_{np} = 2 \left[\frac{bn \cdot h_n^2}{12} + Fn \left(\frac{h'_{оп}}{2} \right)^2 \right] = 2 \left[\frac{16,5 \cdot 153}{12} + 247,5 \left(\frac{135}{2} \right)^2 \right] = 2264625 \text{ см}^4,$$

$k_{жс}$ – коэффициент, учитывающий податливость волнистой стенки:

$$k_{жс} = \frac{1}{1+B} = \frac{1}{1+0,621} = 0,617,$$

$k_{сеч}$ – коэффициент, учитывающий переменность сечения по длине:

$$k_{сеч} = 0,4 + 0,6 \frac{h'_0}{h'} = 0,4 + 0,6 \frac{75}{135} = 0,733,$$

$$\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250} \text{ – максимальный относительный прогиб балки,}$$

определяемый по таб. 19, СНиП 2.01.07-85.

Следовательно, принятое сечение балки с волнистой стенкой удовлетворяет требованиям прочности и жесткости.

3. Расчет волнистой фанерной стенки (рисунок 17).

Применяем следующий способ крепления фанерной стенки к поясам: в поясах выбираются прямоугольные пазы шириной $h_г + \delta_г$ ($h_г$ – высота волны), в которые при сборке заводится фанерная стенка и затем паз заливается эпоксидным клеем с наполнителем. Глубину пазов находим из условия прочности клеевого соединения по скалыванию шва между шпонами фанеры на ширине участка, равного глубине паза.

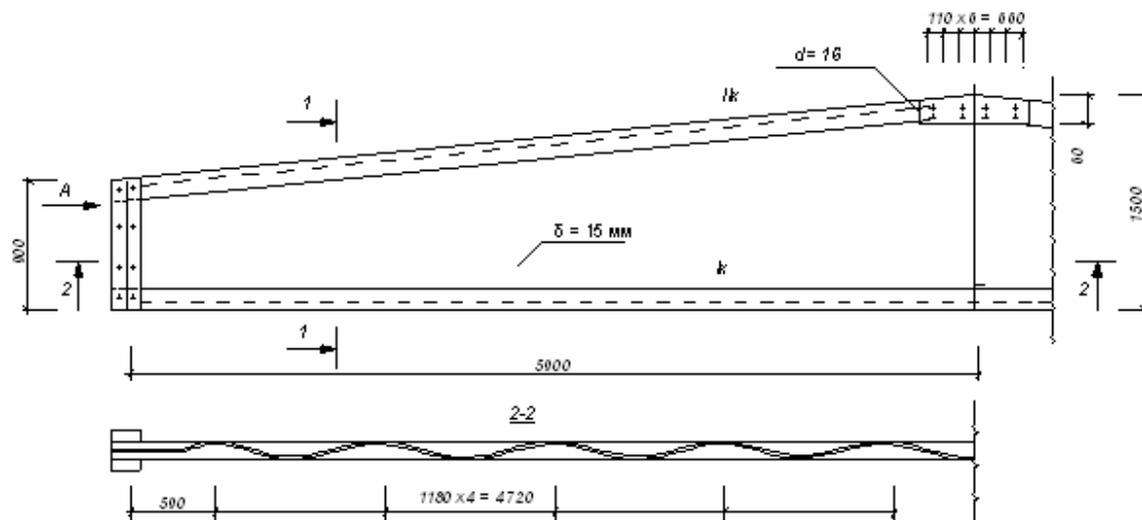
Глубина паза:

$$b_{ск} = \frac{QS_0}{2I_0 \cdot R_{ск}^{\phi}} = \frac{104,658 \cdot 9281,25}{2 \cdot 705375 \cdot 0,06} = 11,5 \text{ см};$$

где S_0 – статический момент опорного сечения,

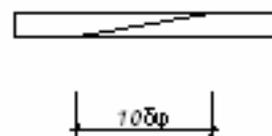
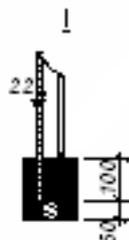
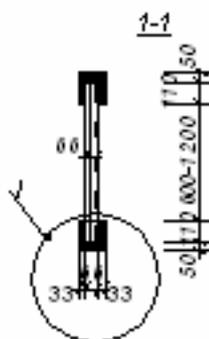
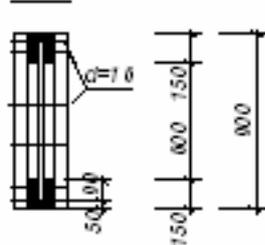
$$S_0 = \frac{F_n h'_0}{2} = \frac{247,5 \cdot 75}{2} = 9281,25 \text{ см}^3,$$

а.



б.

суд А



в.

Рисунок 17. Клефанерная балка с волнистой стенкой:
 а – общий вид; б – деталь крепления стенки к поясу; в – соединение
 стенки по длине на ус;

I_0 – момент инерции сечения:

$$I_0 = 2 \left[\frac{bh_0^3}{12} + F_n \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right] = 2 \left[\frac{16,5 * 15^3}{12} + 247,5 \left(\frac{75}{2} \right)^2 \right] = 705375 \text{ см}^4,$$

принимаем $b_{ск} = 12$ см.

Преимущество волнистой стенки перед плоской заключается в том, что она обладает большей устойчивостью. Мы имеем возможность формировать профиль волнистого листа и задаваться параметрами высоты волны h_0 и длины волны l_0 , обеспечивающими местную устойчивость стенки при установленных габаритных размерах балки и ее толщине.

Расчет профиля волнистого листа по устойчивости вблизи опоры.

Условие местной устойчивости:

$$k_1 k_2 > \lambda_{cm}^2.$$

Находим квадрат гибкости стенки, задавшись в соответствии с шириной поясов высотой волны $h_g=50$ мм:

$$\lambda_{cm}^2 = \frac{h_{cm}^2}{\delta_\phi \cdot h_g} = \frac{60^2}{2,2 \cdot 5} = 327,3,$$

где h_{cm} – высота стенки в свету между поясами:

$$h_{cm} = h_0 - 2h_n = 90 - 30 = 60 \text{ см.}$$

Коэффициент k_1 зависит от модуля упругости и модуля сдвига фанеры и равен:

$$k_1 = 0,55 \sqrt{E_\phi G_\phi} = 0,55 \sqrt{7 \cdot 10^4 \cdot 0,75 \cdot 10^4} = 1260.$$

Коэффициент k_2 зависит от отношения размеров волны h_g/l_g :

$$k_2 = \frac{\lambda_{ct}^2}{k_1} = \frac{327,3}{1260} = 0,26;$$

по приложению 26 [4] находим $\frac{h_g}{l_g} = \frac{1}{24}$.

Конструктивно принимаем $l_g=118$ см – кратный пролету, с тем, чтобы выполнялось условие $l_g < h_g \cdot 24 = 120$ см.

Так как балка переменной высоты, проведем проверку сечения стенки на устойчивость в $1/4$ пролета при $Q_{1/4}=52,33$ кН,

$$h_{cm1/4} = h_0 + \frac{l}{4} i = 60 + \frac{1200}{4} \cdot 0,1 = 90 \text{ см},$$

$$\lambda_{cm}^2 = \frac{h_{cm1/4}^2}{\delta_\phi \cdot h_g} = \frac{90^2}{2,2 \cdot 5} = 736,4,$$

$$\varphi_\phi = \frac{k_1 \cdot k_2}{\lambda_{cm}^2} = \frac{1260 \cdot 0,26}{736,4} = 0,445,$$

$$\tau = \frac{Q_{1/4} \cdot S_{1/4}}{I_{1/4} \cdot \delta_{\phi}} = \frac{52,33 \cdot 12994}{1373625 \cdot 2,2} = 0,225 \text{ кН / см}^2 =$$

$$= 2,25 \text{ МПа} < \varphi_{\phi} R_{cp}^{\phi} = 0,445 \cdot 6,5 = 2,89 \text{ МПа},$$

где

$$S_{1/4} = \frac{247,5 \cdot 105}{2} = 12994 \text{ см}^3,$$

$$I_{1/4} = 2 \left[\frac{16,5 \cdot 15^3}{12} + 247,5 \left(\frac{105}{2} \right)^2 \right] = 1373625 \text{ см}^4.$$

Проверкой установлено, что устойчивость волнистой стенки по всей длине балки обеспечена.

4. Расчет опирания балки на стойку.

Требуемая ширина обвязочного бруса из условия смятия в опорной плоскости поперек волокон нижнего пояса балки

$$b_{об}^{mp} = \frac{Q}{b_n R_{cm90}} = \frac{104,66}{16,5 \cdot 2,4 \cdot 10^{-1}} = 26,4 \text{ см}.$$

Поскольку требуемая ширина выходит за пределы сортамента пиломатериалов, принимаем обвязочный брус сечением 150x150 мм, стыкуя его по длине здания над стойками с помощью двух накладок из досок сечением 60x150 мм длиной 5100 мм (крепление осуществляем двумя парами болтов $d=12$ мм). Тогда $b_{об}=15+2 \cdot 6=27$ см.

Проверяем высоту бруса, служащего распоркой вертикальных связей между стойками.

Из формулы:

$$\lambda = \frac{B}{0,289 \cdot h_{об}^{mp}}$$

находим

$$h_{об}^{mp} = \frac{600}{0,3 \cdot 200} = 10 \text{ см} < h_{об} = 15,$$

где $B = 6000$ мм – шаг поперечных рам здания.

Узел опирания балки на стойку и детали крепления скатных связей к балке конструируются аналогично варианту 3 (см. рис. 3.2).

Стык верхнего пояса в коньке решается зубчатым шипом и перекрывается накладками сечением 75x200 мм на болтах $d = 16$ мм.

7. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОУГОЛЬНОЙ БРУСЧАТОЙ ФЕРМЫ

Разработать несущую конструкцию покрытия размерами в плане 24x63 м. Район постройки VI.

1. Статический расчет

Очертания фермы получим, описывая вокруг сегмента с хордой $l=24$ м и высотой:

$$h_{\text{сез}} = \frac{1}{6} \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 24 = 4 \text{ м.}$$

Радиус окружности:

$$R = \frac{5}{6} \cdot l = \frac{5}{6} \cdot 24 = 20 \text{ м.}$$

Тангенс половины центрального угла:

$$\text{tg} \alpha = \frac{0.5 \cdot l}{R - h_{\text{сез}}} = \frac{0.5 \cdot 24}{20 - 4} = 0.75, \quad \alpha = 36,87^\circ.$$

Длина дуги сегмента:

$$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \frac{2 \cdot \alpha}{360} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 36,87}{360} = 25,74 \text{ м.}$$

Длину дуги верхнего пояса принимаем

$S_{\text{в.п.}} = S - 2 \cdot 0,15 = 25,74 - 2 \cdot 0,15 = 25,44 \text{ м}$, полагая по 0,15 м от торца первой панели до центра опорного узла.

Длины дуг, соответствующие отдельным панелям верхнего пояса:

$$S_n = \frac{S_{\text{в.п.}}}{10} = \frac{25,44}{10} = 2,544 \text{ м;}$$

то же для элементов верхнего пояса:

$$S_{\text{ср}} = 2 \cdot S_{\text{в.п.}} = 2 \cdot 2,544 = 5,088 \text{ м.}$$

Рисунок 18. Геометрические параметры фермы

Для зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиям снеговая нагрузка находится согласно ([3]прил.3),

$$P_1 = \mu_1 \cdot P \cdot B, \quad P_2 = \mu_2 \cdot P \cdot B, \quad \mu_1 = \cos(1,8 \cdot \alpha), \quad \mu_2 = 2,4 \cdot \sin(1,4 \cdot \alpha),$$

где α – уклон покрытия, град.,
 $B = 6,3$ м – шаг ферм.

Рисунок 19. Нагрузки действующие на ферму

Рисунок 20. Расчетная схема фермы

Результаты определения геометрических параметров сводим в табл.7.

Таблица 7 - Геометрические характеристики узлов элементов фермы

№ узла	x	y	α , град.	μ_1	μ_2	P1, т/м	P2, т/м
1	0	0	33	0,509	1,7322	0,7696	2,619
4	2,18	1,61	22	0,775		1,1718	2,14
7	4,56	2,56	22	0,775		1,3218	1,62
6	6,93	3,51	7	0,9759		1,4755	1,11
9	9,46	3,84	7	0,9759		1,4755	0,55
3	12	4,16	7	0,9759	0	1,4755	0
11	14,54	3,84	7	0,9759		1,4755	0,28
12	17,07	3,51	7	0,9759		1,4755	0,55
14	19,44	2,56	22	0,775		1,3218	0,81
16	21,82	1,61	22	0,775		1,1718	1,07
2	24	0	33	0,509	0,8661	0,7696	1,309

Постоянная нагрузка на конструкцию покрытия включает в себя нагрузки плит покрытия и кровли, учитывая шаг ферм, что составляет $P = 0,0596 \cdot 6,3 = 0,375$ т/м. Ветровая нагрузка в расчете не учитывается, т. к. аэродинамический коэффициент $c < 0$ по прил. 4 [3], т. е. на поверхности фермы наблюдается отрицательное ветровое давление.

Статический расчет выполняем в программе Structure CAD. Тип схемы – плоская шарнирно–стержневая система. Для статического расчета учитываем модуль упругости $E = 10^6$ т/м², коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$. Предварительно задаемся жесткостью элементов фермы: сечение верхнего пояса 250x180мм, стойки и раскосы

180x130мм, нижний пояс принимаем из двух равнобоких уголков 63x6 расстояние между ними 46мм. Заделку опор принимаем: в правой опоре – шарнирно-подвижную, в левой - шарнирно-неподвижную. Нагрузку на стержни задаем трапециевидной относительно общей системы координат. Для выбора расчетных сочетаний усилий задаем специальные исходные данные: собственный вес вышележащих конструкций принимаем тип нагрузки – постоянная, снеговая – кратковременная. Взаимоисключения двух снеговых нагрузок учитываем постановкой коэффициента, равного единице, в первом столбце соответствующей графы.

2. Проверка принятого сечения

Проверка сечения верхнего пояса фермы

В соответствии с п.4,17 [2], проверку сечения на прочность выполняем по формуле:

$$\sigma = \frac{N_{расч}}{F_{расч}} + \frac{M_{расч}}{\xi * W_{расч}} \leq R_c ,$$

где $R_c = R \cdot m_B \cdot m_\sigma = 18 \cdot 1 \cdot 1 = 18 \text{ МПа}$;

$m_B = 1$ – коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции ([1] п.3.2, табл.5),

$m_\sigma = 1$ – коэффициент для сжато-изогнутых элементов ([1] п.3.2, табл.7),

Все расчетные нагрузки, максимальные моменты, продольные и поперечные силы, берем по приложению 1, в соответствии с сечениями. Для верхнего пояса $M_{max} = 180540 \text{ кгс}\cdot\text{см}$, $N = 30453 \text{ кгс}/\text{см}^2$.

Принимаем сечение пояса 250 x 180; $F_{\sigma p} = 450 \text{ см}^2$, $W_{\sigma p} = 1975 \text{ см}^3$

Гибкость в плоскости системы:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l_0 \cdot \mu_0}{0,289 \cdot h} = \frac{256}{0,289 \cdot 25} = 35 \leq 70 .$$

Тогда коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = 1 - a \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{35}{100}\right)^2 = 0,93 ,$$

где a – коэффициент для древесины равный 0,8.

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\sigma p}} = \frac{30453}{0,93 \cdot 180 \cdot 450} = 0,89.$$

Вычисляем прочность поперечного сечения:

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{расч}} = \frac{30453}{450} + \frac{180540}{0,89 \cdot 1875} = 176,3 \leq R_c = 180 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчёт на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\sigma p}} + \left(\frac{M}{\varphi_m \cdot \xi \cdot R_u \cdot W_{\sigma p}} \right)^2 \leq 1, \quad ([1] \text{ п.4.18}).$$

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_0 \cdot h} \cdot k_{\phi} = 140 \cdot \frac{18^2}{256 \cdot 25} \cdot 1,13 = 8,$$

где k_{ϕ} – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_0 ([1] прил.4 таб.2).

$$\frac{30453}{0,93 \cdot 180 \cdot 450} + \left(\frac{180540}{8 \cdot 0,89 \cdot 180 \cdot 1875} \right)^2 = 0,409 \leq 1.$$

3. Расчёт стоек и раскосов

Сечение стоек и раскосов принимаем одинаковыми (180x130), исходя из условий прочности, устойчивости и предельной гибкости $\lambda_{\max} = 150$.

Проверяем на устойчивость сжатые элементы

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \leq R_c,$$

где $R_c = 180 \text{ кгс/см}^2$ ([1] п.4.2).

На прочность проверяем растянутые элементы

$$\frac{N}{F_{расч}} \leq R_p,$$

где $R_p = 84 \text{ кгс/см}^2$ ([1] п.4.1).

Таблица 8 Проверка прочности и устойчивости стоек и раскосов

№ ЭЛ-та	l_0 см	r , см	$F_{расч}$, см ²	$\lambda = \frac{l_0}{0,289 * h}$	$\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$ $\lambda \leq 70$ $\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \lambda \geq 70$	N_{max} , кгс	$\frac{N}{F_{расч}} \leq R_p$	$\frac{N}{\varphi * F_{расч}} \leq R_c$
стойки								
24	256	3,76	234	68,08511	0,629	-5208		35,3838
25	383	3,76	234	101,8617	0,289134	-4897		72,3794
раскосы								
16	287	3,76	234			6040	25,81	
23	424	3,76	234			5315	22,71	
22	433	3,76	234			3967	16,95	
22	433	3,76	234	115,1596	0,226215	-977		18,4568
18	487	3,76	234			4084	17,45	

4. Расчёт нижнего пояса фермы

Нижний пояс принимаем из двух равнобоких уголков 63х6, площадью сечения $F_{расч.}=2 \cdot 7,28=14,56 \text{ см}^2$.

Нижний пояс фермы проверяем на прочность при максимальном растягивающем усилии $N_2=31521 \text{ кгс}$.

$$\frac{N}{F_{расч}} \leq R_y \cdot \gamma_c ,$$

где γ_c - коэффициент условий работы ([3] п.5.1).

$$\frac{31527}{14,56} = 2165 \leq 2300 \cdot 0,95 = 2185 \text{ кгс/см}^2.$$

5. Конструирование и расчет узлов фермы

Расчёт узла верхнего пояса.

Основным элементом узла является металлический вкладыш, составленный из двух плит и трёх расположенных между ними рёбер. В центре вкладыша через рёбра пропущен болт, к которому крепятся стальные планки раскосов. Плиты вкладыша воспринимают равномерно распределённое давление от брусьев верхнего пояса, которое определяем по максимальному усилию $N_7=35091 \text{ кгс}$

Рисунок 21. Узел верхнего пояса

Равномерно распределённое давление от брусьев верхнего пояса

$$q = \frac{N}{18 \cdot (25 - 6)} = \frac{35091}{18 \cdot 19} = 103 \text{ кгс/см}^2.$$

Для расчёта плиты выделим полосу шириной 1 см и рассматриваем её как двухпролётную балку, опорами которой являются рёбра. Над средней опорой допускаем образование шарнира пластичности, котором изгибающий момент.

Сталь С235 $R_y = 230$ Мпа. ([3] прил.1 таб.51).

$$M_r = R \cdot \frac{\delta_{nl}^2}{4} = 2300 \cdot \frac{1,4^2}{4} = 1127 \text{ кгс}\cdot\text{см}$$

Наибольший момент в пролёте M_1 действует на расстоянии X от крайней опоры:

$$x = \frac{l_{nl}}{2} - \frac{M_r}{l_{nl} \cdot q} = \frac{8,7}{2} - \frac{1127}{8,7 \cdot 103} = 3,1 \text{ см},$$

$$M_1 = \frac{l_{nl} \cdot q}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - \frac{M_r}{l_{nl}} \cdot x = \frac{103 \cdot 8,7}{2} \cdot 3,1 - \frac{103 \cdot 3,1^2}{2} - \frac{1127}{8,7} \cdot 3,2 = 479,5 \text{ кгс}\cdot\text{см},$$

Здесь l_{nl} – пролёт плиты

$$l_{nl} = \frac{18 - 0,6}{2} = 8,7 \text{ см}$$

Толщина плиты принята $\delta_{nl} = 14$ мм, рёбер $\delta_p = 6$ мм

$$W_1 = \frac{1,4^2}{6} = 0,32 \text{ см}^3$$

Напряжения изгиба в плите

$$\frac{M_1}{W_1} = \frac{479,5}{0,32} = 1499 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2$$

Ширину рёбер понизу назначаем $b_n = 30$ мм, тогда ширина их сверху:

$$b_g = b_n + 2h \cdot \sin \alpha = 30 + 2 \cdot 190 \cdot 0,127 = 80 \text{ мм}$$

Для фиксации положения брусьев пояса при сборке по бокам вкладыша привариваем упоры из стальных полос толщиной 6 мм.

Расчёт центрального болта производим для узла 4, где действует наибольшее усилие в раскосе $N = 6040$ кгс. Проверяем прочность болта и стенок вкладыша на изгиб, срез и смятие.

Изгибающий момент получим, полагая, что усилие раскоса

действует с плечом $e = 1,2$ см относительно ребра вкладыша.

$$M = 0,5 \cdot N \cdot e = 0,5 \cdot 6040 \cdot 1,2 = 3624 \text{ кгс}\cdot\text{см}$$

Приравнивая этот момент несущей способности болта по изгибу, получим:

$$M = R \cdot W = 2300 \cdot 0,1 \cdot d_{\sigma}^3 = 3624 \text{ кгс}\cdot\text{см},$$

откуда

$$d_{\sigma} = \sqrt[3]{\frac{M}{R_y \cdot W}} = \sqrt[3]{\frac{3624}{2300 \cdot 0,1}} = 2,5 \approx 2,7 \text{ см}, F_{\sigma p} = 5,72 \text{ см}^2.$$

Расчётное сопротивление срезу болтов $R_{bs} = 1500 \text{ кгс}/\text{см}^2$, класс болтов 4.6 ([3] прил.1 табл.58).

Несущая способность такого болта на срез по площади сечения брутто

$$T_{cp} = R_{bs} \cdot F_{\sigma p} = 5,72 \cdot 1500 = 8580 \text{ кгс}.$$

Напряжение смятия в ребре толщиной $t = 0,6$ см:

$$\sigma = \frac{N}{t \cdot d_{\sigma} \cdot 2} = \frac{6040}{0,6 \cdot 2,7 \cdot 2} = 1864 \leq R_p = 3200 \text{ кгс}.$$

Элементы решётки крепим в узлах 4,5,6,8,3 при помощи стальных планок сечением 80х6 мм. Планки присоединяем к раскосам и стойкам болтами $d = 20$ мм. Определяем несущую способность двухсрезного болта:

- по изгибу болта

$$\begin{aligned} T_u &= (180d^2 + 2a^2) = (180 \cdot 2^2 + 2 \cdot 0,6^2) = 720,7 \text{ кгс} \leq 250 \cdot d^2 = \\ &= 250 \cdot 2^2 = 1000 \text{ кгс}. \end{aligned} \quad ([1] \text{табл.17})$$

- по смятию среднего элемента

$$T_{cm} = 50cd = 50 \cdot 18 \cdot 2 = 1800 \text{ кгс}.$$

Необходимое число болтов для крепления раскоса:

$$T_{расч} = T_{\min} = 720,7 \text{ кгс}.$$

$$n = \frac{N}{T_{расч} \cdot n_{сеч}} = \frac{6006}{2 \cdot 720,7} = 4,2 \approx 5 \text{ шт.} \quad ([3] \text{таб.17, прим.7}).$$

Расчёт верхнего узла стойки

Рисунок 22. Узел верхнего узла стойки

Расчёт производим для узла 7, где усилие в стойке максимальное $N_{24}=5208$ кгс.

Проверяем планки на устойчивость при сжатии, площадь сечения планки $F_{\sigma p} = 7,28 \text{ см}^2$.

При расчётной длине $l = 140 \text{ мм}$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l\mu}{r} = \frac{14}{2,3} = 6,1;$$

$$\varphi = 1 - a\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0,8\left(\frac{6,1}{100}\right)^2 = 0,997, \text{ при } \lambda \leq 70.$$

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\sigma p} \cdot 2} \leq R_y,$$

где $R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2$ ([1] п.4.2).

$$\frac{5208}{0,997 \cdot 7,28 \cdot 2} = 359 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем соединение на гвоздях с диаметром $d=6 \text{ мм}$ и толщиной крайнего элемента 19 мм .

Несущая способность гвоздевого соединения: $T_c=570 \text{ кгс}$, $T_a=910 \text{ кгс}$, $T_u=940 \text{ кгс}$.

Усилие действующее на соединение:
 $N_{расч} = N_{24} \cdot \sin 22^\circ = 5208 \cdot 0,374 = 1950 \text{ кгс}$.

Необходимое число гвоздей для крепления:
 $T_{расч} = T_{min} = 570$ кгс.

$$n = \frac{N_{расч}}{T_{расч} \cdot n_{сеч}} = \frac{1950}{1 \cdot 570} = 3,42 \approx 4 \text{ шт. ([1] таб.17, прим.7).}$$

Расчёт опорного узла

В опорном узле соблюдаем центровку примыкающих к нему элементу. Конструктивной основой узла служит стальной сварной башмак, состоящий в основном из двух фасонок и двух плит. В верхнюю плиту упирается верхний пояс фермы, а нижняя плита служит для опирания фермы на опору.

Размеры нижней плиты находим из условия передачи её опорной реакции фермы на деревянный брус прочностью $R_{см90}$.

Рисунок 23. Опорный узел фермы

Требуемая площадь плиты

$$F_{мп} = \frac{A}{R_{см90}} = \frac{28783}{28,5} = 1010 \text{ см}^2,$$

где A – опорная реакция

$$A = N_6 \cdot \cos\alpha = 34348 \cdot 0,838 = 28783 \text{ кгс.}$$

$$R_{см90} = R_{с90} \cdot \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2}\right) = 21,6 \cdot \left(1 + \frac{8}{24 + 1,2}\right) = 28,5 \text{ ([2] п.3.1).}$$

Конструктивно принимаем площадь плиты $F=30 \cdot 34=1020 \text{ см}^2$
 Толщину плиты определим из расчёта её как двухконсольной балки, нагруженной равномерно распределённой нагрузкой.

$$q = \frac{A}{b_{nl}} = \frac{28783}{34} = 846 \text{ кгс/см}$$

Фасонки башмака располагаем заподлицо с боковыми гранями верхнего пояса. При толщине фасонки $\delta_{cp} = 8$ мм пролёт плиты $l_{nl} = 18 - 0,8 = 17,2$ см, а вылет консолей $c = (34 - 17,2) \cdot 0,5 = 8,4$ см.

Наибольший момент получим над опорой

$$M_{on} = \frac{q \cdot c^2}{2} = \frac{846 \cdot 8,4^2}{2} = 29846 \text{ кгс}\cdot\text{см.}$$

Требуемая толщина плиты

$$\delta_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{on}}{b \cdot R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 29846}{30 \cdot 2300}} = 1,61 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta_{nl} = 17$ мм.

Рис 24. Сечение верхней опоры плиты

Толщину верхней плиты назначаем $\delta_{пл} = 20$ мм. Для увеличения её прочности на изгиб привариваем к ней снизу два уголка 63х6 мм, которыми плита разделяется на три участка: один средний и два консольных. Наибольший момент действует над опорами плиты. Принимаем размеры плиты соответственно сечению верхнего пояса (250х180 мм). Тогда равномерно распределённая нагрузка на плиту

$$q = \frac{N}{F_{nl}} = \frac{34348}{450} = 76 \text{ кгс/см}^2, \text{ где } F_{nl} = b \cdot h = 25 \cdot 18 = 450 \text{ см}^2.$$

Изгибающий момент в плите на 1 см ширины

$$M = \frac{q \cdot c^2}{2} = \frac{76 \cdot 6,2^2}{2} = 1461 \text{ кгс}\cdot\text{см.},$$

где $c = (250 - 2 \cdot 63) / 2 = 62$ мм.

$$\text{Напряжение изгиба } \frac{M}{W} = \frac{1461}{0,66} = 2213 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2,$$

где $W = \frac{\delta_{nl}^2}{6} = \frac{2^2}{6} = 0,66 \text{ см}^3$.

Проверяем прочность плиты, усиленной рёбрами, в плоскости, перпендикулярной к плоскости фермы и проходящей через ось бруса.

Площадь сечения двух уголков $F_{yz} = 14,56 \text{ см}^2$, то же, плиты $F_{nl} = 2 \cdot 25 = 50 \text{ см}^2$; собственный момент инерции двух уголков $I_{yz} = 2 \cdot 27,1 = 54,2 \text{ см}^4$, $z_0 = 1,78 \text{ см}$, $b - z_0 = 6,3 - 1,78 = 4,52 \text{ см}$.

Расстояние от центра тяжести составного сечения до центра тяжести плиты

$$c = \frac{F_{yz} \cdot \left(\frac{\delta_{nl}}{2} + b - z_0 \right)}{F_{yz} + F_{nl}} = \frac{14,56 \cdot (1 + 4,52)}{14,56 + 50} = 1,2 \text{ см}.$$

Момент инерции составного сечения

$$I = 54,2 + 14,56 \cdot (4,52 + 1 - 1,2)^2 + 50 \cdot 1,2^2 = 397,9 \text{ см}^4.$$

Наименьший момент сопротивления

$$W = \frac{397,9}{6,3 + 1 - 1,2} = 65,2 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{hq \cdot l_{nl}^2}{8} = \frac{25 \cdot 76 \cdot 17,2^2}{8} = 70262 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Напряжение изгиба:

$$\frac{M}{W} = \frac{70262}{65,2} = 1078 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2.$$

Уголки нижнего пояса привариваются к фасонкам узла швами высотой $h_{шв} = 7 \text{ мм}$.

Необходимая общая длина сварных швов на один уголок, рассчитываемая по усилию в элементе 1 в нижнем поясе и при сварке электродами Э-42 и Э42А:

$$l_{шв}^{mp} = \frac{N}{2 \cdot 0,7 \cdot h_{шв} \cdot R_{св}^y} = \frac{26879}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1500} = 18,3 \text{ см. ([2] п.11.1)}.$$

Принимаю $l_{шв}^{mp} = 20 \text{ см}$.

Принимаю болт класса точности 4.6 с $d_{\sigma} = 2 \text{ см}$, $F_{\sigma p} = 3,14 \text{ см}^2$ и

расчётным сопротивлением на срез $R_{bs}=1500$ кгс/см² ([2] прил.2 табл.58).

Несущая способность такого болта на срез по площади сечения брутто

$$T_{cp} = R_{bs} \cdot F_{\sigma p} = 1500 \cdot 3,14 = 4710 \geq Q_6 = 3131 \text{ кгс.}$$

Напряжение смятия в ребре толщиной $t=0,6$ см:

$$\frac{Q}{t \cdot d_{\sigma} \cdot 2} = \frac{3131}{0,6 \cdot 2 \cdot 2} = 1305 \leq R_p = 3200 \text{ кгс.}$$

Расчёт узла нижнего пояса

Расчёт производим для узла 5, где усилия в раскосах $D_{16}=6040$ кгс и $D_{23}=5314$ кгс.

Составляющие усилий в раскосах вдоль пояса:

$$H_1 = D_{16} \cdot \cos 34^{\circ} 10' = 6040 \cdot 0,827 = 4995 \text{ кгс;}$$

$$H_2 = D_{23} \cdot \cos 56^{\circ} = 5314 \cdot 0,559 = 2970 \text{ кгс;}$$

$$V_1 = D_{16} \cdot \sin 34^{\circ} 10' = 6040 \cdot 0,562 = 3394 \text{ кгс;}$$

$$V_2 = D_{23} \cdot \sin 56^{\circ} = 5314 \cdot 0,829 = 4405 \text{ кгс;}$$

$$H = H_1 - H_2 = 4995 - 2970 = 2025 \text{ кгс;}$$

$$V = V_1 + V_2 = 3394 + 4405 = 7799 \text{ кгс.}$$

Уголки пояса соединены в узле планкой 120х6 по горизонтальным полкам. К вертикальным полкам в центре узла приварены отрезки планок 80х6 мм, через отверстия которых пропущен узловой болт. Этот болт служит для присоединения планок элементов решётки. Нижний конец стойки упирается торцом в горизонтальную планку. В торце стойки сделан вырез для пропуска болта.

Расчёт узлового болта производим на суммарное действие усилий D_{16} и D_{23} .

$$\text{Равнодействующая: } R = \sqrt{6040^2 + 5314^2} = 8044 \text{ кгс.}$$

Плечо равнодействующей относительно отверстия в вертикальной планке принимаем равным $e=1$ см. Тогда $M=8044 \cdot 1=8044$ кгс·см.

Требуемый диаметр болта по изгибу

$$d_{\sigma} = \sqrt[3]{\frac{M}{R_y \cdot W}} = \sqrt[3]{\frac{8044}{2300 \cdot 0,1}} = 3,27 \approx 3,6 \text{ см.}$$

Примем болт с $d_{\sigma} = 3,6$ 36мм площадью $F_{\sigma p} = 10,17 \text{ см}^2$.

Несущая способность болта на срез

$$T_{cp} = R_{bs} * F_{\sigma p} = 10,17 * 1500 = 15255 \geq R = 8044 \text{ кгс.}$$

Напряжение смятия в вертикальной планке:

$$\frac{R}{t * d_{\sigma} * 2} = \frac{8044}{0,6 * 3,6 * 2} = 1862 \leq R_p = 3200 \text{ кгс/см}^2,$$

Где 0,6 – толщина планки;

2 – количество планок.

Проверяем планки на растяжение усилием $D_{16} = 6040$ кгс

$$\sigma = \frac{N}{2F_{nm}} = \frac{6040}{2 * 3,12} = 968 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2,$$

где $F_{nm} = 0,6 * (8 - 2,8) = 3,12 \text{ см}^2$.

Проверка планки размером 6x80x140 мм на центральное сжатие производится на усилии $D_{22} = 977$ кгс.

Площадь сечения планки $F_{\sigma p} = 0,6 * 8 = 4,8 \text{ см}^2$.

При толщине $\delta = 6$ мм и расчётной длине $l = 140$ мм

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l * \mu}{0,239h} = \frac{14}{0,289 * 0,6} = 81;$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{81^2} = 0,457, \text{ при } \lambda \geq 70.$$

$$\frac{N}{\varphi^{6H} * F_{\sigma p}} = \frac{977}{0,457 * 4,8} = 445 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2.$$

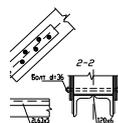


Рисунок 25 Узел нижнего пояса

8. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СЕГМЕНТНОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ

1. Конструктивная схема фермы

Требуется запроектировать утепленное покрытие пролетом 24 м, длиной 64 м, снеговой район строительства – VI. Изготовление конструкций заводское, сборка на стройплощадке. Деревянные конструкции группы А1. Принимаем в качестве несущих конструкций покрытия сегментные фермы, с верхним поясом из клееных блоков, шаг ферм 6 м, для обеспечения пространственной жесткости конструкции принимаем первый и последний шаг ферм 5 м. Схема фермы указана на рисунке 1.

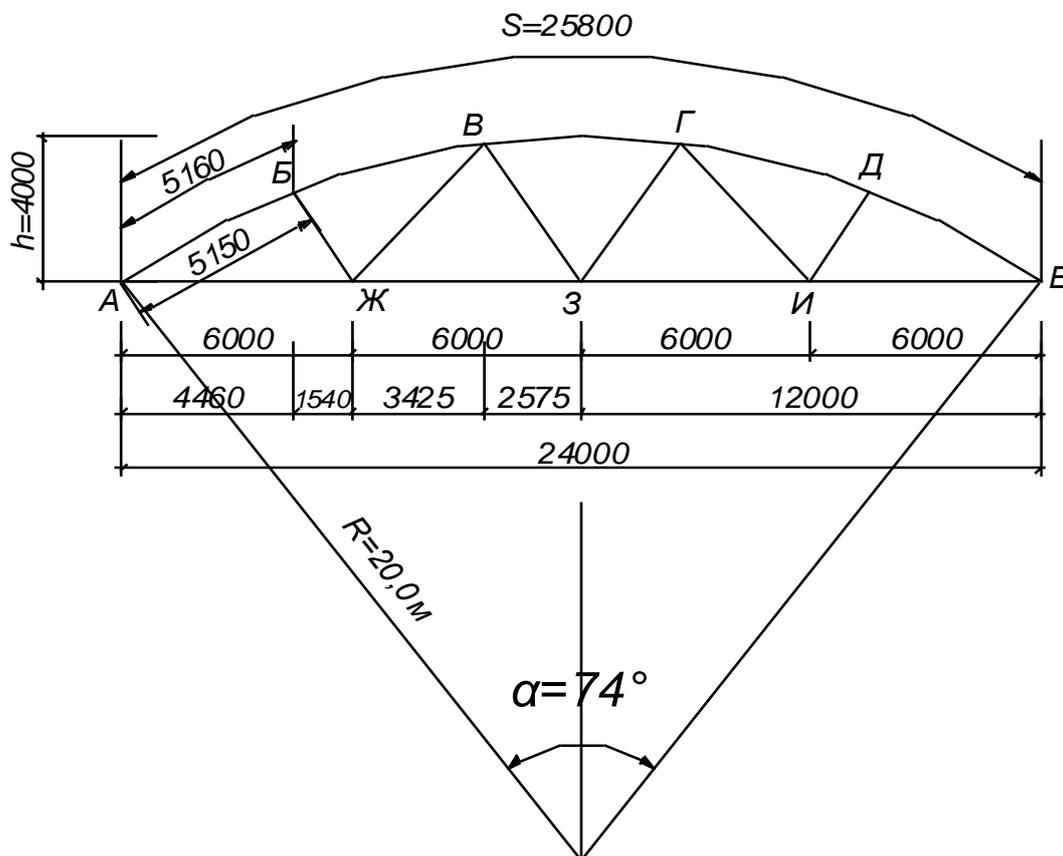


Рисунок 26. Геометрические размеры фермы

Расчётный пролёт фермы $l = 24$ м.

Расчётная высота фермы $h = \frac{l}{6} = \frac{24}{6} = 4$ м.

Решётка фермы треугольная.

Радиус оси верхнего пояса $R = \frac{l^2}{8 \cdot h} + \frac{h}{2} = \frac{24^2}{8 \cdot 4} + \frac{4}{2} = 20$ м.

Длина дуги верхнего пояса:

$$s = \pi \cdot R \cdot \frac{\alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 20 \cdot 74^\circ}{180} = 25,8 \text{ м},$$

где α – центральный угол;

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2 \cdot R} = \frac{24}{2 \cdot 20} = 0,6; \quad \alpha = 74^\circ.$$

Принимаем верхний пояс состоящим из $n_g = 5$ равных панелей.

$$\text{Длина панели } s_n = \frac{s}{5} = \frac{25,8}{5} = 5,16 \text{ м};$$

$$\text{длина хорды } d_g = 2R \sin \frac{\alpha}{2} = 2 \cdot 20 \cdot 0,1288 = 5,15 \text{ м},$$

где $\sin \frac{\alpha}{2} = 0,1288$.

Принимаем нижний пояс состоящим из $n_n = 4$ равных панелей.

$$\text{Длина панели нижнего пояса } d_n = \frac{l}{n_n} = \frac{24}{4} = 6,0 \text{ м}.$$

$$\text{Стрела выгиба панели верхнего пояса } f = \frac{d_g^2}{8 \cdot h} = \frac{5,15^2}{8 \cdot 20} = 0,165 \text{ м}.$$

Размеры раскосов:

$$\text{ВЗ=ГЗ} = \sqrt{\frac{5,15^2}{2} + (4 - 0,165)^2} = 4,62 \text{ м};$$

$$\text{ЖВ=ГИ} = \sqrt{(4 - 0,165)^2 + (6 - \frac{5,15}{2})^2} = 5,14 \text{ м}.$$

Горизонтальные проекции панелей верхнего пояса составляют:

$$a_1 = 4,46 \text{ м}; \quad a_2 = 4,965 \text{ м}; \quad a_3 = 2,575 \text{ м}.$$

$$\text{Строительный подъём фермы } f_{\text{стр}} = \frac{l}{200} = \frac{24}{200} = 0,12 \text{ м}.$$

2. Сбор нагрузок

Собственная масса фермы определяется по формуле

$$g_{\text{с.м.}}^n = \frac{p^n + g^n}{\frac{1000}{k_{\text{с.м.}} \cdot l} - 1} = \frac{3,9 + 1,16 + 0,76 + 0,58}{\frac{1000}{3 \cdot 24} - 1} = 0,50 \text{ кН/м},$$

где $k_{\text{с.м.}} = 3$ для сегментной фермы пролётом $l = 24 \text{ м}$.

Таблица 9 – нормативная и расчётная нагрузки на ферму

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент перегрузки	Расчётная нагрузка, кН/м
Постоянные			
Собственная масса панели без утеплителя и кровли	1,16	1,1	1,28
Утеплитель (минераловатные плиты)	0,76	1,2	0,91
Рубероидная кровля (трёхслойная)	0,58	1,2	0,7
Собственная масса фермы	0,50	1,1	0,55
Временные			
Итого:	3,00		4,29
Снеговая нагрузка P	4,00	1/0,7	5,71

3. Статический расчёт

Разбиваем ферму на 20 участков, путем деления угла α на 20 частей (рис.27). Для каждого из узлов участка необходимо найти угол касания к окружности, координаты относительно центра окружности, коэффициенты μ_1, μ_2 , соответствующие расчётные снеговые нагрузки P_1, P_2 по двум вариантам загрузки.

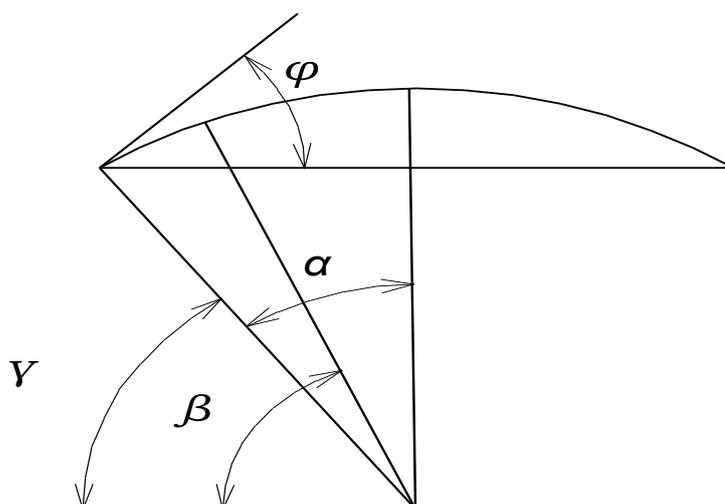


Рисунок 27. К расчету углов

Находим горизонтальный угол:

$$\gamma = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 37 = 53^\circ;$$

Угол касания к окружности определим по формуле

$$\varphi_i = 90^\circ - \gamma - \frac{\alpha(i-1)}{10},$$

где i – номер узла. Координаты каждого узла элемента арки находим по формуле:

$$X_i = R \cdot \cos \beta_i;$$

$$Y_i = R \cdot \sin \beta_i;$$

$$\text{где } \beta_i = \gamma + \frac{\alpha}{10}(i-1);$$

где R – радиус-вектор узла элемента; β – полярный угол.

По снеговому району (VI) принимаем схему загрузки [3, прил.3], по двум вариантам. Снеговые нагрузки по двум вариантам:

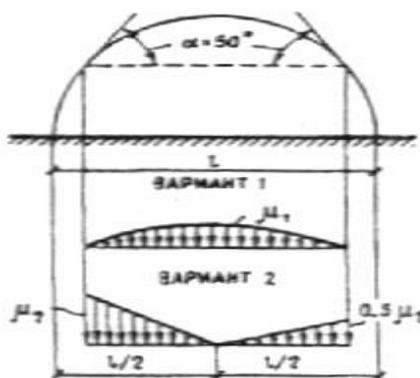


Рисунок 28. Схема загрузки фермы по двум вариантам

$$P_1 = \mu_1 P,$$

$$P_2 = \mu_2 P,$$

$$\mu_1 = \cos 1,8\varphi_i; \mu_2 = 2,4 \sin 1,4\varphi_i;$$

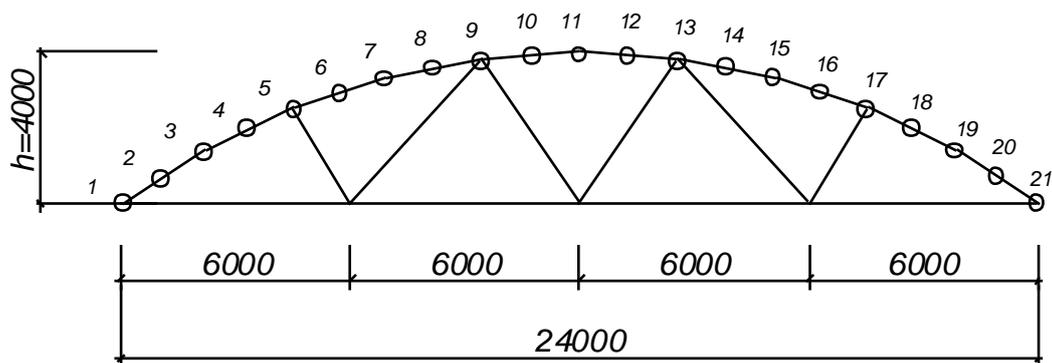


Рисунок 29. Расчетная схема фермы

Результаты определения геометрических параметров сводим в табл.10.

Таблица 10 - Геометрические характеристики узлов элементов фермы

№ узла	X, м	Y, м	φ , град	μ_1	μ_2	P_1 , кН/м	P_2 , кН/м
1	-12,00	15,97	37,0	0,40	1,890	2,29	10,8
2	-10,98	16,72	33,3	0,50	1,710	2,86	9,76
3	-9,88	17,39	29,6	0,60	1,540	3,43	8,79
4	-8,74	17,99	25,9	0,69	1,360	3,94	7,77
5	-7,56	18,52	22,2	0,77	1,190	4,39	6,80
6	-6,35	18,97	18,5	0,84	0,990	4,80	5,65
7	-5,11	19,34	14,8	0,89	0,800	5,10	4,57
8	-3,85	19,63	11,1	0,94	0,600	5,37	3,43
9	-2,58	19,83	7,4	0,97	0,400	5,53	2,28
10	-1,29	19,96	3,7	0,99	0,200	5,65	1,14
11	0,00	20,00	0,0	1,00	0,000	5,71	0,00
12	1,29	19,96	3,7	0,99	0,100	5,65	1,14
13	2,58	19,83	7,4	0,97	0,200	5,53	2,28
14	3,85	19,63	11,1	0,94	0,300	5,37	3,43
15	5,11	19,34	14,8	0,89	0,400	5,10	4,57
16	6,35	18,97	18,5	0,84	0,495	4,80	5,65
17	7,56	18,52	22,2	0,77	0,595	4,39	6,80
18	8,74	17,99	25,9	0,69	0,680	3,94	7,77
19	9,88	17,39	29,6	0,60	0,770	3,43	8,79
20	10,98	16,72	33,3	0,50	0,855	2,86	9,76
21	12,00	15,97	37,0	0,40	0,945	2,29	10,8

Ветровую нагрузку не учитываем, т.к. по [3, прил. 4] на поверхности данной фермы наблюдается отрицательное ветровое давление, которое больше, чем ветровое давление положительное.

Для статического расчета учитываем также модуль упругости $E = 1 \cdot 10^6$ т/м², коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$. Предварительно задаемся размерами сечения поясов и раскосов фермы. Заделку опор принимаем: в правой опоре – шарнирно-подвижную, в левой – шарнирно-неподвижную. Для выбора расчетных сочетаний усилий задаем специальные исходные данные: собственный вес вышележащих конструкций принимаем тип нагрузки – постоянная, снеговая – кратковременная. Взаимоисключения двух снеговых нагрузок учитываем простановкой коэффициента, равного единице, в первом столбце соответствующей графы. Статический расчёт производим с помощью программного комплекса Structure CAD. Результаты расчета по сочетаниям нагрузок приведены в приложении 1.

4. Конструктивный расчёт

Подбор сечения панелей верхнего пояса

Согласно п.4.17 СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции» расчет на прочность сжато-изгибаемых элементов производим по формуле

$$\frac{N}{F_{рас}} + \frac{M_D}{W_{рас}} \leq R_c,$$

M_D – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме.

Согласно примечанию 1 пункта 4.17 для шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов параболического очертания M_D определяем по формуле

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

ξ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле

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

M – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле

7 или 8 СНиП II-25-80:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \text{ если } \lambda \geq 70;$$

где коэффициент $A = 3000$ для древесины и $A = 2500$ для фанеры;

$$\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \text{ если } \lambda < 70$$

где коэффициент, $a = 0,8$ для древесины и $a = 1$ для фанеры.

В качестве расчётной рассматриваем панель АБ при загрузке фермы, равномерно распределённой по всему пролёту постоянной нагрузкой и в варианте 1 снеговой нагрузкой:

Расчётные усилия по таблице 1 прил. 1:

$$N_c = 175,1 \text{ кН};$$

$$M = 10,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем клееные блоки верхнего пояса из 10 слоёв фрезерованных с четырёх сторон досок. Сечение досок до фрезерования $4 \times 12,5$ см, а после фрезерования – $3,3 \times 12$ см.

Расчётное сопротивление древесины:

$$R_c = R_u = 14 \text{ МПа} = 140 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}, [1, \text{табл. 3}].$$

$$\frac{r_k}{a} = \frac{2000}{3,3} = 606 > 250, m_{2н} = 1, [1, \text{табл. 9}].$$

r_k – радиус кривизны гнутой доски;

a – толщина гнутой доски в радиальном направлении.

$h < 50$ см, $m_{\sigma} = 1$, [1, табл. 8].

Принимаем поперечное сечение верхнего пояса со следующими геометрическими характеристиками:

$$b = 12 \text{ см}; h = 3,3 \cdot 10 = 33 \text{ см}; F = 12 \cdot 33 = 396 \text{ см}^2; W_x = \frac{12 \cdot 33^2}{6} = 2178 \text{ см}^3;$$

$$I_x = \frac{12 \cdot 33^3}{12} = 35937 \text{ см}^4; r_x = \sqrt{\frac{35937}{396}} = 9,53 \text{ см}; I_y = \frac{33 \cdot 12^3}{12} = 4752 \text{ см}^4.$$

Расчётная длина одного сегмента $l_0 = 5,15$ м.

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x} = \frac{515}{9,53} = 54;$$

$$\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{54}{100} \right)^2 = 0,76, \xi = 1 - \frac{175,1}{0,76 \cdot 1,4 \cdot 396} = 0,693$$

$$M_d = \frac{10,4}{0,693} = 15,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_c = \frac{175,1 \cdot 10}{396} + \frac{15 \cdot 1000}{2178} = 9,19 < R_c = 14 \text{ МПа}$$

Прочность панели верхнего пояса обеспечена.

Расчёт на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изогнутых панелей верхнего пояса фермы производим, исходя из предположения о том, что связи их будут раскреплять их по концам и в средней части. Расчёт ведём по пункту 4.18 СНиП II-25-80.

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{оп}}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{\text{оп}}} \right)^n \leq 1.$$

$$\lambda_y = \frac{0,5 \cdot S_n}{r_y} = \frac{0,5 \cdot 516}{3,46} = 74,6; \quad \varphi = \frac{3000}{74,6^2} = 0,539.$$

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi = 140 \cdot \frac{12^2}{0,5 \cdot 516 \cdot 33} \cdot 1,13 = 2,68.$$

$$k_\phi = 1,13, [1, \text{прил.4, табл.2}];$$

$$n = 2, [1, \text{п.4.18}].$$

$$F = F_{\text{оп}} = 396 \text{ см}^2$$

$$\frac{175,1 \cdot 10}{0,539 \cdot 14 \cdot 396} + \left(\frac{10,4 \cdot 1000}{2,68 \cdot 14 \cdot 2178} \right)^2 = 0,585 + 0,016 = 0,601 \leq 1.$$

Устойчивость плоской формы деформирования панелей верхнего пояса фермы обеспечена.

Подбор сечения элементов нижнего пояса

Расчётная длина $l_0 = 6,0$ м.

Принимаем нижние пояса из двух швеллеров №10.

Геометрические характеристики:

$$F = 2 \cdot 10,9 = 21,8 \text{ см}^2; \quad W_x = 2 \cdot 34,8 = 69,6 \text{ см}^3;$$

$$r_x = 6,99 \text{ см}; \quad r_y = 1,37 \text{ см}.$$

Собственная масса 1 погонного метра двух швеллеров

$$g = 2 \cdot 0,0859 = 0,1718 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчётные усилия:

$$N_p = 152,4 \text{ кН};$$

$$M_{\text{max}} = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{0,1718 \cdot 6^2}{8} = 0,77 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\sigma_c = \frac{152,4 \cdot 10}{21,8} + \frac{0,77 \cdot 1000}{69,6} = 80,97 < R \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{0,95}{1} = 232 \text{ МПа}.$$

$$\lambda = \frac{600}{6,99} = 85,8 < [\lambda_{np}] = 400.$$

Принятое сечение нижнего пояса удовлетворяет условиям прочности .

Расчёт раскосов

Принимаем раскосы изготовленными из клееной древесины и состоящими из 4-х досок сечением $3,3 \times 12$ см после фрезерования. Размеры сечения раскосов принимаем

$$b = 12 \text{ см}; h = 3,3 \cdot 4 = 13,2 \text{ см}; F = 12 \cdot 13,2 = 158,4 \text{ см}^2.$$

Раскосы ВЖ и ГИ рассчитываем на сжатие:

$$l_0 = 514 \text{ см}; N_c = 11,3 \text{ кН};$$

$$\lambda = \frac{514}{0,289 \cdot 12} = 148,2 < [150];$$

$$\varphi = \frac{3000}{148,2^2} = 0,137;$$

$$\sigma_c = \frac{11,3 \cdot 10}{158,4 \cdot 0,137} = 5,2 < R_c = 14 \text{ МПа}.$$

Раскосы БЖ и ДИ рассчитываем на растяжение:

$$N_p = 9,9 \text{ кН};$$

$$d_6 = 1,6 \text{ см}.$$

Так как расстояние между ослаблениями меньше 20 см [1, п.4.1], то ослабления двумя болтами совмещаем в одном сечении.

$$F_{\text{нм}} = F - 2 \cdot (d_6 + 0,1) \cdot b = 158,4 - 2 \cdot 1,7 \cdot 12 = 117,6 \text{ см}^2.$$

$$\sigma_p = \frac{9,9 \cdot 10}{117,6} = 0,84 < R_p = 9 \text{ МПа}.$$

Принятое сечение раскосов удовлетворяет условиям прочности

Расчёт крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам

Принимаем пластинки-наконечники выполненными из полосовой стали толщиной $\delta = 1,0$ см и шириной 8 см. Крепление пластинок к раскосам осуществляем двумя болтами диаметром 12 мм.

Определяем несущую способность болта из условия смятия древесины раскоса [1, табл.17]:

$$T_6 = 0,5 \cdot c \cdot d_6 = 0,5 \cdot 12 \cdot 1 = 6 \text{ кН}.$$

Определяем несущую способность болта из условия изгиба болта:

$$T_6 = 2,5 \cdot d_6^2 = 2,5 \cdot 1^2 = 2,5 \text{ кН}.$$

$$T_{\text{min}} = 2,5 \text{ кН}.$$

$$T_6 = \frac{N_c}{n_6 \cdot n_{cp}} = \frac{11,3}{3 \cdot 2} = 1,88 \text{ кН} < T_{\text{min}} = 2,5 \text{ кН}.$$

n_6 - количество болтов.

n_{cp} - число условных срезов.

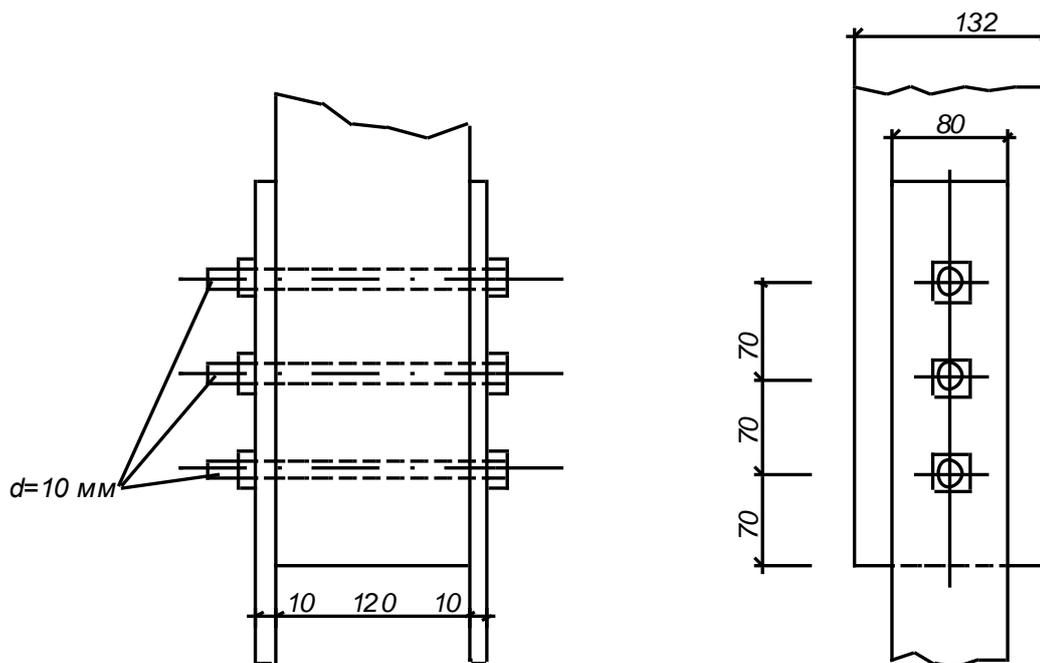


Рисунок 30. Крепление стальных пластинок-наконечников к раскосам

Проверка прочности пластинок-наконечников на растяжение в местах ослабления болтами

Раскосы БЖ и ДИ:

$$d_{отв} = 1,1 \text{ см}; \sigma_p = \frac{9,9 \cdot 10}{2 \cdot (8 \cdot 0,8 - 1,1 \cdot 0,8)} = 9,0 < R_p \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{0,9}{1} = 220 \text{ МПа}$$

Проверка прочности пластинок-наконечников на продольный изгиб

Рассматриваем пластинки-наконечники, прикрепленные к раскосам ВЖ и ГИ:

$$N_c = 11,3 \text{ кН}; l_p = 35 \text{ см}; F = 2 \cdot 8 \cdot 1,0 = 16,0 \text{ см}^2;$$

$$\lambda = \frac{35}{0,289 \cdot 1} = 121 < [150].$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,419$ [2, табл.72].

$$\sigma_c = \frac{11,3 \cdot 10}{16 \cdot 0,419} = 16,85 < R_c \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{0,95}{1} = 232 \text{ МПа}$$

Расчёт опорного узла

В опорном узле верхний пояс упирается в упорную плиту с ребрами жёсткости, приваренную к вертикальным фасонкам сварного башмака. Снизу фасонки приварены к опорной плите. Толщина фасонки 1 см. Принимаем следующие размеры упорной плиты: $b = 12 \text{ см}; h = 24 \text{ см}$.

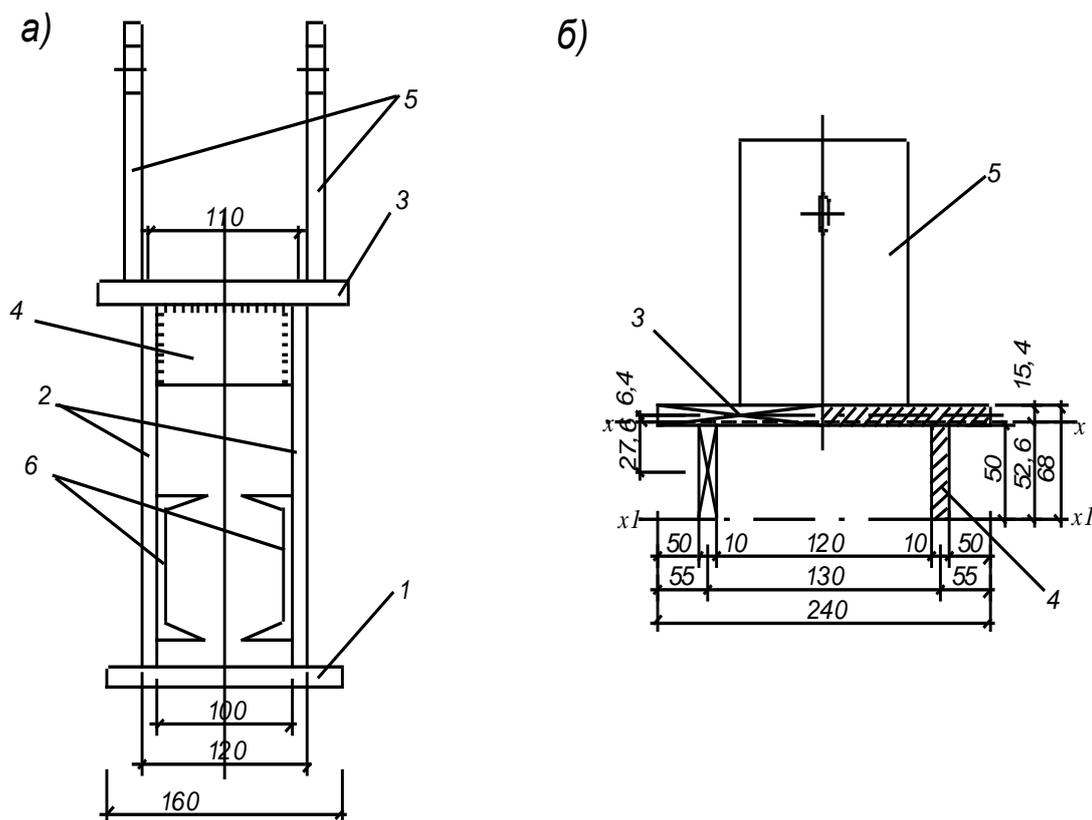


Рисунок 31. Сварной башмак опорного узла

а – общий вид; б – упорная плита башмака с рёбрами жёсткости; 1 – опорная плита; 2 – вертикальные фанонки; 3 – упорная плита; 4 – рёбра жёсткости; 5 – накладки для соединения башмака с верхним поясом; 6 – нижний пояс фермы из швеллеров

Проверка торца верхнего пояса на смятие: $N_c = 175,1 \text{ кН}$;

$$\sigma_c = \frac{175,1 \cdot 10}{12 \cdot 24} = 6,08 < R_{cm} = 14 \text{ МПа.}$$

Проверка местной прочности на изгиб упорной плиты. Рассматриваем среднюю часть упорной плиты как прямоугольную плиту, свободно опёртую по четырём сторонам, которыми являются вертикальные фанонки башмака рёбра жёсткости упорной плиты. Расчёт ведём с использованием [4, с.40].

$$a = 10 + 1 = 11 \text{ см;}$$

$$b = 12 + 1 = 13 \text{ см.}$$

$$\text{При } \frac{a}{b} = \frac{11}{13} = 0,846 \approx 0,8 \quad \gamma_s = 56.$$

Изгибающий момент в опёртой по контуру плите

$$M = \frac{\gamma_s}{10} \cdot \sigma_{cm} \cdot a^2 = \frac{56}{10} \cdot \frac{6,08}{10^3} \cdot 11^2 = 4,1 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Крайние части плиты рассматриваем как консоль.

Расчёт ведём для полосы шириной 1 см $l = 5,5$ см;

$$M = \sigma_{cm} \cdot \frac{l^2}{2} = \frac{6,08}{10} \cdot \frac{5,5^2}{2} = 9,2 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Принимаем упорную плиту толщиной 1,80 см

$$W = \frac{1 \cdot 1,8^2}{6} = 0,54 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_u = \frac{9,2 \cdot 10}{0,54} = 170,4 \leq R \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа}.$$

Проверка общей прочности на изгиб упорной плиты

Расчёт ведём приближённо, как расчёт балок таврового сечения пролётом, равным расстоянию между осями вертикальных фасонок $l = 10 + 1 = 11$ см.

Нагрузка на рассматриваемую полосу плиты: $N = \frac{175,1}{2} = 87,55$ кН.

Интенсивность нагрузки: $q = \frac{87,55}{11} = 7,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$.

Изгибающий момент: $M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{7,9 \cdot 11^2}{8} = 119,5$ кН·см.

По рис.4 определяем момент сопротивления заштрихованного сечения:

$$S_{x_1} = 1,8 \cdot 12 \cdot \left(5 + \frac{1,8}{2}\right) + 1 \cdot 5 \cdot 2,5 = 139,9 \text{ см}^3;$$

$$F = 1,8 \cdot 12 + 1 \cdot 5 = 26,6 \text{ см}^2; \quad z = \frac{S_{x_1}}{F} = \frac{139,9}{26,6} = 5,26 \text{ см};$$

$$J_x = \frac{12 \cdot 1,8^3}{12} + 12 \cdot 1,8 \cdot 0,64^2 + \frac{1 \cdot 5^3}{12} + 1 \cdot 5 \cdot 2,76^2 = 92,4 \text{ см}^4;$$

$$W_{\min} = \frac{J_x}{z} = \frac{92,4}{5,26} = 17,56 \text{ см}^4.$$

$$\sigma_u = \frac{119,5 \cdot 10 \cdot 1,2}{17,56} = 81,7 < R \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа}.$$

1,2 – коэффициент, учитывающий пластичность.

Расчёт опорной плиты

Плита опирается наверх клееного пакета стойки. $R_{cm} = 15$ МПа, [1, табл.3]. Принимаем размеры опорной плиты 25×16 см. Опорную реакцию определяем из условия равновесия опорного узла:

$$R_A = N_{AB} \cdot \cos(90 - \frac{\alpha}{2}) + Q_{AB} \cdot \cos(\frac{\alpha}{2}) = 175,1 \cdot \cos 53^\circ + 5,3 \cdot \cos 37^\circ = 109,6 \text{ кН.}$$

Напряжение смятия под опорной плитой:

$$\sigma_{см} = \frac{109,6 \cdot 10}{16 \cdot 26} = 2,6 < R_{см} = 15 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент в консоли опорной плиты при ширине расчётной полосы 1 см и вылете $l=7$ см составляет

$$M = \frac{\sigma_{см} \cdot l^2}{2} = \frac{2,6 \cdot 7^2}{10 \cdot 2} = 6,37 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Принимаем толщину плиты 1,2 см.

$$W = \frac{1 \cdot 1,2^2}{6} = 0,24 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба с учётом пластичности:

$$\sigma_u = \frac{M}{1,2 \cdot W} = \frac{6,37 \cdot 10}{1,2 \cdot 0,24} = 221,2 < R \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа.}$$

Расчёт опорного болта

Расчёт производим на поперечную силу $Q_{AB}=5,3$ кН.

Определяем диаметр болта из условия смятия древесины верхнего пояса фермы:

$$d_\sigma = \frac{Q_{AB}}{0,5 \cdot c} = \frac{5,3}{0,5 \cdot 12} = 0,88 \text{ см.}$$

Определяем диаметр болта из условия изгиба:

$$d_\sigma = \sqrt{\frac{T_\sigma}{2,5}} = \sqrt{\frac{5,3}{2,5}} = 1,46 \text{ см.}$$

Принимаем $d_\sigma=16$ мм.

Расчёт промежуточных узлов верхнего пояса

В узлах ставим сварные вкладыши, предназначенные для передачи усилий и крепления раскосов.

Площадь поверхностей плит вкладыша, соприкасающихся с торцами блоков верхнего пояса:

$$F=b \cdot h = 12 \cdot 24 = 288 \text{ см}^2.$$

Толщина плит вкладыша: $\delta=1,0$ см.

Проверка торцов блоков верхнего пояса на сжатие и смятие.

$$N = 175,1 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{см} = \frac{175,1 \cdot 10}{288} = 6,08 < R_{см} = 14 \text{ МПа.}$$

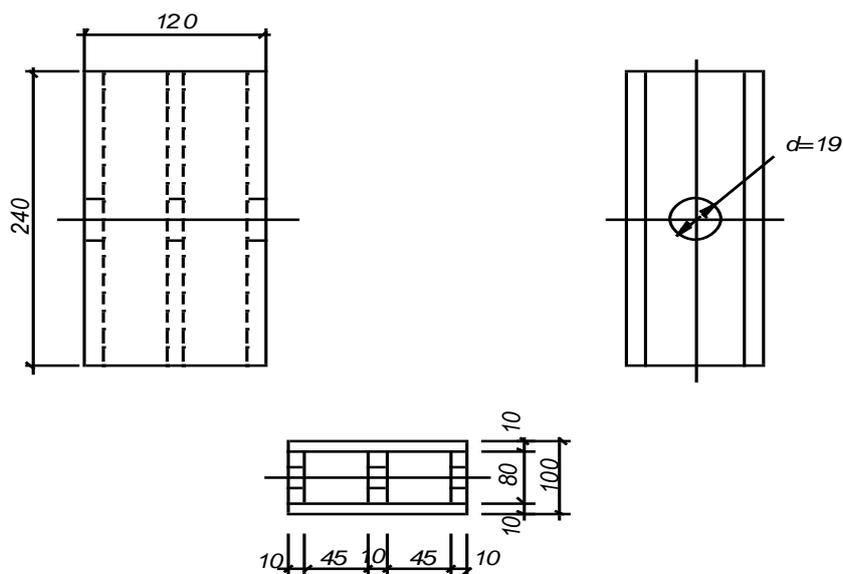


Рисунок 32. Сварной вкладыш промежуточного узла верхнего пояса

Проверка прочности на изгиб плиты вкладыша. Рассматриваем полосу плиты вкладыша шириной 1 см как однопролётную балку с

$$W = 0,167 \text{ см}^3; l = 4,5 + 1 = 5,5 \text{ см.}$$

$$M = \frac{\sigma_{сш} \cdot l^2}{8} = \frac{6,08 \cdot 5,5^2}{10 \cdot 8} = 2,3 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_u = \frac{M}{W} = \frac{2,3 \cdot 10}{0,167} = 137,7 < R_u \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа.}$$

Расчёт узлового болта в узлах В и Г.

Узловой болт рассчитываем на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах.

Расчётное усилие в раскосе ЖВ: $N_1 = 11,3 \text{ кН.}$

Расчётное усилие в раскосе ЗВ: $N_2 = -6,2 \text{ кН.}$

Равнодействующая усилий:

$$R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2 - 2 \cdot N_1 \cdot N_2 \cdot \cos \alpha} = \sqrt{11,3^2 + 6,2^2 - 2 \cdot 11,3 \cdot 6,2 \cdot 0,0698} = 12,7 \text{ кН.}$$

α – угол между раскосами; $\alpha = 86^\circ$.

Изгибающий момент в узловом болте:

$$M_\sigma = \frac{R \cdot e}{2} = \frac{12,7 \cdot (1 + 0,5)}{2} = 9,525 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Принимаем диаметр болта $d = 16 \text{ мм.}$

$$W = 0,1 \cdot d^3 = 0,1 \cdot 1,6^3 = 0,41 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_u = \frac{M_{\delta}}{W} = \frac{9,525 \cdot 10}{0,41} = 232,3 < R_u \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа.}$$

Проверка прочности на растяжение стальных пластин-наконечников, ослабленных узловым болтом.

$$N_{\max} = 11,3 \text{ кН;}$$

$$F_{\text{нт}} = 2 \cdot 1 \cdot (8 - 1,9) = 12,2 \text{ см}^2.$$

$$\sigma_p = \frac{N_{\max}}{F_{\text{нт}}} = \frac{11,3 \cdot 10}{12,2} = 9,3 < R \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{0,9}{1} = 220 \text{ МПа}$$

Расчёт промежуточных узлов нижнего пояса

В промежуточных узлах нижнего пояса швеллеры соединяются вертикальными и горизонтальными парными накладками. Размеры боковых накладок составляют $10 \times 120 \times 350$ мм, а верхней и нижней накладок - $10 \times 70 \times 350$ мм. Разрыв между торцами швеллеров равен 50 мм. Накладки привариваются угловыми швами толщиной $h_{\text{ш}} = 6$ мм; $l_{\text{ш}} = 15$ см.

Расчёт узлового болта в узлах Ж и И. Узловой болт рассчитываем на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах.

Расчётное усилие в раскосе ЖВ: $N_1 = 11,3$ кН.

Расчётное усилие в раскосе БЖ: $N_2 = -9,9$ кН.

Равнодействующая усилий:

$$R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2 - 2 \cdot N_1 \cdot N_2 \cdot \cos \alpha} = \sqrt{11,3^2 + 9,9^2 - 2 \cdot 11,3 \cdot 9,9 \cdot 0,2924} = 12,7 \text{ кН.}$$

α – угол между раскосами; $\alpha = 73^\circ$.

Изгибающий момент в узловом болте:

$$M_{\delta} = \frac{R \cdot e}{2} = \frac{12,7 \cdot (0,8 + 0,5)}{2} = 8,255 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Принимаем диаметр болта $d = 16$ мм.

$$W = 0,1 \cdot d^3 = 0,1 \cdot 1,6^3 = 0,41 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_u = \frac{M_{\delta}}{W} = \frac{8,255 \cdot 10}{0,41} = 201,3 < R_u \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \cdot \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа.}$$

Определение интервалов между планками, соединяющими между собой швеллеры нижнего пояса.

$$l_{\text{мп}} = 80 \cdot r_y = 80 \cdot 1,37 = 110 \text{ см.}$$

Принимаем, что по длине панели расположены 5 планок.

Расчёт сварных соединений ферм осуществляется согласно указаниям СНиП II-23-81 «Стальные конструкции».

9. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ТРЕУГОЛЬНОЙ ФЕРМА НА ЛОБОВЫХ ВРУБКАХ

Спроектировать фермы покрытия промышленного здания.

Ветровой район I. Снеговой район I.

Пролет фермы $L=18$ м, шаг $B=6,1$ м.

Температурно-влажностные условия эксплуатации по группе БI. Кровля клефанерные плиты покрытия, состоящие из досок древесины сосны II сорта, обшивки – из плоских листов фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ. В качестве утеплителя принимаем теплоизоляционные плиты ФРП. Утеплитель подвесного перекрытия - полужесткие минераловатные плиты $\gamma=150$ кг/м³ (ГОСТ 10140-80).

Материал конструкций: сосновые брусья (ГОСТ 24454-80) влажностью до 20 %, сталь класса С 38/23 ВСт3 пс6 (ГОСТ 380-71).

Класс ответственности здания I.

1. Определение геометрических размеров фермы:

Высота фермы:

$$h = L \cdot \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{6} \right);$$

$$h = \frac{18}{5} = 3,6 \text{ м.}$$

Уклон кровли:

$$\text{tg} = \frac{3,6}{9} = 0,4 \Rightarrow \alpha = 21,8^\circ.$$

Длина панели по нижнему поясу:

$$2 \text{ м} \leq d \leq 2,5 \text{ м};$$

$$d = \frac{18}{8} = 2,25 \text{ м (см. рис.33.)}$$

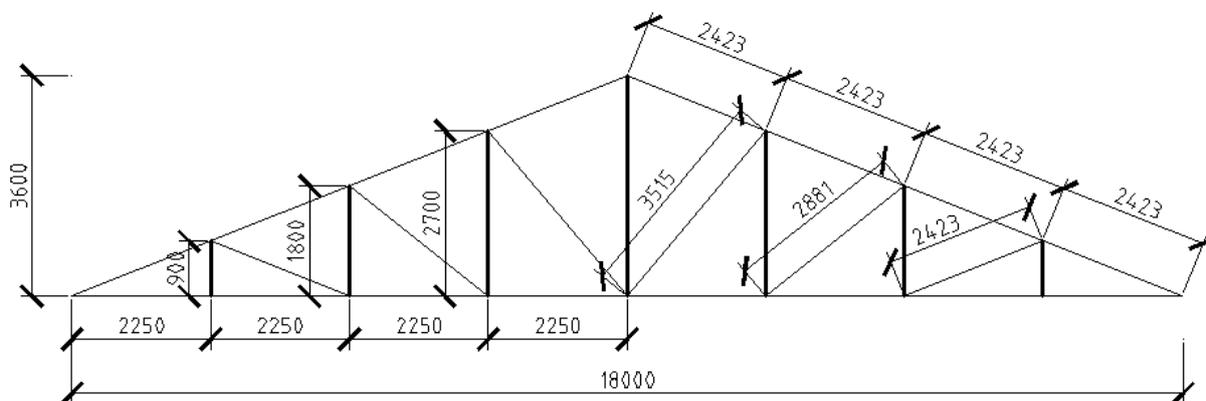


Рисунок 33. Геометрические размеры фермы

2. Подсчет нагрузок, действующих на ферму

Таблица 11 - Нагрузки на покрытие

Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке	Нагрузки					
		Единичные, кгс/м ²			На 1м фермы, кгс/м		
		Нор ма- тивн ая	Расч ет- ная	Нор ма- тивн ая	Расч ет- ная	Нор ма- тивн ая	Расч ет- ная
Постоянная нагрузка: 1. от крыши							
утепленная клефанерная плита	-	44,00	50,69	268,4	309,21		
2. от перекрытия							
минераловатные полужесткие плиты 0,1·150	1,3	15	19,5	91,5	118,95		
сухая штукатурка $\delta=10\text{мм}$ 0,01·800	1,1	8	8,8	48,8	53,68		
прогон и распределительные бруски	1,1	4	4,4	24,4	26,84		
Временная нагрузка:							
временная нагрузка на перекрытии	1,3	70	91	427	555,1		
снеговая нагрузка т.к. $\frac{g^n}{p} = \frac{\left(\frac{44}{\cos 21,8^\circ}\right) + 27}{57,14} = 1,3 > 0,8 \Rightarrow$ $n_c = 1,4$ п. 5.7. СНиП [2.01.07-85]; $S = S_o \cdot \mu,$ п. 5.1. СНиП [2.01.07-85]; где $S_o = 80 \text{ кг}$ п. 5.2. СНиП [2.01.07-85]; $\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$ прил. 3 п. 5.3. [СНиП 2.01.07-85].	1,4	57,14	80	348,5 5	1-ый вар-т*		
					2-ой вар-т*		
Полная нагрузка		198,1 4	254,3 9	1208,6 5	1551,78 (1673,78)		

Снеговая нагрузка.

Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициента μ следует принимать в соответствии с обязательным приложением 3 п. 5.3. [СНиП 2.01.07-85].

$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$.

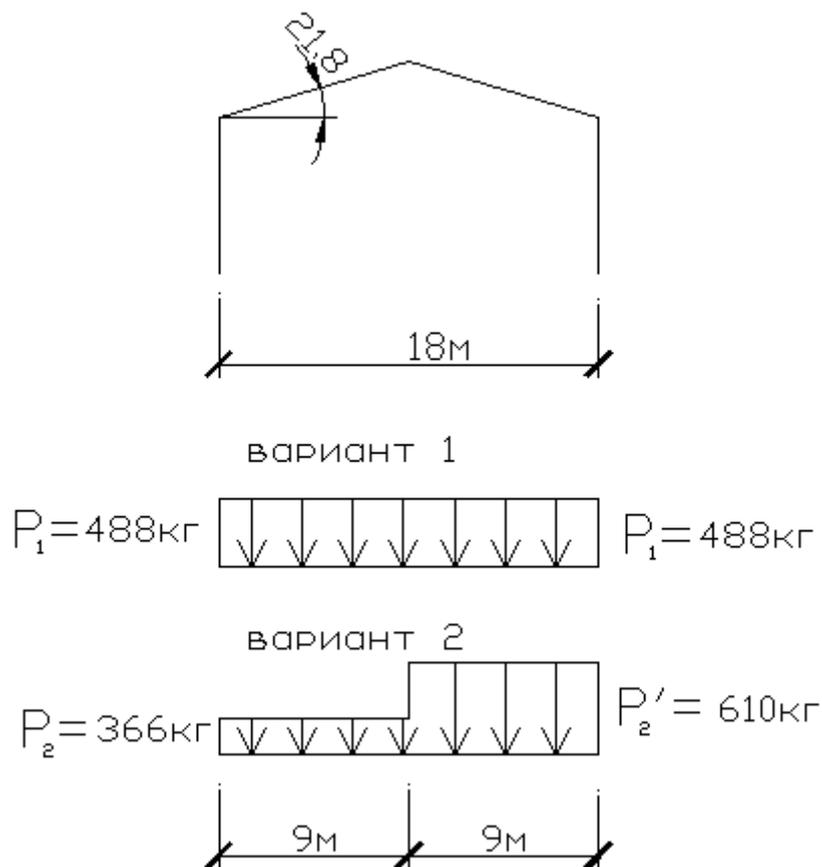


Рисунок 34. Профиль покрытия и схемы снеговых нагрузок

Ветровая нагрузка.

Ветровая нагрузка в расчете не учитывается, т. к. аэродинамический коэффициент $c < 0$ ($c_{E1} = -0,7; c_{E2} = -0,5$) [прил. 4 СНиП 2.01.07-85], т. е. на поверхности фермы наблюдается отрицательное ветровое давление.

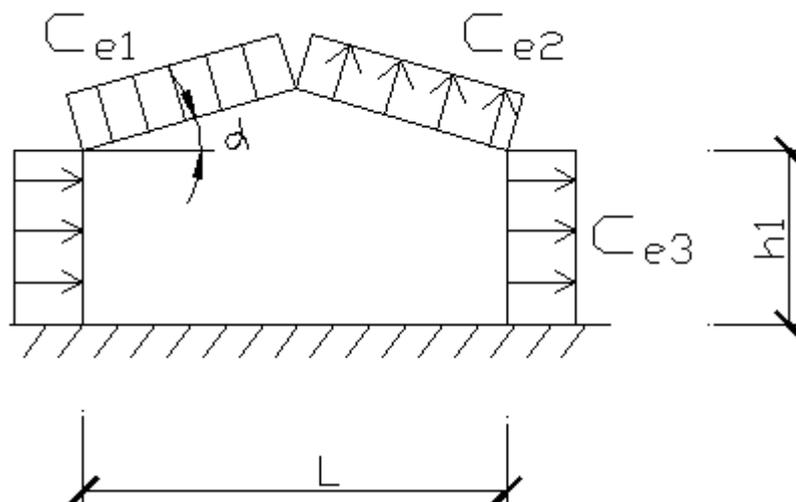


Рисунок 35. Схема здания и ветровых нагрузок

3. Статический расчет фермы

Статический расчет выполняем в программе Structure CAD.

Тип схемы – плоская шарнирно-стержневая система.

Тип элементов – стержень плоской фермы.

Предварительно задаемся сечениями поясов, раскосов и стоек фермы:

1 – сечение верхнего пояса 25×25 см;

2 – сечение нижнего пояса 25×25 см;

3 – сечение раскосов 10×25 см;

4 – сечение стоек $d=4$ см.

Модуль упругости древесины равен $E=1 \cdot 10^7$ кН/м², стали (стойки) $E=2,1 \cdot 10^8$ кН/м².

Заделку опор принимаем: в правой опоре – шарнирно-подвижную, в левой – шарнирно-неподвижную.

Собственный вес конструкций – постоянная нагрузка, снеговая и временная нагрузка на перекрытии – кратковременные.

Снеговые нагрузки взаимоисключающие, поэтому в первом столбце **Взаимоисключающие специальных исходных данных** каждому загрузению из группы взаимоисключающих загрузений присваивается номер от 1 до 9 (второй столбец не используется).

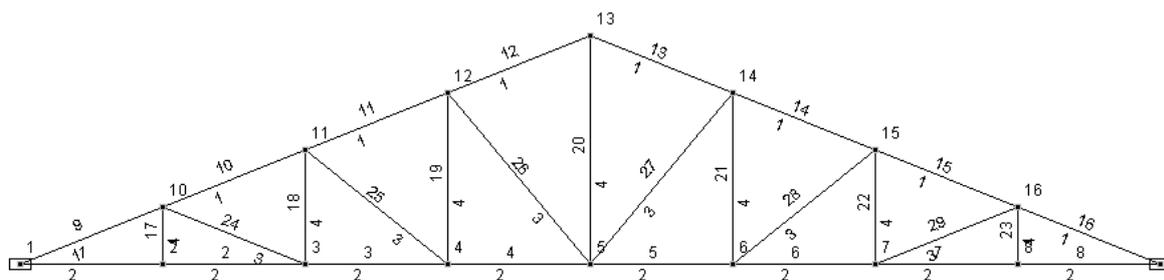


Рисунок 36. Расчетная схема фермы

5. Предварительный подбор размеров брусьев и тяжей фермы.

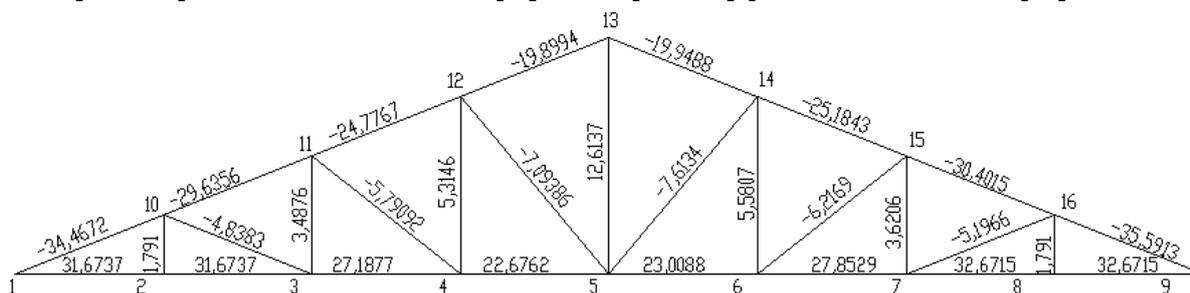


Рисунок 37. Усилия в стержнях фермы [т]

Максимальное расчетное сочетание усилий по выведенным результатам программы SCAD составляет:

-для верхнего пояса $N_{16-9} = -35,5913 \text{ т} = -355,913 \text{ кН}$,

(от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 2-ого варианта снеговой нагрузки);

-нижнего пояса $N_{8-9} = 32,6715 \text{ т} = 326,715 \text{ кН}$,

(от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 2-ого варианта снеговой нагрузки);

-раскосов $N_{5-14} = -7,6134 \text{ т} = -76,134 \text{ кН}$,

(от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 2-ого варианта снеговой нагрузки);

-стоек $N_{5-13} = 12,6137 \text{ т} = 126,137 \text{ кН}$,

(от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 1-ого варианта снеговой нагрузки).

Принимаем предварительно сечение верхнего и нижнего поясов фермы $25 \times 25 \text{ см}$; $F_{\text{бр}} = 625 \text{ см}^2$.

- раскосы:

раскосы проектируем одинакового сечения шириной, равной ширине пояса и проверяем по наиболее нагруженному раскосу 5-14, $N_{5-14} = -76,134$ кН.

Высоту сечения определяем по предельной гибкости:

$$h = \frac{l_0}{(0,289 \cdot \lambda_{\text{пр}})} = \frac{351,5}{(0,289 \cdot 150)} = 8,1 \text{ см},$$

где $l_0 = l_r \cdot \mu$;

l_0 - расчетная длина элемента,

l_r - геометрическая длина элемента;

μ - коэффициент приведения, $\mu=1$ – при шарнирных закреплениях обоих концов стержня,

$\lambda_{\text{пр}}$ - предельная гибкость, п. 4.22 [СНиП II-25-80].

$$l_0 = 3,515 \cdot 1 = 3,515 \text{ м} = 351,5 \text{ см}.$$

Принимаем раскос из брусьев $25 \times 12,5$ см;

$$F_{\text{БР}} = 12,5 \cdot 25 = 312,5 \text{ см}^2.$$

Сечение раскоса проверяем на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N_{5-14}}{(F_{\text{РАСЧ}} \cdot \varphi)} = \frac{76,134}{(312,5 \cdot 0,317)} = 0,769 \text{ кН/см}^2 = 7,69 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа},$$

$$\text{где при } \lambda = \frac{351,5}{(0,289 \cdot 12,5)} = 97,3 \quad \varphi = \frac{3000}{97,3^2} = 0,317.$$

- стойки:

для наиболее нагруженной стойки 5-13, $N_{5-13} = 126,137$ кН.

$$F_{\text{СТ}} = \frac{N_{5-13}}{R_p} = \frac{126,137}{23,5} = 5,37 \text{ см}^2,$$

где $R_p = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2$.

Принимаем тяжи диаметром $d = 36$ мм, $F = 7,44 \text{ см}^2 > 5,37 \text{ см}^2$.

Для стоек 2-10, 3-11, 4-12, 6-14, 7-15, 8-16 аналогично получаем значение площадей поперечного сечения.

Принимаем тяжи диаметром $d=24$ мм для стоек 4-12 и 6-14

$d = 20$ мм для стоек 3-11 и 7-15

$d = 16$ мм для стоек 2-10 и 8-16.

6. Опорный узел (узел А).

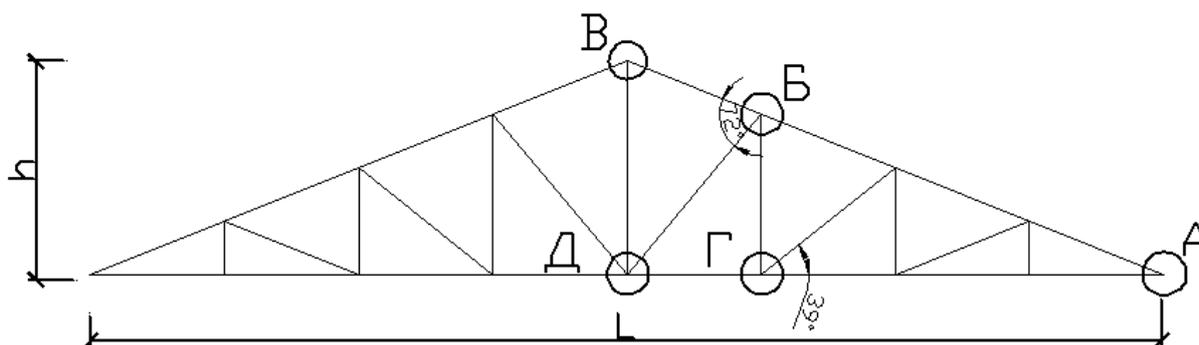


Рисунок 38. Схема фермы

Опорный узел проектируем на стальных хомутах исходя из того, что на лобовой врубке он решен быть не может, т. к. глубина врубки по формуле:

$$h_{BP} = \frac{N_{16-9} \cdot \cos \alpha}{b \cdot R_{CM\alpha}} = \frac{355,913 \cdot 0,928}{25 \cdot 0,988} = 13,37 \text{ см} > \frac{h_H}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ см},$$

$$\text{где } R_{CM\alpha} = \frac{1,3}{\left[1 + \left(\frac{1,3}{0,18} - 1\right) \cdot 0,37^3\right]} = 0,988 \text{ кН/см}^2 = 9,88 \text{ МПа};$$

h_H - высота нижнего пояса,

$$\alpha = 21,8^\circ, \cos \alpha = 0,928, \sin \alpha = 0,37.$$

Проверяем вкладыш на смятие верхним поясом:

$$\sigma_{CM} = \frac{N_{16-9}}{F_{BP}} = \frac{355,913}{625} = 0,569 \text{ кН/см}^2 = 5,69 \text{ МПа} < 9,88 \text{ МПа} = R_{CM\alpha}$$

Определяем сечение стальных хомутов:

$$F_{HT} = \frac{N_{8-9}}{(4 \cdot m_H \cdot m_o \cdot R_y)} = \frac{326,715}{(4 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 23,5)} = 5,11 \text{ см}^2,$$

где m_H - коэффициент условий работы при наличии нарезки;

m_o - коэффициент условий работы, учитывающий неравномерность распределения усилия между четырьмя тяжами;

$$R_y = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2.$$

По прил.4 таб.1 [1], принимаем тяж $d=36 \text{ мм}$; $F=7,44 \text{ см}^2$.

Нагели принимаем $d = 20 \text{ мм}$.

Определяем количество нагелей для крепления накладок к нижнему поясу:

$$\text{Толщина накладки } a = 13 \text{ см} \geq \frac{b_H}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ см}.$$

Несущую способность нагеля (болта) на один срез определяем

по табл. 17 СНиП II-25-80:

$$T_A = 0,8 \cdot a \cdot d = 0,8 \cdot 13 \cdot 2,0 = 20,8 \text{ кН};$$

$$T_C = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 25 \cdot 2,0 = 25 \text{ кН};$$

$$T_{II} = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2 = 1,8 \cdot 2,0^2 + 0,02 \cdot 13^2 = 7,2 + 3,38 = 10,58 \text{ кН};$$

$$T_{II} = 2,5 \cdot d^2 = 2,5 \cdot 2,0^2 = 10 \text{ кН};$$

$$T_{МИН} = 10 \text{ кН}.$$

Количество нагелей:

$$\frac{N_{8-9}}{(T_{МИН} \cdot n_{CP})} = \frac{326,715}{(10 \cdot 2)} = 16,3 \text{ шт.},$$

Принимаем 17 нагелей, из них 9 болтов и 8 штырей из круглой стали $d=20$ мм, размещая их в два ряда с шагом вдоль волокон:

$$s_1 = 7 \cdot d = 7 \cdot 2,0 = 14 \text{ см},$$

расстояние между осями нагелей поперек волокон:

$$s_2 = 3,5 \cdot d = 3,5 \cdot 2,0 = 7 \text{ см},$$

расстояние от кромки до оси крайнего ряда

$$s_1 = 3 \cdot d = 3 \cdot 2,0 = 6 \text{ см (т.3.2.[1])}.$$

Для крепления тяжей у торца вкладыша устанавливаем траверсу из двух вертикальных стальных уголков, к которым приварены горизонтальные профили.

Рассчитываем горизонтальные уголки, которые работают на изгиб при пролете $l_{\Gamma} = 39$ см и нагрузке $q = \frac{326,715}{25} = 13,069$ кН/см

l_{Γ} - расстояние между тяжами;

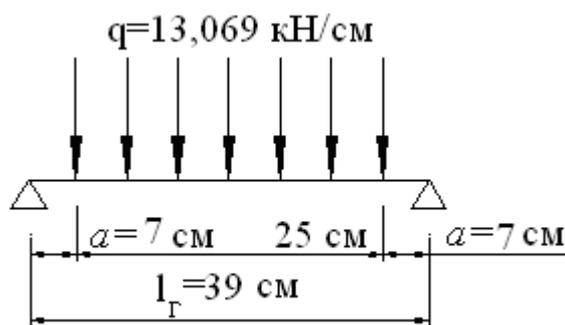


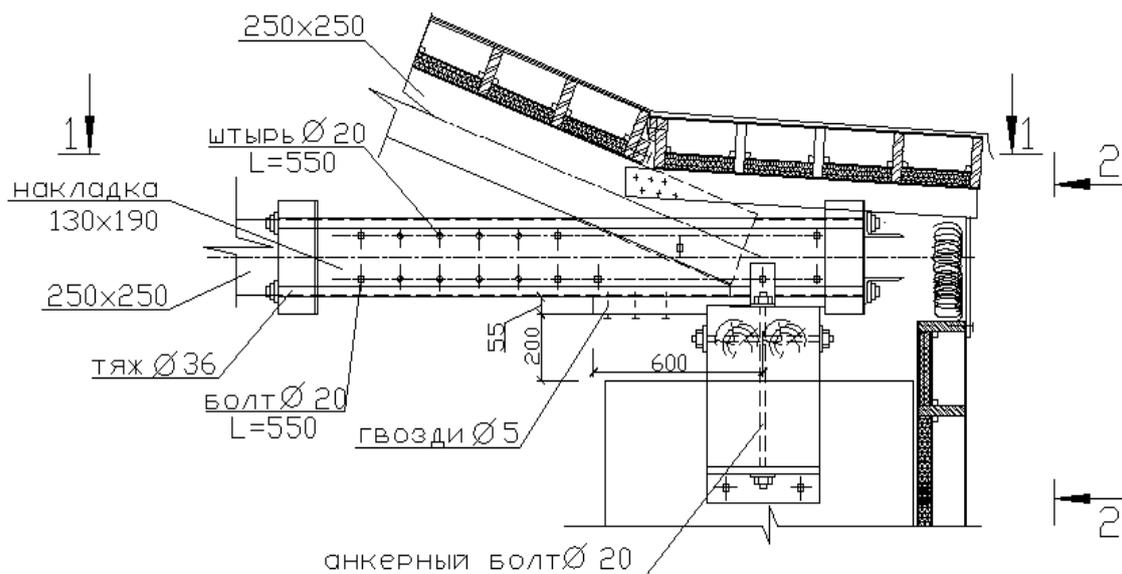
Рисунок 39. Расчетная схема траверсы опорного узла на тяжах

Изгибающий момент

$$M = \frac{q}{8} \cdot (l_{\Gamma}^2 - a^2) = \frac{13,069}{8} \cdot (39^2 - 7^2) = 1472 \text{ кН/см}$$

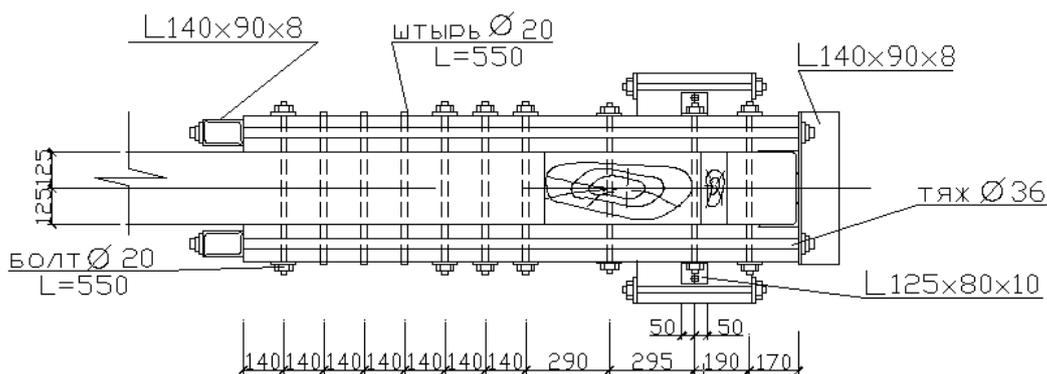
Требуемый момент сопротивления одного уголка

$$W_{TP} = \frac{1472}{23,5 \cdot 2} = 11,75 \text{ см}^3$$



1-1

(верхний пояс и плиты
покрытия сняты)



2-2

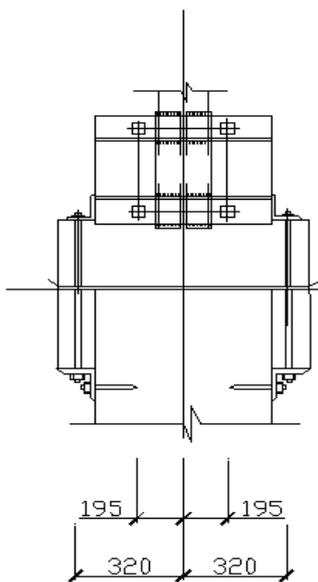


Рисунок 40. Опорный узел

Принимаем $2 \perp 140 \times 90 \times 8$, $I_x = 364 \text{ см}^4$, $y_o = 4,49 \text{ см}$,

I_x – момент инерции относительно оси х-х,

y_o – расстояние до центра тяжести,

b – ширина большей полки уголка,

$$W = \frac{I_x}{b - y_o} = \frac{364}{14 - 4,49} = 38,27$$

Вертикальные уголки принимаем того же сечения, так как нагрузка та же.

Ширина подушки из условия смятия:

$$b_{II} = \frac{F_{II}}{(b \cdot R_{CM90})} = \frac{150,64}{(25 \cdot 0,21)} = 28,69 \text{ см},$$

где

$$F_{II} = F_{II} = \frac{1673,78 \cdot 18}{2} = 15064,02 \text{ кгс} \approx 150,64 \text{ кН};$$

$$(\sum \text{пост.нагрузок} + \text{кратковр.нагрузок} = 1673,78 \text{ кгс});$$

$$R_{CM90} = 2,1 \text{ МПа}.$$

Для подушки используем два бруса сечением $20 \times 20 \text{ см}$ и длиной 80 см .

7. Коньковый узел (Узел В)

В узле В соединяются 12, 13 и 20 элементы. Крепление растянутой стойки к коньковому узлу производим при помощи шайбы.

Боковая жесткость узла обеспечивается постановкой парных накладок.

$$\text{Толщина накладки: } a = 13 \text{ см} \geq \frac{b_B}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ см}.$$

Сечение накладки $130 \times 190 \text{ мм}$ на болтах $d=20 \text{ мм}$.

Количество нагелей:

$$\frac{N_{5-13}}{(T_{МИН} \cdot n_{CP})} = \frac{199,488}{(10 \cdot 2)} = 9,97 \text{ шт.},$$

$T_{МИН}$ – минимальная несущая способность болта диаметром 20 мм.

Принимаем 10 нагелей.

Определяем размеры шайбы в конце стойки-тяжа 5-13:

$$F_{III} = \frac{N_{5-13}}{R_{CM90}} = \frac{126,137}{0,4} = 315,3 \text{ см}^2.$$

Длину шайбы назначаем по ширине нижнего пояса $b_H = 25 \text{ см}$,

$$b_{III} = \frac{315,3}{25} = 12,61 \text{ см},$$

Шайбу проектируем в виде швеллера №22 с $W_y = 25,1 \text{ см}^3$, который проверяем как консольную балку.

$$M = \frac{N_{5-13} \cdot l^2}{(b_{ш} \cdot 2)} = \frac{126,137 \cdot 12,5^2}{(22 \cdot 2)} = 447,93 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{M}{W_y} = \frac{447,93}{25,1} = 17,85 \text{ кН} / \text{см}^2 = 178,5 \text{ МПа} < 235 \text{ МПа}.$$

Шайбы под остальные стойки проектируем из полосовой стали $\delta = 10 \text{ мм}$ сечением $120 \times 10 \text{ мм}$.

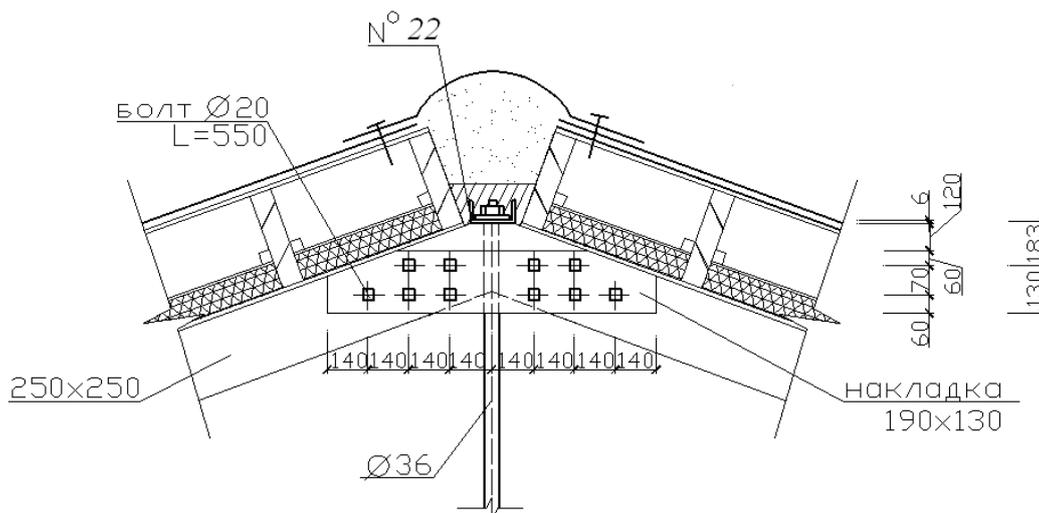


Рисунок 41. Коньковый узел

8. Узел примыкания раскоса к верхнему поясу (узел Б)

Угол примыкания раскоса к поясу $\beta = 72^\circ$, $\cos \beta = 0,309$, $\sin \beta = 0,951$;

$$R_{СМ\beta} = \frac{1,3}{\left[1 + \left(\frac{1,3}{0,18} - 1 \right) \cdot 0,951^3 \right]} = 0,205 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

Глубина врубки:

$$h_{BP} = \frac{N_{5-14} \cdot \cos \beta}{(b \cdot R_{СМ\beta})} = \frac{76,134 \cdot 0,309}{(25 \cdot 0,205)} = 4,59 \text{ см}.$$

Принимаем $h_{BP} = 5 \text{ см} < \frac{25}{3} = 8,33 \text{ см}$.

Количество нагелей:

$$\frac{N_{14-15}}{(T_{МИН} \cdot n_{CP})} = \frac{251,843}{(10 \cdot 2)} = 12,59 \text{ шт.},$$

Принимаем 13 нагелей диаметром 20 мм.

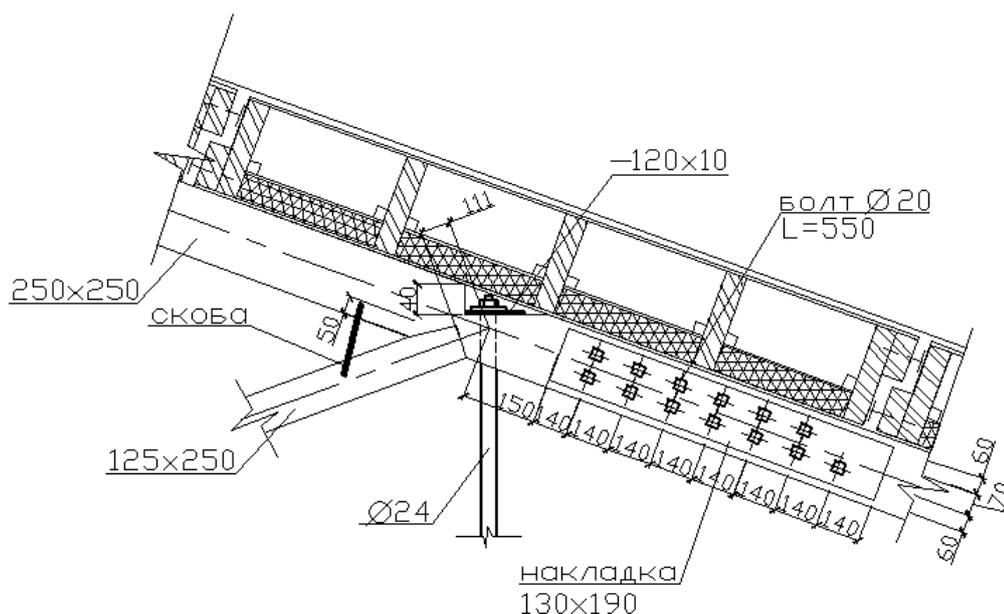


Рисунок 42. Узел Б

9. Узел примыкания раскоса к нижнему поясу (узел Г).

$$\beta_1 = 39^\circ, \cos \beta_1 = 0,777, \sin \beta_1 = 0,629,$$

$$R_{CM\beta} = \frac{1,3}{\left[1 + \left(\frac{1,3}{0,18} - 1 \right) \cdot 0,629^3 \right]} = 0,51 \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{Глубина врубки } h_{BP} = \frac{N_{6-15} \cdot \cos \beta}{(b \cdot R_{CM\beta})} = \frac{55,807 \cdot 0,777}{(25 \cdot 0,510)} = 3,4 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{BP} = 4 \text{ см.}$

Стык нижнего пояса располагаем в панели 5-6. Нагели принимаем такими же как в опорном узле.

$$\text{Необходимое количество: } n_H = \frac{N_{6-7}}{(T_{МИН} \cdot 2)} = \frac{278,529}{(10 \cdot 2)} = 13,93 \text{ шт.},$$

Принимаем 14 шт., из них 8 болтов и 6 стальных стержней.

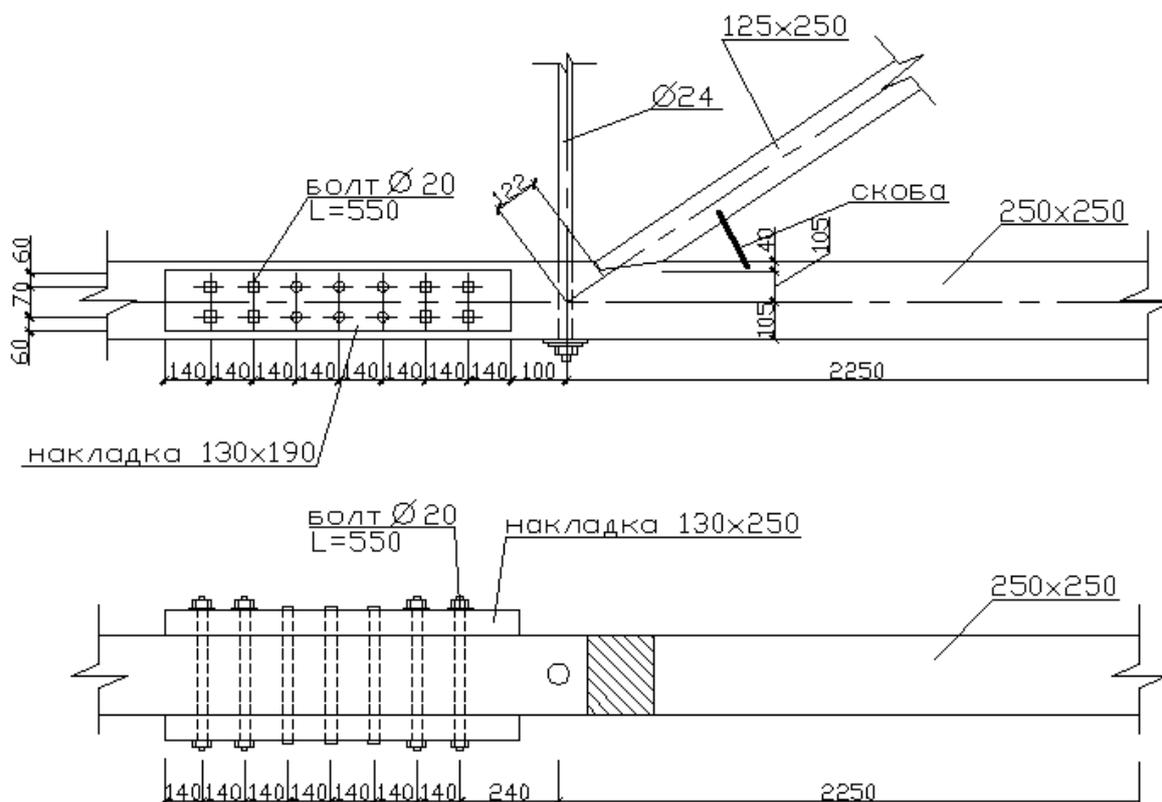


Рисунок 43. Узел Г

10. Расчет среднего узла нижнего пояса (узел Д)

Глубину врезки в нижний пояс определяем при несимметричном нагружении фермы временной нагрузкой по разности усилий в стержнях нижнего пояса 4-5 и 5-6:

$$N_{4-5} - N_{5-6} = 226,762 - 230,088 = -3,326 \text{ кН.}$$

Глубина врубки:

$$h_{BP} = \frac{(N_{4-5} - N_{5-6})}{(b_H \cdot R_{CM})} = \frac{3,326}{(25 \cdot 1,3)} = 0,1 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{BP} = 2 \text{ см.}$

Необходимое количество: $n_H = \frac{N_{5-6}}{(T_{МИН} \cdot 2)} = \frac{230,088}{(10 \cdot 2)} = 11,5 \text{ шт.,}$

Принимаем 12 нагелей.

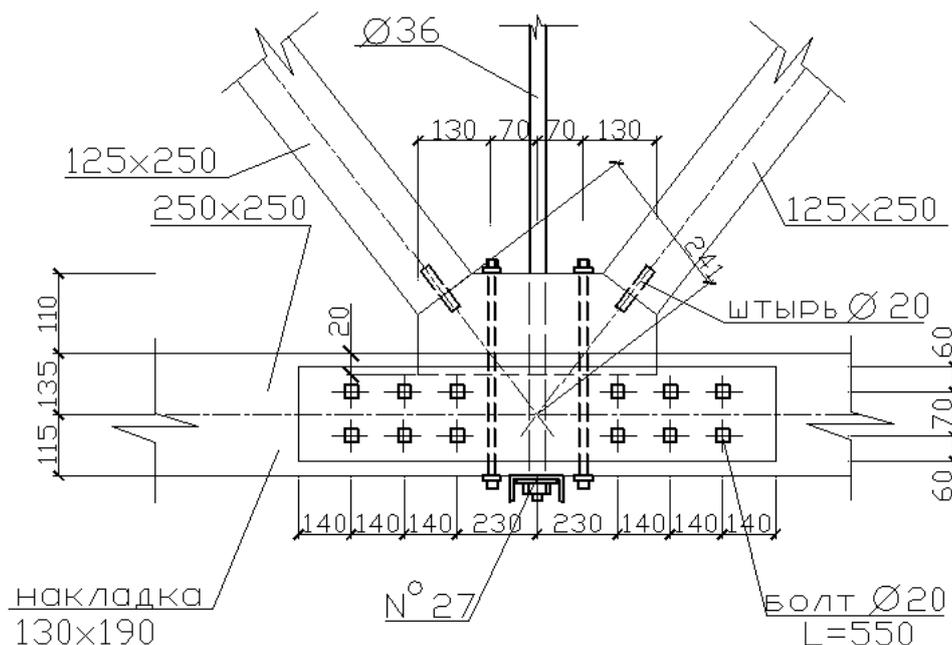


Рисунок 44. Узел Д

11. Окончательная проверка сечения поясов

Верхний пояс:

-на прочность в ослабленном сечении в узле Б:

в случае расположения нагрузки между узлами расчет элементов верхнего пояса фермы производим как сжато-изгибаемых элементов:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c, \text{ п. 4.17 [СНиП II-25-80]}$$

где $F_{расч}$ – площадь нетто,

$M_d = \frac{M}{\xi}$ – изгибающий момент в стержне, определенный из

расчета по деформированной схеме;

ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

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

R_c – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон,

$R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2$ п. 3.1.[СНиП II-25-80];

$F_{бр}$ – площадь брутто, $F_{бр} = 625 \text{ см}^2$;

M – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

Максимальный момент $M_{13-14} = 652,055 \text{ кН} \cdot \text{см}$, $N_{13-14} = -199,488 \text{ кН}$;

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l_r \cdot \mu}{r} = \frac{242,3}{0,289 \cdot 25} = 33,54 ,$$

r - радиус инерции сечения элемента,

l_r - геометрическая длина элемента,

μ - коэффициент приведения, $\mu=1$ – при шарнирных закреплениях обоих концов стержня.

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{33,54^2} = 2,67 ,$$

$$\xi = 1 - \frac{199,488}{2,67 \cdot 1,5 \cdot 625} = 0,92 ;$$

$$M_d = \frac{652,055}{0,92} = 708,76 \text{ кН} \cdot \text{см} ;$$

$$\sigma_c = \frac{199,488}{400} + \frac{708,76}{1066,7} = 1,163 \text{ кН} / \text{см}^2 = 11,63 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа},$$

где $F_{расч} = 625 - 4 \cdot 25 - 5 \cdot 25 = 400 \text{ см}^2$.

-на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов:

$$\frac{N_{13-14}}{(F_{бр} \cdot \varphi \cdot R_c)} + \left(\frac{M_d}{\varphi_M \cdot R_H \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1, \text{ п. 4.18 [СНиП II-25-80]}$$

где $F_{бр}$ - площадь брутто, $F_{бр} = 625 \text{ см}^2$;

$n = 2$ - для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования,

φ_M - для изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения, шарнирно-закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, следует определять по формуле:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi$$

где l_p - расстояние между точками закрепления сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба;

b - ширина поперечного сечения;

h - максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ;

k_ϕ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по табл. 2 прил. 4 [СНиП II-25-80], $k_\phi = 1,13$;

R_H - расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон, $R_H = 1,6 \text{ кН} / \text{см}^2$, п. 3.1 [СНиП II-25-80] .

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{25^2}{242,3 \cdot 25} \cdot 1,13 = 16,32 ;$$

$$\sigma = \frac{N_{13-14}}{(F_{BP} \cdot \varphi \cdot R_C)} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_{II} \cdot W_{BP}} \right)^n = \frac{199,488}{(625 \cdot 2,67 \cdot 1,5)} + \left(\frac{708,76}{16,32 \cdot 1,6 \cdot 2604,2} \right)^2 = 0,08 \leq 1,$$

Нижний пояс:

- расчет растянуто-изгибаемых элементов следует производить по формуле:

$$\sigma_p = \frac{N}{F_{РАСЧ}} + \frac{M \cdot R_p}{W_{РАСЧ} \cdot R_{II}} \leq R_p, \text{ п. 4.16 [СНиП II-25-80]} .$$

где $F_{РАСЧ} = 625 - 4 \cdot 25 = 525 \text{ см}^2$;

Максимальный момент $M_{8-9} = 466,104 \text{ кН} \cdot \text{см}$, $N_{8-9} = 326,715 \text{ кН}$;

R_p - расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон,
 $R_p = 0,7 \text{ кН} / \text{см}^2 = 70 \text{ МПа}$ п. 3.1.[СНиП II-25-80];

$$\sigma_p = \frac{326,715}{525} + \frac{466,104 \cdot 0,7}{1837,5 \cdot 1,6} = 0,733 \text{ кН} / \text{см}^2 = 7,33 \text{ МПа} \leq R_p = 70 \cdot 0,7 = 4,9 \text{ МПа}$$

0,7 – поправочный коэффициент для растянутых поясов конструкций построечного изготовления.

Увеличиваем сечение нижнего пояса фермы до 25×30 см.

Строительный подъем фермы:

$$f_{СТР} = \frac{L}{200} = \frac{1800}{200} = 9 \text{ см.}$$

Перелом нижнего пояса осуществляем в местах его стыков.

10. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КЛЕЕДОЩАТОЙ АРКИ СТРЕЛЬЧАТОГО ОЧЕРТАНИЯ

Требуется запроектировать стрельчатую арку для неотапливаемого здания пролётом 18м.

Дано: шаг арок – 5.2м;

расчётная нагрузка от веса кровли – 220 Кн/м²;

снеговой район – V;

ветровой район – IV;

материал арки – сосна 2 - го сорта.

1. Определение геометрических параметров и подбор сечения

Клеедощатые арки стрельчатого очертания $f/l=1/2-1/3$ лучше других работают на статические нагрузки, однако изготовление их более трудоемко, применяют в основном в общественных зданиях. Обычно изготавливают с постоянным по длине прямоугольным поперечным сечением.

Принимаем сечение арки прямоугольным, постоянным по всей длине, задавшись высотой $h = \frac{l}{30} = \frac{1800}{30} = 60\text{см}$. Принимаем сечение

$b \times h = 200 \times 600\text{мм}$ (рис.57), клееный пакет из 15 досок $a \times b = 40 \times 200\text{мм}$ (до острожки по сортаменту 45х205мм).

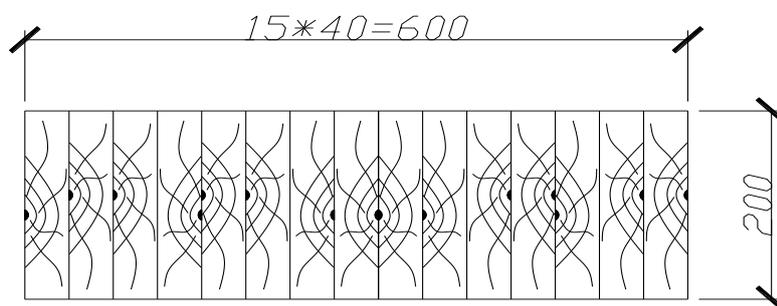


Рисунок 45. Сечение стрельчатой арки

Определяем геометрические характеристики выбранного сечения:

$F = b \cdot h = 20 \cdot 60 = 1200\text{см}^2$ — площадь сечения арки, где b – ширина сечения арки, h – высота сечения арки;

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 60^3}{12} = 360000 \text{ см}^4 \text{ — момент инерции сечения арки;}$$

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 60^2}{6} = 12000 \text{ см}^3 \text{ — момент сопротивления}$$

сечения арки;

$$S = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{20 \cdot 60^2}{8} = 9000 \text{ см}^3 \text{ — статический момент сечения}$$

арки.

2. Статический расчет

Нахождение геометрических характеристик

Находим геометрические характеристики арки, требующиеся для статического расчёта: для арок стрельчатого очертания, радиус равен

$$R = \frac{l_0^2}{8f} + \frac{f}{2} = \frac{12,72^2}{8 \cdot 11} + \frac{1,1}{2} = 18,936 \text{ м} - \text{(рис.58),}$$

где

$$l_0 = \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + f^2} = \sqrt{\left(\frac{18}{2}\right)^2} = \sqrt{9^2 + 9^2} = 12,72 \text{ м},$$

где l_0 - длина хорды полуарки; l - величина пролёта арки.

f - стрела подъёма дуги полуарки, значение которой должно соответствовать условию:

$$f \geq \frac{1}{15} l_0 = \frac{1}{15} \cdot 12,72 = 0,85 \text{ м}, \text{ принимаем } f = 1,1 \text{ м} \text{ (рис.58);}$$

Зная радиус, определяем центральный угол арки:

$$\alpha = 2 \cdot \arcsin \frac{l_0}{2R} = 2 \cdot \arcsin \frac{12,72}{2 \cdot 18,94} = 2 \cdot 19,6^\circ = 39,2^\circ - \text{(рис.58);}$$

$$S = \frac{R \cdot \pi}{180} \cdot 2\alpha = \frac{18,936 \cdot 3,14}{180} \cdot 39,2 = 12,95 \text{ м} - \text{длина дуги полуарки.}$$

Значение горизонтального угла Y определяется с помощью геометрических преобразований из подобия треугольников из условия: $\varphi = \varphi' = 62,50^\circ \Rightarrow Y = 90^\circ - 65,5^\circ = 24,5^\circ$.

Далее разбиваем полуарку на 10 участков, путём деления угла α на 10 частей (рис.58). Для каждого из узлов участка необходимо найти угол касания к окружности φ , координаты X_i и Z_i , коэффициенты μ_1, μ_2 , соответствующие снеговые нагрузки q_1 и q_2 по двум вариантам загрузки. Для второй полуарки все параметры будут симметричны.

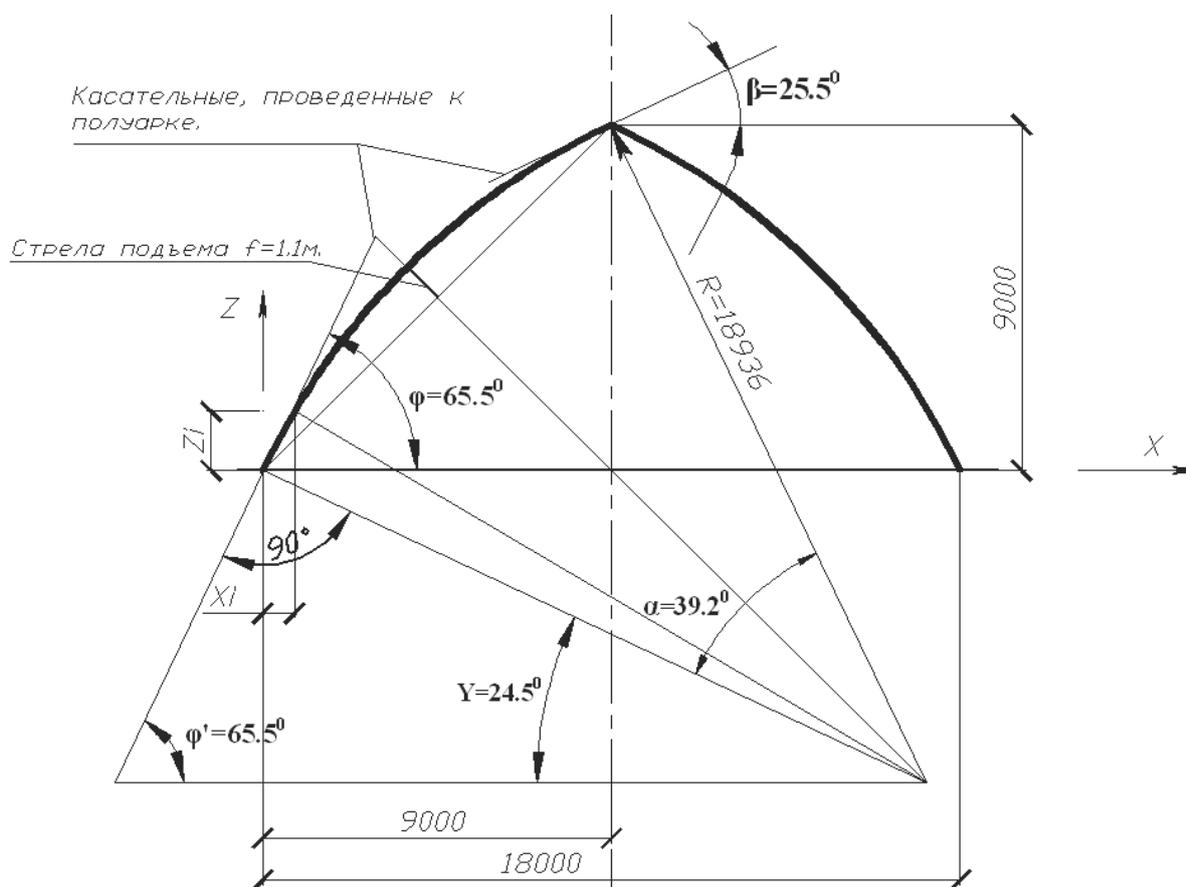


Рисунок 46. Геометрические параметры арки

Угол касания к окружности в каждой точке определяем по формуле:

$$\varphi_i = 90^\circ - Y - \frac{\alpha \cdot (i-1)}{10},$$

где i – номер узла.

Координаты каждого узла элемента арки находим по формулам:

$$X_i = R \cdot \cos \beta_i;$$

$$Z_i = R \cdot \sin \beta_i,$$

где $\beta_i = Y + \frac{\alpha}{10} \cdot (i-1)$ - полярный угол; R – радиус-вектор узла элемента.

Сбор временных нагрузок

По СНиП 2.01.07-85* “Нагрузки и воздействия” (изменение 2) в соответствии со снеговым районом V принимаем:

- нормативная нагрузка: $q = 320 \text{ кг/м}^2$;
- схему загрузки принимаем по приложению 3 схема 2' с последующим переходом к схеме 1 б при $\beta \approx 25.5^\circ$ (рис.59);
- коэффициент надёжности по нагрузке для снега: 1,4 (п.5.7);

г) снеговые нагрузки по двум вариантам:

$$q_1 = \mu \cdot q \cdot B$$

$q_{2\text{лев.}} = \mu \cdot 0.75 \cdot q \cdot B$, где B шаг арок равный 5.2м; μ - коэффициент,

$q_{2\text{прав.}} = \mu \cdot 1.25 \cdot q \cdot B$ определяемый интерполяцией по приложению

Коэффициент μ находится интерполяцией для каждой точки в диапазоне:

$$\mu = 1 \text{ при } \beta \leq 25^\circ;$$

$$\mu = 0 \text{ при } \beta \geq 60^\circ.$$

Результаты определения снеговой нагрузки приведены в таб.1, а эпюра показана на рис.3.

По ветровому району IV в соответствии со СНиП 2.01.07-85 принимаем:

а) нормативную ветровую нагрузку: $W_0 = 48 \text{ кгс/м}^2$ (таб.5);

б) схему загрузки: приложение 4, схема 3;

в) значение аэродинамических коэффициентов для првой и левой сторон арки c_{e1} и c_{e2} : так как $\frac{f}{l} = \frac{9}{18} = 0,5$, то $c_{e1} = +0.7$ и $c_{e2} = -1.2$ (п.6.6);

г) k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, подбираем собственное значение для каждой рассматриваемой точки (п.6.5);

Значение ветровой нагрузки для каждой точки определяется по формуле: $W_m = W_0 k c$. Результаты определения ветровой нагрузки приведены в таб.1, а эпюра показана на рис.3.

Сбор постоянных нагрузок

По принятому сечению, расчётный собственный вес арки находим по формуле:

$$g_{\text{св}}^P = (a \cdot b \cdot \gamma_{\text{др}} \cdot S) \cdot 2 = (0.2 \cdot 0.6 \cdot 500 \cdot 12,95) \cdot 2 = 1554 \text{ кг} = 60 \text{ кг} / \text{м},$$

где $\gamma_{\text{др}}$ - плотность древесины (сосна), принимаемая по СНиП II-25-80 приложение 3; $a \cdot b$ - площадь поперечного сечения; S - длина полуарки.

Расчетная нагрузка от собственного веса ограждающих конструкций покрытия (крыши), отнесенная к плану покрытия:

$$g = g_{\text{кр}} \frac{2 \cdot S}{l} = 220 \cdot \frac{2 \cdot 12,95}{18} = 316,8 \text{ кг} / \text{м}^2, \text{ где}$$

S - длина дуги полуарки; $g_{\text{кр}}$ - расчётный вес кровли; $g_{\text{кр}}^H$ - нормативный вес кровли.

$$q_{cs} = (g + g_{cs}n)B = 60 + (316,8 \cdot 5,2) = 1706,64 = 1707 \text{ кг/м} = 17,07 \text{ кН/м} -$$

нагрузка от крыши и собственного веса арки;

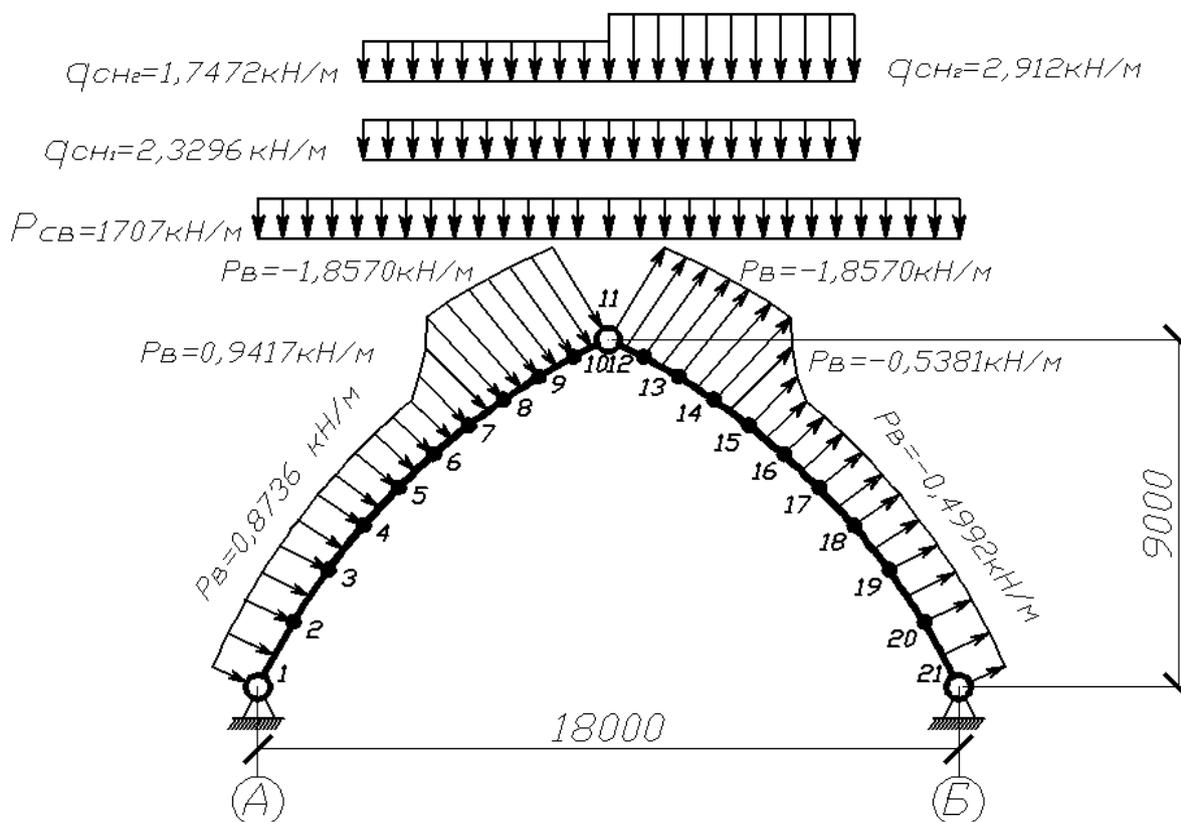


Рисунок 47. Расчётная схема арки и действующие на неё временные и постоянные нагрузки

Результаты определения геометрических параметров и временных нагрузок сводим в таблицу 1.

Статический расчет выполняем в программе Structure CAD. Для статического расчёта учитываем:

модуль упругости $E = 1 \cdot 10^6 \text{ Т/М}^2$;

коэффициент Пуассона $\mu = 0.3$.

Предварительно задаемся жесткостью элементов арки: сечение арки 600x200мм. Заделку опор принимаем: в правой и левой опорах – шарнирно-неподвижную. Нагрузку на стержни задаем трапециевидной относительно общей системы координат. Для выбора расчетных сочетаний усилий задаем специальные исходные данные: собственный вес вышележащих конструкций принимаем тип нагрузки – постоянная, снеговая – временная. Взаимоисключения двух снеговых нагрузок учитываем простановкой коэффициента, равного единице, в первом столбце

соответствующей графы.

В коньковом узле вводим шарнир на одном из примыкающих к нему элементов.

Таблица 12 - Геометрические характеристики узлов элементов арки, значения снеговых и ветровой нагрузок

	X, м	Y, м	φ , град	Q _{сн1} , кг/м	Q _{сн2} , кг/м	P _{ветр} , кг/м
1	0	0	62,55	0	0	87,36
2	0,594	1,144	58,65	0	0	87,36
3	1,265	2,245	54,75	0	0	87,36
4	2,009	3,298	50,85	2329,6	1747,2	87,36
5	2,823	4,298	46,95	2329,6	1747,2	87,36
6	3,703	5,240	43,05	2329,6	1747,2	87,36
7	4,645	6,120	39,15	2329,6	1747,2	94,17
8	5,645	6,934	35,25	2329,6	1747,2	- 185,70
9	6,698	7,678	31,35	2329,6	1747,2	- 185,70
10	7,799	8,349	24,45	2329,6	1747,2	- 185,70
11	9,000	9,000	25,50	2329,6	2912	- 185,70
12	10,087	8,349	27,45	2329,6	2912	- 185,70
13	11,188	7,678	31,35	2329,6	2912	- 185,70
14	12,241	6,934	35,25	2329,6	2912	- 185,70
15	13,241	6,120	39,15	2329,6	2912	- 53,81
16	14,169	5,240	43,95	2329,6	2912	- 49,92
17	15,049	4,298	46,95	2329,6	2912	- 49,92
18	15,863	3,298	50,85	2329,6	2912	- 49,92
19	16,607	2,245	54,75	0	0	- 49,92
20	17,278	1,144	58,65	0	0	- 49,92
21	17,872	0	62,55	0	0	- 49,92

3. Проверка принятого сечения

В соответствии со СНиП II-25-80 “Деревянные конструкции” п.4.17, проверку сечения 2 элемента 14 (сечение 14 – сечение с максимальным изгибающим моментом) арки на прочность выполняем по формуле для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов.

$$M_{расч.} = 12684 \text{ кН} \cdot \text{см}, N_{соотв} = 156,305 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Проверяем арку на внецентренное сжатие:

$$\sigma = \frac{N_{расч.}}{F_{расч.}} + \frac{M_{расч.}}{\xi_x W_x} \leq R_c, \text{ где } M \text{ и } N \text{ расчётные усилия;}$$

$$F_{расч.} = 20 \cdot 60 = 1200 \text{ см}^2,$$

$$W_x = \frac{20 \cdot 60^2}{6} = 12000 \text{ см}^3,$$

Все расчетные нагрузки, максимальные моменты, продольные и поперечные силы, берем по приложению 1, в соответствии с сечениями, где:

$$R_c = R \cdot m_B \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_{сл} \cdot m_{ГН} = 15 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,96 \cdot 0,95 \cdot 1 = 16,416 \text{ МПа} - \text{ где,}$$

$R=15$ МПа – расчётное сопротивление древесины сжатию, принимается по СНиП II-25-80 п.3.1, таб. 3;

$m_B=1$ - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции, принимается по СНиП II-25-80 п.3.2, таб. 5;

$m_H=1,2$ - коэффициент, учитывающий воздействие кратковременных нагрузок: ветровой, монтажной или гололедной (В нашем случае ветровой), принимается по СНиП II-25-80 п.3.2, таб. 6;

$m_B=0,96$ - коэффициент для жато-изогнутых элементов, зависящий от размеров сечения, принимается по СНиП II-25-80 п.3.2, таб. 7;

$m_{сл}=0,95$ - коэффициент, учитывающий толщину слоёв сжатия, принимается по СНиП II-25-80 п.3.2, таб. 8;

$m_{ГН}=1$ - коэффициент для гнутых элементов, зависящий от отношения $r_k/a=18.936/0.04=473.4$, где r_k - радиус кривизны полуарки;

a - толщина доски, принимается по СНиП II-25-80 п.3.2, таб. 9.

$$\xi_x = 1 - \frac{N_{расч.}}{\varphi_x \cdot R_c \cdot F_{расч.}} = 1 - \frac{156,305}{0,399 \cdot 1,642 \cdot 1200} = 0.801 \quad - \quad \text{коэффициент,}$$

изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, где:

$$F_{расч.} = 1200 \text{ см}^2 - \text{ расчётная площадь сечения арки;}$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{86,72^2} = 0.399 \quad - \quad \text{коэффициент продольного изгиба, где}$$

коэффициент $A = 3000$ для древесины, принимается по СНиП II-25-80 п.4.3, где $\lambda_x = \frac{l_0}{r} = \frac{l_0}{0.289 \cdot h} = \frac{0,58 \cdot 12,963}{0.289 \cdot 60} = 86,72$ - гибкость элементов

цельного сечения, где l_0 – расчетная длина элемента; r – радиус инерции сечения элемента брутто соответственно относительно оси X ; $l_0 = 0.58 \cdot S_g$ - расчетная длина трехшарнирной арки при

несимметричной нагрузке, принимается по СНиП II-25-80 п.6.25, где S_g - длина дуги полуарки.

Вычисляем прочность поперечного сечения:

$$\sigma = \frac{156,305}{1200} + \frac{12684}{0,801 \cdot 12000} = 1,4499 \text{ Кн/см}^2 = 14,499 \text{ МПа} < R_c = 16,416 \text{ МПа}.$$

Для обеспечения устойчивости плоской формы деформирования арки, закрепляем к ней плиты шириной 150 см и ставим скатные связи, прикрепляемые к верхним краям арок, через $l_p = l_3 = 1272/3 = 424 \text{ см}$.

Проверяем устойчивость полуарки с положительным моментом и раскрепленной сжатой кромкой, согласно СНиП II-25-80 п.4.18.

$$M_{\text{расч.}} = 12684 \text{ кН}\cdot\text{см}, N_{\text{соотв.}} = 156,305 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M}{\xi_x \cdot \varphi_M \cdot R_{II} \cdot W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1,$$

где

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{73,36^2} = 0,557 \text{ - коэффициент продольного изгиба;}$$

$$\varphi_M = \frac{140 \cdot b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\varphi = \frac{140 \cdot 20^2 \cdot 1}{424 \cdot 60} = 2,20$$

где: $F_{\text{бр}}$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_p ; $W_{\text{бр}}$ - максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p ; l_p - расстояние между опорными сечениями элемента; b - ширина поперечного сечения; h - максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ; k_φ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по СНиП II-25-80 табл. 2 прил. 4.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l_0}{0,289 \cdot b} = \frac{424}{0,289 \cdot 20} = 73,36 \text{ - гибкость элементов цельного сечения,}$$

где l_0 - шаг связей; $\xi_x = 0,801$; $n = 1$ - для элементов, имеющих закрепление;

$$\sigma = \frac{156,305}{0,557 \cdot 1,642 \cdot 1200} + \frac{12684}{0,801 \cdot 2,20 \cdot 1,642 \cdot 12000} = 0,142 + 0,37 = 0,512 < 1$$

Таким образом, устойчивость плоской формы деформирования обеспечена.

Прочность поперечного сечения арки по касательным напряжениям определяем по СНиП II-25-80 п.4.27.

$$\tau = \frac{Q_0 \cdot S_x}{\xi \cdot I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{расч.}}} = \frac{61,68 \cdot 9000}{0,608 \cdot 360000 \cdot 20} = 0,127 \text{ Кн/см}^2 = 1,27 \text{ МПа} < R_{\text{ск}} = 1,425 \text{ МПа,}$$

где

$I_{бр} = 360000$ - момент инерции сечения арки;

Q_0 – расчетная максимальная поперечная сила 61,68 кН (комбинация нагрузок: ветровой и постоянной, см. приложение 1, элемент 1);

$S_x = 9000 \text{ см}^3$ – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси, определен выше;

$R_{ск} = R_{ск} \cdot m_g \cdot m_{сл} = 1,5 \cdot 0,95 \cdot 1 = 1,425 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление скалыванию древесины вдоль волокон наружных слоев, где m_g и $m_{сл}$ – коэффициенты, определенные выше;

$b_{рас} = 20$ см – расчетная ширина сечения, которую следует принимать равной суммарной ширине ребер каркаса;

$$\xi = 1 - \frac{N_{расч.}}{\varphi_x \cdot R_{ск} \cdot F_{расч.}} = 1 - \frac{308,4}{0,399 \cdot 1,425 \cdot 1200} = 0,452 - \text{коэффициент,}$$

изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, где:

$F_{расч.} = 1200 \text{ см}^2$ - расчётная площадь сечения арки;

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{86,72^2} = 0,399 - \text{коэффициент продольного изгиба, где}$$

коэффициент $A = 3000$ для древесины, принимается по СНиП II-25-80 п.4.3, где $\lambda_x = \frac{l_0}{r} = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{0,58 \cdot 12,963}{0,289 \cdot 60} = 86,72$ - гибкость элементов

цельного сечения, где l_0 – расчетная длина элемента; r – радиус инерции сечения элемента брутто соответственно относительно оси X ; $l_0 = 0,58 \cdot S_g$ - расчетная длина трехшарнирной арки при несимметричной нагрузке, принимается по СНиП II-25-80 п.6.25, где S_g - длина дуги полуарки.

Принимаем клееный пакет из 15 досок ($4 \cdot 15 = 60$ см) сосны 2-го сорта.

4. Расчет стальных элементов арки

Опорный узел

Расчетные усилия в опорном узле: нормальная сила $N_{расч.} = 290,9$ кН (комбинация нагрузок: ветровой и постоянной, см. приложение 1, элемент 1).

а). Проверку торца на смятие выполняем по формуле:

$$\sigma = \frac{N_{расч.}}{F_{см}} \leq R_{см.а} \cdot K_N,$$

где

$F_{см} = b' \cdot h^{см} = 40 \cdot 20 = 800 \text{ см}^2$ - площадь смятия торца, принимаемая из условия: $h^{см} \geq \frac{2}{3} \cdot h$;

$R_{см,\alpha} = 15 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление древесины смятию, принимается по СНиП II-25-80 п.3.1, таб. 3;

$K_N = 0,55$ – коэффициент, применяемый при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде, принимается по СНиП II-25-80 п.5.14, таб. 19;

$$\sigma = \frac{290,9}{800} = 0,36 \text{ МПа} \leq 15 \cdot 0,55 = 8,25 \text{ МПа} ;$$

Проверка торца на смятие выполняется, принимаем $h^{см} = 40 \text{ см}$.

б). Арка крепится к фундаменту через уголок L200x10 l=200мм. Опорную пластину принимаем конструктивно 300x650x12мм. Задаём диаметр болтов и определяем их количество из формулы определения количества нагелей в сечении, взятой по СНиП II-25-80 п.5.13, п.5.14.

Число болтов равно: $n = \frac{Q}{T_{MIN} \cdot K_\alpha \cdot n_{ш}}$, где:

$Q = 18,55 \text{ кН}$ – расчетное усилие (комбинация нагрузок: ветровой и постоянной, см. приложение 1, элемент 1);

T_{min} – наименьшая расчетная несущая способность, найденная по формуле:

$T^c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 20 \cdot 1,6 = 16 \text{ кН}$ – несущая способность нагеля на смятие среднего элемента, где $c = 20 \text{ см}$ - толщина среднего элемента; d - диаметр болта;

$n_{ш} = 2$ – число расчетных швов одного нагеля.

$K_\alpha = 0,55$ – коэффициент, применяемый при расчете на смятие древесины при $\alpha = 90^\circ$, принимается по СНиП II-25-80 п.5.14, таб. 19.

$$n = \frac{Q}{T_{MIN} \cdot K_\alpha \cdot n_{ш}} = \frac{18,55}{16 \cdot 0,55 \cdot 2} = 1,1.$$

Принимаем 2 болта диаметром 16 мм.

в). Анкерные болты подбираются из условия работы болтов на смятие по СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» п.11.7. формулы 127 и 128.

$$Q_{\text{смятие}} = R_{\text{смят}}^\sigma \cdot \gamma_\sigma \cdot d \cdot t \Rightarrow d_{mp} = \frac{Q}{R_{\text{сп}}^\sigma \cdot \gamma_\sigma \cdot t} = \frac{18,55}{24,5 \cdot 0,9 \cdot 0,1} = 0,84 \text{ см},$$

где

$R_{смят}^{\delta} = 245 \text{ МПа}$ - сопротивление соединяемых листов стали С255;

$\gamma_{\delta} = 0,9$ - коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по СНиП II-23-81* табл. 35*, учитывая, что мы применяем болты нормальной точности;

$n^{cp} = 2$ – число расчетных срезов одного болта;

$Q = 18,6 \text{ кН}$ – сила в опорном узле, смотри приложение 1.
Принимаем конструктивно 2 болта $d = 20 \text{ мм}$.

Рисунок 48. Опорный узел:

1- уголок L200x10 l=200, 2 – стальной лист 300x650 t=12мм, 3 – болт диаметром 16 мм, 4 – анкерный болт диаметром 20 мм

Коньковый узел

Крепление полуарок принимаем при помощи деревянных накладок размером 900x180x100 мм 6-мя болтами диаметром 20 мм (Рис. 61). Расчет ведем на максимальную поперечную силу $Q = 3134,84 \text{ кг}$ и $N = 879,158 \text{ кг}$ в 1 сечении 11 элемента.

а). Проверка на смятие торца арки:

$$\sigma = \frac{N_{расч.}}{F_{см}} \leq R_{см.а} \cdot K_N,$$

Вычисляем расчётное усилие $N_{расч.}$. Оно не равно усилию N взятого из приложения 1, т. к. действует под углом к элементу 11:

$$N_{расч} = N \cdot \sin \varphi + Q \cdot \cos \varphi = 879,158 \cdot \cos 65,5 - 3134,84 \cdot \sin 65,5 = \\ = 364,58 - 2852,6 = 3217,16 \text{ кг}$$

$R_{см/\alpha} = 1,5 \text{ кН/см}^2 = 15 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление древесины, принимается по СНиП II-25-80 п.3.1, таб. 3;

$K_N = 0,9$ – коэффициент, применяемый при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде, принимается по СНиП II-25-80 п.5.14, таб. 19;

Для обеспечения достаточной шарнирности в коньке принимаем высоту сечения $h^{см} = 45$:

$$F_{см} = b' \cdot h^{см} = 20 \cdot 45 = 900 \text{ см}^2 \text{ - площадь смятия торца;}$$

$$\sigma = \frac{3217,16}{900} = 3,574 \text{ кг/см}^2 = 0,03574 \text{ кН/см}^2 \leq 1,5 \cdot 0,9 = 1,35 \text{ кН/см}^2 ;$$

Принимаем высоту сечения арки в коньке $h^{см} = 45 \text{ см}$ и площадь смятия торца $F_{см} = b' \cdot h^{см} = 20 \cdot 45 = 900 \text{ см}^2$.

б). Находим количество и диаметр болтов в коньковом узле.

Вычисляем расчётное усилие $Q_{расч.}$. Оно не равно усилию Q взятого из приложения 1, т. к. действует под углом к элементу 11:

$$Q_{расч} = N \cdot \sin \phi + Q \cdot \cos \phi = 879,158 \cdot \sin 65,5 + 3134,84 \cdot \cos 65,5 = 800 + 1300 = 2100 \text{ кг}$$

Изгибающий момент в накладках равен:

$$M_n = Q \frac{e_1}{2} = \frac{3134,84 \cdot 28}{2} = 43887,8 \text{ кг/см}, \text{ где } e_1 \text{ - расстояние между}$$

болтами.

$$\text{Напряжение в накладке: } \sigma = \frac{M_n}{2 \cdot W_n} = \frac{46887,8}{2 \cdot 6750} = 3,25 \text{ кг/см}^2 < 130 \text{ кг/см}^2 ,$$

$$\text{где } W_n = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 45^2}{6} = 6750 \text{ см}^4 ;$$

Усилия, действующие на болты:

$$N_1 = \frac{Q}{1 - \frac{e_1}{e_2}} = \frac{1181,25}{1 - \frac{28}{64}} = 2100 \text{ кг};$$

$$N_2 = \frac{Q}{\frac{e_2}{e_1} - 1} = \frac{1181,25}{\frac{64}{28} - 1} = 918,75 \text{ кг};$$

Расчетная несущая способность одного 2-х срезного болта при толщине накладки $\delta = 10 \text{ см}$:

$$T_H = n_{ср} \cdot T_{\min} = 2 \cdot 362 = 724 \text{ кг}; \text{ где}$$

$n_{ср} = 2$ - количество поверхностей среза;

$k_{\alpha} = 0.55$ - коэффициент, учитывающий снижение расчетной несущей способности при действии усилия под углом к волокнам;

$T^u = (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) = (1,8 \cdot 2 + 0,02 \cdot 1^2) = 3,62 \text{ кН} < 2,5 \cdot d^2 = 2,5 \cdot 2^2 = 10 \text{ кН}$ - несущая способность нагеля на изгиб, где $a = 10 \text{ см}$ - толщина крайних элементов; d - диаметр болта; Для расчёта принимаем значение

$T^c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 20 \cdot 2 = 20 \text{ кН} = 2000 \text{ кг}$ - несущая способность нагеля на смятие среднего элемента, где $c = 20 \text{ см}$ - толщина среднего элемента; d - диаметр болта;

Усилие, воспринимаемое 3-мя 2-х срезными болтами в ближайшем к коньковому узлу ряду:

$$N_1 = 2 \cdot T_H = 3 \cdot 724 = 1448 \text{ кг} > 2100 \text{ кг}$$

Принимаю 3 болта диаметром 16мм.

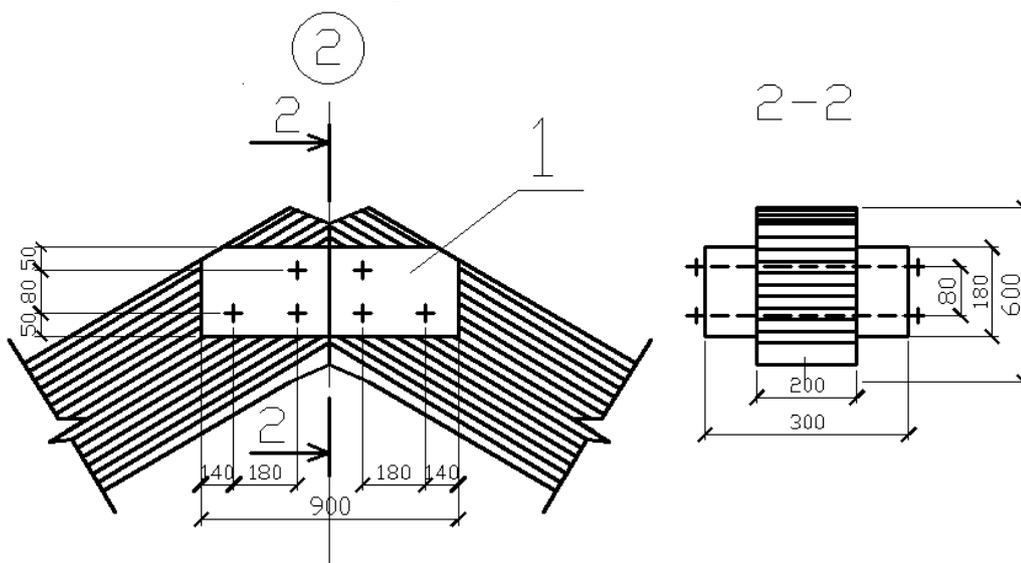


Рисунок 49. Коньковый узел

1- клееный пакет 600х200, 2- накладка 250х200 l=500, 3- болты диаметром 20 мм

11. РАСЧЁТ И КОНСТУИРОВАНИЕ КЛЕЕДОЩАТОЙ АРКИ КРУГОВОГО ОЧЕРТАНИЯ

Клеедощатые арки кругового очертания лучше других работают на статические нагрузки, однако изготовление их более трудоемко, применяют в основном в общественных зданиях. Обычно изготавливают с постоянным по длине прямоугольным поперечным сечением.

Принимаем сечение арки прямоугольным из ели II сорта, постоянным по всей длине, задавшись высотой

$h = \frac{l}{40} = 37,5 \text{ см}$ Принимаем сечение $b \times h = 200 \times 600 \text{ мм}$ из досок $a \times b = 60 \times 200 \text{ мм}$.

Геометрические характеристики:

$$F = b \cdot h = 20 \cdot 60 = 1200 \text{ см}^2$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 60^3}{12} = 360000 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 60^2}{6} = 12000 \text{ см}^2$$

1. Статический расчет

Находим геометрические характеристики арки: для арок кругового очертания, радиус равен

$$R = \frac{l^2}{8 \cdot f} + \frac{f}{2} = \frac{15^2}{8 \cdot 2,5} + \frac{2,5}{2} = 12,5 \text{ м}$$

Далее разбиваем полуарку на 10 участков, путем деления угла α на 10 частей (Рис.62). Для каждого из узлов участка необходимо найти угол касания к окружности, координаты относительно центра окружности, коэффициенты μ_1, μ_2 , соответствующие снеговые нагрузки P_1, P_2 по двум вариантам загрузки. Для второй полуарки все параметры будут симметричны.

$$P_1 = \mu_1 \cdot P \cdot B, \quad P_2 = \mu_2 \cdot P \cdot B, \quad \mu_1 = \cos(1,8 \cdot \alpha), \quad \mu_2 = 2,4 \cdot \sin(1,4 \cdot \alpha)$$

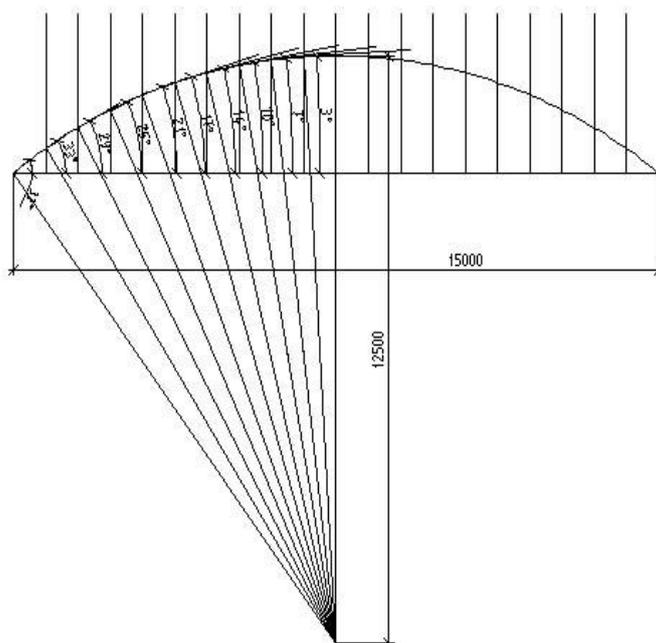


Рисунок 50. Геометрические параметры арки

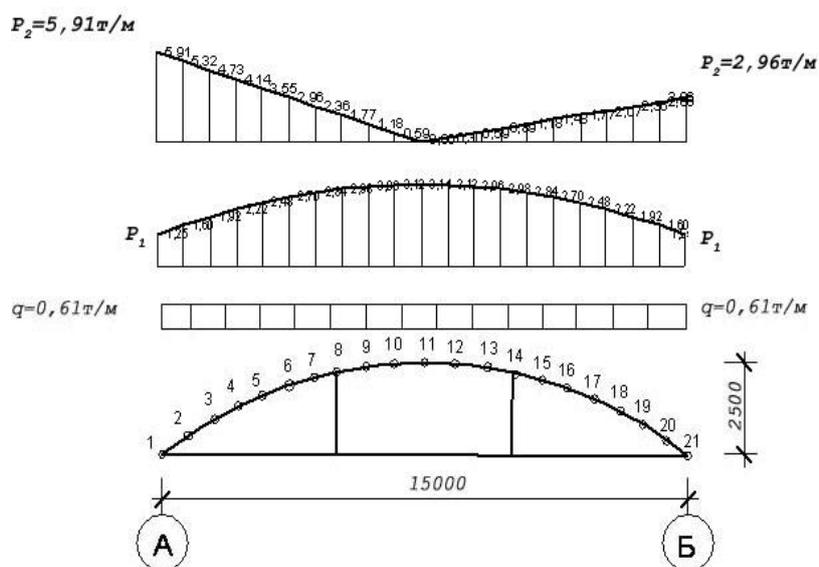


Рисунок 51. Расчетная схема арки, нагрузки

$B = 5,6$ м – шаг арок.

Результаты определения геометрических параметров сводим в табл.13.

Таблица 13 - Геометрические характеристики узлов элементов арки

	X, м	Z, м	α , град	μ_1	μ_2	P1, т/м	P2, т/м
1	0,00	0,00	37	0,397	1,886	1,25	5,91
2	0,75	0,52	33	0,509	1,732	1,60	5,43
3	1,50	0,97	29	0,613	1,562	1,92	4,90
4	2,25	1,34	25	0,707	1,377	2,22	4,32
5	3,00	1,66	21	0,790	1,178	2,48	3,69
6	3,75	1,92	17	0,861	0,969	2,70	3,04
7	4,50	2,13	14	0,905	0,805	2,84	2,52
8	5,25	2,30	10	0,951	0,581	2,98	1,82
9	6,00	2,41	7	0,976	0,409	3,06	1,28
10	6,75	2,48	3	0,996	0,176	3,12	0,55
11	7,50	2,50	0	1,000	0,000	3,14	0,00
12	8,25	2,48	3	0,996	0,176	3,12	0,28
13	9,00	2,41	7	0,976	0,409	3,06	0,64
14	9,75	2,30	10	0,951	0,581	2,98	0,91
15	10,50	2,13	14	0,905	0,805	2,84	1,26
16	11,25	1,92	17	0,861	0,969	2,70	1,52
17	12,00	1,66	21	0,790	1,178	2,48	1,85
18	12,75	1,34	25	0,707	1,377	2,22	2,16
19	13,50	0,97	29	0,613	1,562	1,92	2,45
20	14,25	0,52	33	0,509	1,732	1,60	2,72
21	15,00	0,00	37	0,397	1,886	1,25	2,96

Постоянная нагрузка на конструкцию покрытия включает в себя нагрузки плит покрытия и кровли, учитывая шаг арок, что составляет $P = 0,1082 \cdot 5,6 = 0,61$ т/м. Ветровая нагрузка в расчете не учитывается, т. к. аэродинамический коэффициент $c < 0$ по прил. 4 [1], т. е. на поверхности арки наблюдается отрицательное ветровое давление.

Статический расчет выполняем в программе Structure CAD. Для статического расчета учитываем модуль упругости $E = 10^6$ т/м², коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$. Предварительно задаемся жесткостью элементов арки: сечение арки 200x600мм, затяжка- сталь обыкновенная, уголок равнополочный 2L90x10. Заделку опор принимаем: в правой опоре – шарнирно-подвижную, в левой - шарнирно-неподвижную. Нагрузку на стержни задаем трапециевидной относительно общей системы координат. Для выбора

расчетных сочетаний усилий задаем специальные исходные данные: собственный вес вышележащих конструкций принимаем тип нагрузки – постоянная, снеговая – кратковременная. Взаимоисключения двух снеговых нагрузок учитываем простановкой коэффициента, равного единице, в первом столбце соответствующей графы.

Результаты расчета по сочетаниям нагрузок приведены в Приложении 1.

2. Проверка принятого сечения

В соответствии с п.4,17 [2], проверку сечения 3 арки на прочность выполняем по формуле

$$\sigma = \frac{N_{расч}}{F_{расч}} + \frac{M_{расч}}{\xi_X \cdot W_x} \leq R_c,$$

Все расчетные нагрузки, максимальные моменты, продольные и поперечные силы, берем по приложению 1, в соответствии с сечениями, где

$$R_c = R \cdot m_B \cdot m_{\sigma} \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} = 15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 1 = 14,25 \text{ МПа}$$

$m_B = 1$ - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции ([2] п.3.2, табл.5),

$m_{\sigma} = 1$ - коэффициент для сжато-изогнутых элементов ([2] п.3.2, табл.7),

$m_{сл} = 0,95$ - коэффициент, учитывающий толщину слоев сжатия ([2] п.3.2, табл.8),

$m_{гн} = 1$ - коэффициент для гнутых элементов ([2] п.3.2, табл.9).

$$\xi_x = 1 - \frac{N}{\varphi_x \cdot R_c \cdot F} = 1 - \frac{288,406}{0,768 \cdot 14,25 \cdot 1200} = 0,780$$

$l_0 = 0,58S = 0,58 \cdot 1609 = 933,22 \text{ см}$, где l_0 – расчетная длина арки ([2] п.6.25), S – длина дуги арки.

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r} = \frac{933,22}{0,289 \cdot 60} = 53,819$$

$$\varphi_x = 1 - a * \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0,8 * \left(\frac{53,819}{100}\right)^2 = 0,768 \quad ([2] \text{ п.4.3}).$$

Вычисляем прочность поперечного сечения:

$$\sigma = \frac{288,406}{1200} + \frac{10092,6}{0,780 * 12000} = 1,318 \text{ кН / см}^2 =$$

$$= 13,18 \text{ МПа} < R_c = 14,25 \text{ МПа}$$

Для обеспечения устойчивости плоской формы деформирования арки, закрепляем к ней плиты шириной 150 см и ставим поперечные связи, прикрепляемые к верхним кромкам арок, через 500 см. проверяем устойчивость полуарки с положительным моментом и раскрепленной сжатой кромкой, согласно [2] п.4.18

$$\sigma = \frac{N}{\varphi * R_c * F_{бр}} + \left(\frac{M}{\varphi_M * R_{II} * W_{бр}} \right)^n \leq 1$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{500}{0,289 * 20} = 86,505$$

где l_0 – расчетная длина в плоскости перпендикулярной плоскости арки ([2] п.4.21)

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{86,5^2} = 0,401$$

$$\varphi_M = \frac{140 * b^2 * k_\varphi}{l_0 * h} = \frac{140 * 20^2 * 1}{500 * 60} = 1,867, \text{ ([2] п.4.14)}$$

где l_0 – расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба – расстояние между этими точками;

b – ширина поперечного сечения;

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ;

k_φ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p ([2] табл. 2 прил. 4)

$n = 1$, для элементов имеющих закрепление.

$$\sigma = \frac{288,406}{0,401 * 1,425 * 1200} + \frac{10092,6}{1,867 * 1,425 * 12000} = 0,737 \leq 1$$

Устойчивость полуарки с отрицательным моментом и раскрепленной растянутой кромкой по [2] п.4.18, согласно которому, при наличии в элементе на участке l_0 закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента M кромки коэффициент φ_M следует умножать на коэффициент k_{II} , а коэффициент φ – на коэффициент k_{IN} :

$$l_0 = 0,58S = 0,58 * 1609 = 933,22 \text{ см},$$

где l_0 – расчетная длина в плоскости перпендикулярной плоскости арки ([2] п. 6.25)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{804,5}{0,289 \cdot 20} = 139,187$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{139,2^2} = 0,155$$

$$\varphi_M = \frac{140b^2 \cdot k_\varphi}{l_0 \cdot h} = \frac{140 \cdot 20^2 \cdot 1,13}{804,5 \cdot 60} = 1,311$$

$$k_{\text{ПН}} = 1 + (0,75 + 0,06 \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 + 0,6\alpha_p \cdot \frac{l_0}{h} - 1) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \quad ([2] \text{ п.4.18})$$

$$= 1 + (0,75 + 0,06 \cdot \left(\frac{804,5}{60}\right)^2 + 0,6 \cdot 0,64 \cdot \frac{804,5}{60} - 1) \cdot 1 = 16,686$$

$$k_{\text{ПМ}} = 1 + (0,142 \frac{l_0}{h} + 1,76 \frac{h}{l_0} + 1,4\alpha_p - 1) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \quad ([2] \text{ п.4.14})$$

$$= 1 + (0,142 \cdot \frac{804,5}{60} + 1,76 \cdot \frac{60}{804,5} + 1,4 \cdot 0,64 - 1) \cdot 1 = 2,931$$

$$\sigma = \frac{269,579}{16,686 \cdot 0,155 \cdot 1,425 \cdot 1200} + \frac{3840,82}{1,311 \cdot 2,931 \cdot 1,425 \cdot 12000} =$$

$$= 0,119 \leq 1$$

Прочность поперечного сечения арки по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{A} = \frac{3}{2} \cdot \frac{79,004}{1200} = 0,0988 \text{ кН / см}^2 = 0,988 \text{ МПа} < R_{\text{ск}} = 1,425 \text{ МПа}$$

где $Q_0 = 79,004 \text{ кН}$ – максимальная поперечная сила (см. прил.1 стр.40).

$$R_{\text{ск}} = R_{\text{ск}} m_B m_{\text{сл}} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1,425 \text{ МПа}$$

$m_B = 1$ – коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции ([2] п.3.2, табл.5),

$m_{\text{сл}} = 0,95$ – коэффициент, учитывающий толщину слоев сжатия ([2] п.3.2, табл.8),

Принимаем клееный пакет из 10 досок ($6 \cdot 10 = 60 \text{ см}$) ели 2-го сорта.

3. Конструирование и расчет узлов арки

Опорный узел

Расчетные усилия в опорном узле: нормальная сила $N_1 = 46356,3 \text{ кгс} = 463,563 \text{ кН}$; горизонтальная сила в затяжке $H_1 = 38894,8 \text{ кгс} = 388,948 \text{ кН}$ (прил.1).

Выполняем проверку обвязочного бруса на смятие:

$$A_{\text{см}}^{\text{тп}} \geq \frac{A_{\text{п}} + A_{\text{сн}}}{R_{\text{см}}^{90}},$$

где $A_{\text{см}}^{\text{тп}}$ – требуемая площадь смятия

$A_{\text{п}}$ – постоянная нагрузка, передающаяся на стойку в виде

сосредоточенной силы.

A_{cm} – снеговая нагрузка, передающаяся на стойку в виде сосредоточенной силы.

R_{cm}^{90} – расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон на части длины ([2] п. 3.1)

$$\begin{aligned} R_{cm}^{90} &= R_c^{90} \cdot \left(1 + \frac{8}{l_{cm} + 1,2}\right) = 0,18 \cdot \left(1 + \frac{8}{39,2 + 1,2}\right) = \\ &= 0,216 \text{ кН} / \text{см}^2; \\ R_c^{90} &= 1,8 \text{ МПа} = 0,18 \text{ кН} / \text{см}^2; \\ l_{cm} &= 39,2 \text{ см}; \\ A_{cm}^{mp} &\geq \frac{255,6875}{0,216} = 1185,695 \text{ см}^2; \end{aligned}$$

$b \geq \frac{A_{cm}^{tp}}{h}$, где h – высота опорного бруса

b – ширина опорного бруса.

$$b \geq \frac{1185,695}{30} = 39,5 \text{ см},$$

принимаем $b = 40 \text{ см}$,

Затяжку арки конструируем из двух равнополочных уголков, сталь марки С235,

$$A^{tp} = \frac{2 * H}{R_y * \gamma_c} = \frac{2 * 388,948}{24 * 0,95} = 34,12 \text{ см}^2$$

Принимаем два уголка L 90x10 $A_{\phi} = 34,34 \text{ см}^2$

В месте присоединения тяжей, парные уголки скрепляются стальными накладками, размером 440x70x10. Рассчитаем длину сварного шва по перу и обушку в месте крепления уголков к башмакам ([3] п. 11,2*):

По обушку

$$l_{uu}^{ob} = \frac{0,7 * H}{k_f * \beta_f * R_{wf} * y_{wf} * y_c} = \frac{0,7 * 388,948}{1 * 0,7 * 15,84 * 1 * 0,95} = 25,85 \text{ см}$$

$l_{uu}^{ob} = 25,85 \text{ см} \leq 0,85 * k_f * \beta_f = 59,5 \text{ см}$ принимаем $l_{uu}^{ob} = 26 \text{ см}$

По перу

$$l_{uu}^n = \frac{0,3H}{k_f * \beta_f * R_{wf} * y_{wf} * y_c} = \frac{0,3 * 388,948}{1 * 0,7 * 15,84 * 1 * 0,95} = 11,08 \text{ см}$$

$l_{uu}^n = 11,08 \text{ см} \leq 0,85 * k_f * \beta_f = 59,5 \text{ см}$ принимаем $l_{uu}^n = 12 \text{ см}$

Рассчитаем шаг тяжей исходя из гибкости: $\lambda_{x,y} = \frac{l_p}{i_{x,y}} \leq 400$ радиус

инерции:

$$I_x = 257,2 \text{ см}^4$$

$$I_y = 585,08 \text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{585,08}{34,34}} = 4,13 \text{ см}$$

$l_p \leq 400 * 4,13 = 1652 \text{ см} = 16,52 \text{ м}$, т.к пролет арки 15м распирать затяжку не требуется.

$$i_x = \sqrt{\frac{257,2}{34,34}} = 2,74 \text{ см}$$

$l_p \leq 400 * 2,74 = 1095 \text{ см} = 10,95 \text{ м}$, т.к. пролет арки 15м, то по расчету требуется установить один вертикальный тяж по середине пролета, но для удобства проектирования конькового узла устанавливаем 2 тяжа, которые делят затяжку на три равные части.

Упор башмака рассчитываем как двухпролетную неразрезную балку, защемленную по концам (Рис.3).

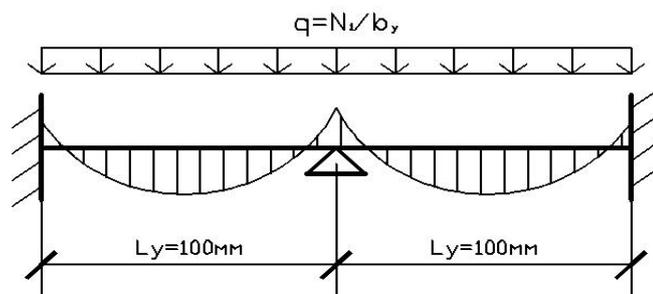


Рисунок 52. Схема работы башмака

Требуемая толщина пластины упора:

$$\delta_{mp} = \sqrt{\frac{6 * N_1 * l_y^2}{12 * b_y^2 * R}} = \sqrt{\frac{6 * 46356,3 * 10^2}{12 * 30^2 * 2350}} = 1,095 \text{ см},$$

где b_y – ширина упора башмака

l_y – длина пролета упора башмака (Рис. 64)

Принимаем толщину пластины упора 12 мм, согласно сортамента листовой стали.

Толщину листа, распределяющего опорное давление арки на большую площадь торца деревянной колонны, также находим как для многопролетной балки с консолями с учетом пластического выравнивания опорного и пролетного изгибающего моментов (Рис.15).

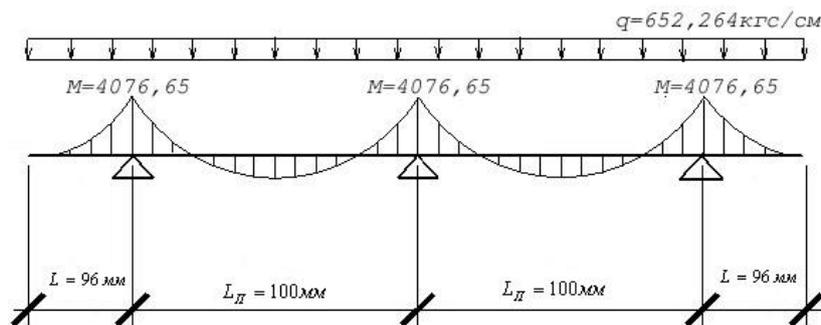


Рисунок 53. Схема работы опорного листа

$q_{под} = \frac{R_{max}}{L_{пл}} = \frac{25568,75}{39,2} = 652,264 \text{ кгс/см}$, где R_{max} — максимальная опорная реакция арки:

$$1. \quad R_{A,B} = (q + q_{c.в.}) \frac{l^2}{2l} + P_1 \frac{l^2}{2l} =$$

$$= 0,7 \cdot \frac{15}{2} + 2,5115 \cdot \frac{15}{2} = 24,09 \text{ м}$$

$$2. \quad R_A = (q + q_{c.в.}) \frac{l^2}{2 * l} + \frac{1}{2} P_2 \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{(l - 2,5)}{l} +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \frac{P_2}{2} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{2,5}{l} = 0,7 \cdot \frac{15}{2} + \frac{1}{2} \cdot 5,91 \cdot \frac{15}{2} \cdot \frac{(15 - 2,5)}{15} +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \frac{5,91}{2} \cdot \frac{15}{2} \cdot \frac{2,5}{15} = 25,56875 \text{ м}$$

$$R_B = (q + q_{c.в.}) \frac{l^2}{2 * l} + \frac{1}{2} P_2 \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{2,5}{l} +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \frac{P_2}{2} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{(l - 2,5)}{l} = 0,7 \cdot \frac{15}{2} + \frac{1}{2} \cdot 5,91 \cdot \frac{15}{2} \cdot \frac{2,5}{15} +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot \frac{5,91}{2} \cdot \frac{15}{2} \cdot \frac{(15 - 2,5)}{15} = 18,19375 \text{ м}$$

Принимаем $R_{max} = 25,56875 \text{ м} = 25568,75 \text{ кгс}$

$$L = \frac{L_{II}}{\sqrt{8}} = 3,536 \text{ см} \quad ([5] \text{ стр. } 80)$$

Из условия размещения болта диаметром 16 мм ([2] п. 5.18)
 $L = 2 * 3 * d = 2 * 3 * 1,6 = 9,6 \text{ см}$ принимаем $L = 9,6 \text{ см}$, тогда

$$L_{пл} = 2L_{II} + 2L = 2 \cdot 10 + 2 \cdot 9,6 = 39,2 \text{ см}$$

$$M = \frac{q_{под} \cdot L_{II}^2}{16} = \frac{652,264 \cdot 10^2}{16} = 4076,65 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

$$\delta_{mp} = \sqrt{\frac{6M}{bR}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4076,65}{40 \cdot 2350}} = 0,51 \text{ см}$$

принимаем $\delta = 6 \text{ мм}$, согласно сортамента листовой стали.

Проверяем торец на смятие ([2] п. 5.2):

$$F_{cm} = 30 \cdot 20 = 600 \text{ см}^2$$

$$R_{cm} = Rm_B \cdot m_{\sigma} \cdot m_{cl} \cdot m_{ch} = 15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 1 = 14,25 \text{ МПа}$$

$m_B = 1$ - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции ([2] п.3.2, табл.5),

$m_{\sigma} = 1$ - коэффициент для сжато-изогнутых элементов ([2] п.3.2, табл.7),

$m_{cl} = 0,95$ - коэффициент, учитывающий толщину слоев сжатия ([2] п.3.2, табл.8),

$m_{ch} = 1$ - коэффициент для гнутых элементов ([2] п.3.2, табл.9).

$$\sigma = \frac{N}{F_{cm}} = \frac{463,563}{600} = 0,8 \text{ кН / см}^2 \leq R_{cm} = 1,425 \text{ кН / см}^2$$

Рассчитаем болт крепления арки и башмака ([2] п. 5.13, таб. 17):

Задаемся диаметром болта $d = 36 \text{ мм}$

1. изгиб

$$\begin{aligned} T &= (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_{\alpha}} = (1,8 \cdot 3,6^2 + 0,02 \cdot 1^2) \cdot \sqrt{0,5} = \\ &= 16,51 \text{ кН} \leq 2,5 \cdot d^2 \sqrt{k_{\alpha}} = 2,5 \cdot 3,6^2 \cdot \sqrt{0,5} = 22,91 \text{ кН} \end{aligned}$$

Принимаем $T = 22,91 \text{ кН}$ ([2] п. 5.16).

2. смятие среднего элемента

$$T = 0,5c \cdot d \cdot k_{\alpha} = 0,5 \cdot 20 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 18 \text{ кН} ,$$

где d – диаметр болта, c – ширина среднего элемента, a – ширина крайнего элемента, k_{α} – коэффициент для элементов работающих на смятие под углом.

$k_{\alpha} = 0,5$, т.к. $\alpha = 90^{\circ}$ ([2] п. 5.14, таб. 19).

Принимаем $T_{\min} = 18 \text{ кН}$, тогда

$$n_{\sigma} = \frac{Q}{T_{\min} \cdot n_c} = \frac{79,004}{18 \cdot 2} = 2,2 ,$$

где Q – поперечная сила в первом сечении первого элемента (прил. 1, стр. 36).

Принимаем 3 болта диаметром 36 мм.

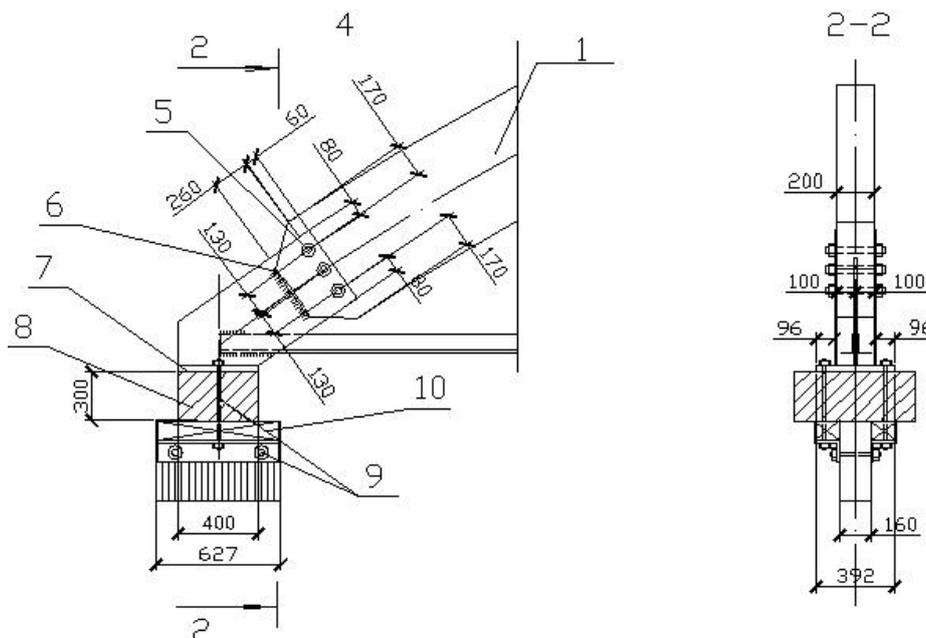


Рисунок 54. Опорный узел

1 – клееный пакет 200х600мм, 5 – болт $d=36$ мм, 6 – упор башмака 300х200х12мм, 7 – опорный лист 400х392х6мм, 8 – опорный брус 400х300мм, 9 – болт $d=16$ мм, 10 – прокладка 100х100мм.

Коньковый узел

Крепление полуарок принимаем при помощи деревянных накладок болтами диаметром 24 мм (Рис. 67). Расчет ведем на максимальную поперечную силу в третьем сечении десятого элемента $Q = 2654,7$ кгс = 26,547 кН (прил.1, стр.).

1. изгиб

$$T = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_\alpha} = (1,8 \cdot 2,4^2 + 0,02 \cdot 10^2) \cdot \sqrt{0,5} \\ = 8,75 \text{ кН} \leq 2,5d^2 \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 2,4^2 \cdot \sqrt{0,5} = 10,2 \text{ кН}$$

Принимаем $T = 8,75 \text{ кН}$

2. смятие крайнего элемента

$$T = 0,8ad \cdot k_\alpha = 0,8 \cdot 10 \cdot 2,4 \cdot 0,5 = 9,6 \text{ кН}$$

3. смятие среднего элемента

$$T = 0,5cd \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 20 \cdot 2,4 \cdot 0,5 = 12 \text{ кН}$$

где d – диаметр болта, c – ширина среднего элемента, a – ширина крайнего элемента, k_α – коэффициент для элементов работающих на смятие под углом.

$$k_\alpha = 0,5, \text{ т.к. } \alpha = 90^\circ \text{ ([2] п. 5.14, таб. 19).}$$

Принимаем $T_{\min} = 8,75 \text{ кН}$, тогда из условия расстановки 4-х болтов по длине накладки ([2] п. 5.18) принимаем следующие размеры:

$l_n \leq 2,5h = 2,5 \cdot 765 = 1912,5 \text{ мм}$ принимаем $l_n = 1200 \text{ мм}$,

$t_n \leq \frac{b}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ мм}$ принимаем $t_n = 100 \text{ мм}$.

Усилия действующие на болты:

$$N_1 = \frac{Q}{1 - \frac{e_1}{e_2}} = \frac{2654,7}{1 - \frac{34}{86}} = 4390,5 \text{ кгс}$$

$$N_2 = \frac{Q}{\frac{e_2}{e_1} - 1} = \frac{2654,7}{\frac{86}{34} - 1} = 1735,8 \text{ кгс}$$

Расчетная несущая способность одного 2-х срезного болта при толщине накладки 10см:

$$T_H = n_{cp} \cdot T_{\min} = 2 \cdot 875 = 1750 \text{ кгс}$$

$N = 3 \cdot T_H = 3 \cdot 1750 = 5250 \text{ кгс} > 4390,5 \text{ кгс}$ — несущая способность болтов обеспечена.

Изгибающий момент в накладках равен:

$$M = Q \cdot \frac{e_1}{2} = \frac{2654,7 \cdot 34}{2} = 45129,9 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

Напряжение в накладке:

$$\sigma = \frac{M_n}{2W_n} = \frac{45129,9}{2 \cdot 1707} = 13,22 \text{ кгс} / \text{см}^2 < 130 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

$$W_n = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 32^2}{6} = 1707 \text{ см}^3$$

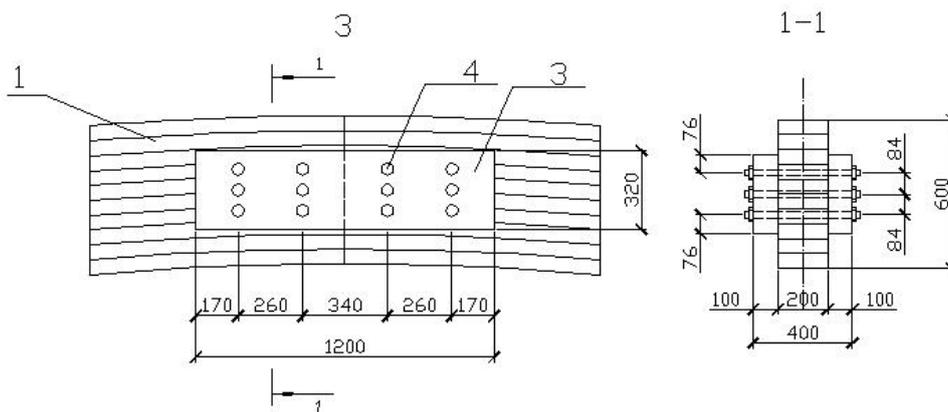


Рисунок 55. Коньковый узел

1 – клееный пакет 200х600мм, 3 – накладка 1200х320х100мм, 3 – болт d=24мм

12. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РАМЫ ИЗ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Требуется запроектировать раму.

Пролетом $L=15$ м. Шаг рам 5.4м Ветровой район IV. Снеговой район VI. Температурно-влажностные условия А2. Материал конструкций – ель второго сорта.

1. Статический расчет

Высота сечения в карнизном узле принимается $h = (1/12 - 1/30) L = 1250-500$ мм. После предварительных прикидок принимаем высоту исходя из толщины доски 45 мм; $h = 45 \cdot 24 = 1080$ мм (1/16.7)L. Высоту в пяте стойки назначаем $h_n = 650$ мм. (что больше $0,4h = 43$ см); высоту в коньке принимаем $h_k = 35$ см (что больше $0.3h = 32$ см).

Элементы полурамы склеиваем из досок сечением 215·45 мм, получаемых острожкой с четырех сторон досок сечением 220х50 мм. Поперечное сечение полурамы в месте максимального момента принято из 24 досок $h_p = h_{cm} = 4.5 \cdot 24 = 108$ см.

Для расчета рамы в программе SCAD Office разбиваем стойку и ригель рамы на 9 и 11 участков соответственно, каждый с разными жесткостными характеристиками.

Для удобства построения поперечного сечения рамы в программе AUTOCAD2004 вычерчиваем в масштабе (1:100) схему рамы делим стойку и ригель рамы на участки и находим координаты их центра тяжести.

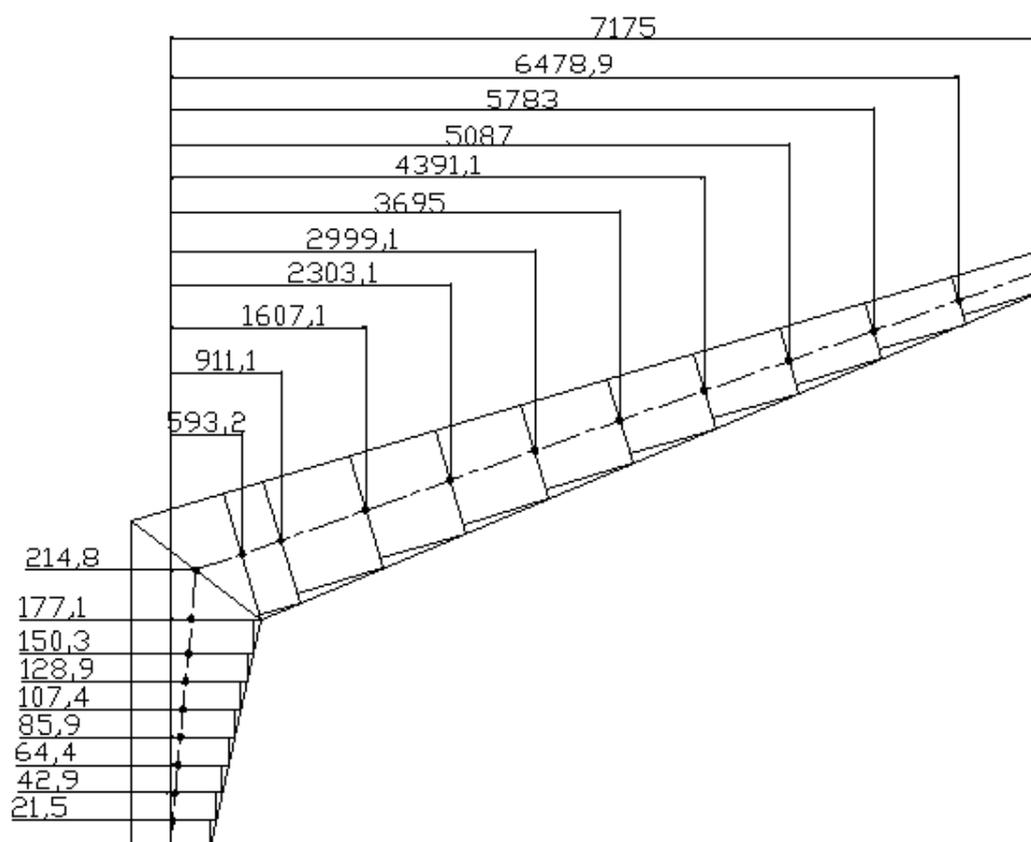


Рисунок 56. Схема определения координаты x сечения

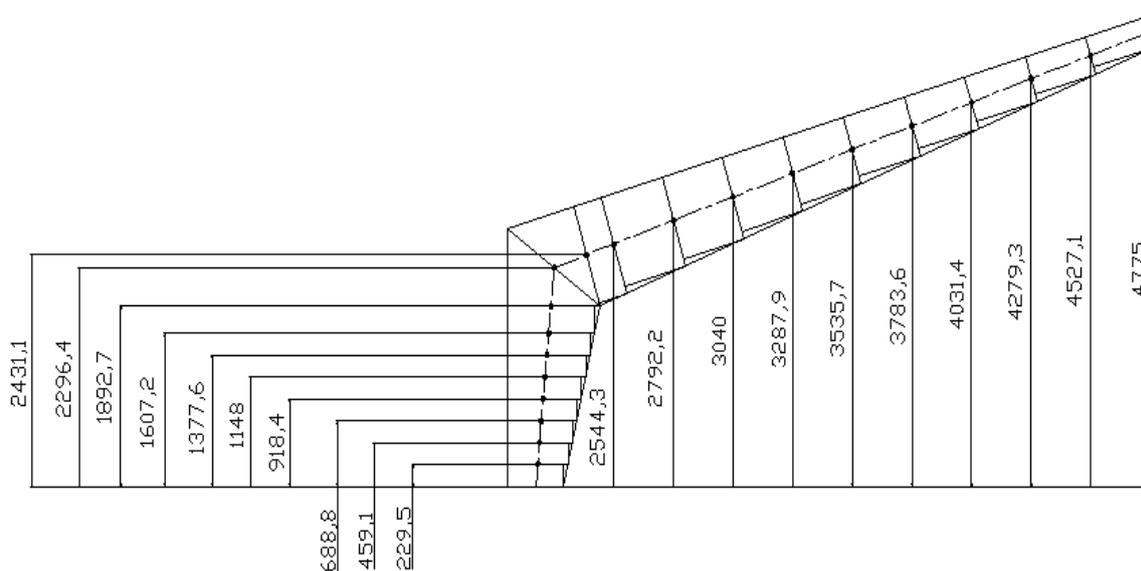


Рисунок 57. Схема определения координаты z сечения

Так же для определения высот сечения элементов используем AUTOCAD2004.

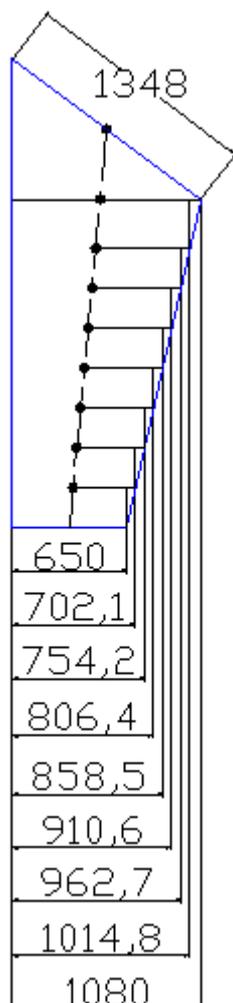


Рисунок 58. Схема определения высоты сечения стойки

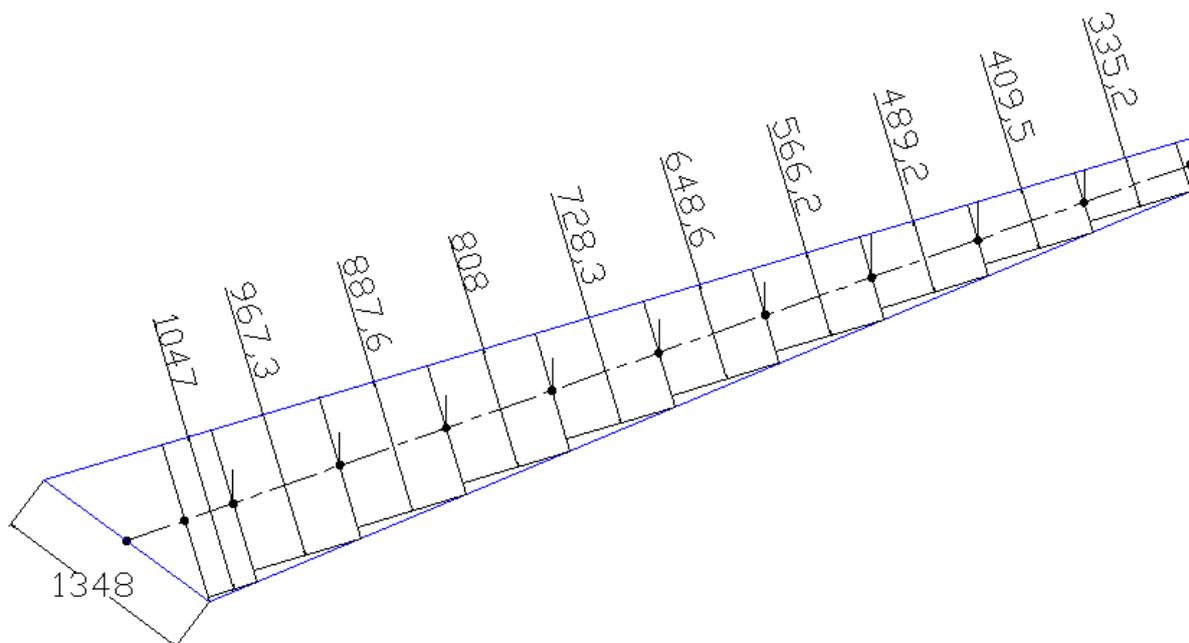


Рисунок 59. Схема определения высоты сечения ригеля

Таблица 14 - Характеристики сечений левой полурамы

Элемент	узлы	Координаты, м		Размеры сечения, см.		$I_x \text{ см}^4$	$W_x \text{ см}^2$
		X	Z	b	h		
1	1	0	0	21.5	65	492036.458	15139.58
	2	0.0215	0.2295				
2	2				70.21	620089.151	17663.84
	3						
3	3	0.0429	0.4591		75.42	768629.056	20382.63
	4						
4	4	0.0644	0.6888		80.64	939525.931	23301.73
	5						
5	5	0.0859	0.9184		85.85	1133647.7	26409.96
	6						
6	6	0.1074	1.148		91.06	1352820.43	29712.73
	7						
7	7	0.1289	1.3776		96.27	1598564.37	33210.02
	8						
8	8	0.1503	1.6072		101.48	1872399.81	36901.85
	9						
9	9	0.1771	1.8927		108	2256984	41796
	10						
10	10	0.2148	2.2964	134.8	4388609.01	65112.89	
	11						
11	11	0.5932	2.4311	104.7	2056351.06	39280.82	
	12						
12	12	0.91111	2.5443	96.73	1621588.95	33528.15	
	13						
13	13	1.6071	2.7922	88.76	1252878.9	28230.71	
	14						
14	14	2.3031	3.04	80.8	945129.451	23394.29	
	15						
15	15	2.9991	3.2879	72.83	692130.749	19006.75	
	16						
16	16	3.695	3.5357	64.86	488863.989	15074.44	
	17						
17	17	4.3911	3.7836	56.62	325212.185	11487.54	
	18						
		5.087	4.0314				

Продолжение таблицы 14 - Характеристики сечений правой полурамы

Элемент	узлы	Координаты, м		Размеры сечения, см.		$I_x \text{ см}^4$	$W_x \text{ см}^2$
		X	Z	b	h		
18	18			21.5	48.92	209757.046	8575.513
	19	5.783	4.2793				
19	19			21.5	40.95	123032.24	6008.901
	20	6.4789	4.5271				
20	20			21.5	33.52	67479.0941	4026.199
	21	7.175	4.775				
21	22	14.35	0	21.5	65	492036.458	15139.58
	23	14.3285	0.2295				
22	23			21.5	70.21	620089.151	17663.84
	24	14.3071	0.4591				
23	24			21.5	75.42	768629.056	20382.63
	25	14.2856	0.6888				
24	25			21.5	80.64	939525.931	23301.73
	26	14.2641	0.9184				
25	26			21.5	85.85	1133647.7	26409.96
	27	14.2429	1.148				
26	27			21.5	91.06	1352820.43	29712.73
	28	14.2211	1.3776				
27	28			21.5	96.27	1598564.37	33210.02
	29	14.1997	1.6072				
28	29			21.5	101.48	1872399.81	36901.85
	30	14.1729	1.8927				
29	30			21.5	108	2256984	41796
	31	14.1352	2.2964				
30	31			21.5	134.8	4388609.01	65112.89
	32	13.7568	2.4311				
31	32			21.5	104.7	2056351.06	39280.82
	33	13.4389	2.5443				
32	33			21.5	96.73	1621588.95	33528.15
	34	12.7429	2.7922				
33	34			21.5	88.76	1252878.9	28230.71
	35	12.0469	3.04				
34	35			21.5	80.8	945129.451	23394.29
	36	11.351	3.2879				

Окончание таблицы 14 - Характеристики сечений правой полурамы

Элемент	узлы	Координаты, м		Размеры сечения, см.		$I_x \text{ см}^4$	$W_x \text{ см}^2$
		X	Z	b	h		
35	36	10.6551	3.5357	21.5	72.83	692130.749	19006.75
	37				64.86	488863.989	15074.44
36	37	9.959	3.7836		56.62	325212.185	11487.54
	38				48.92	209757.046	8575.513
37	38	9.263	4.0314		40.95	123032.24	6008.901
	39				33.52	67479.0941	4026.199
38	39	8.567	4.2793				
	40						
39	40	7.871	4.5271				
	41						
40	41	7.175	4.775				
	21						

У элементов 21-40 переворачиваем местную ось $X1$ стержня для корректного расчета.

2. Сбор нагрузок

Определение нагрузок на рамный поперечник.

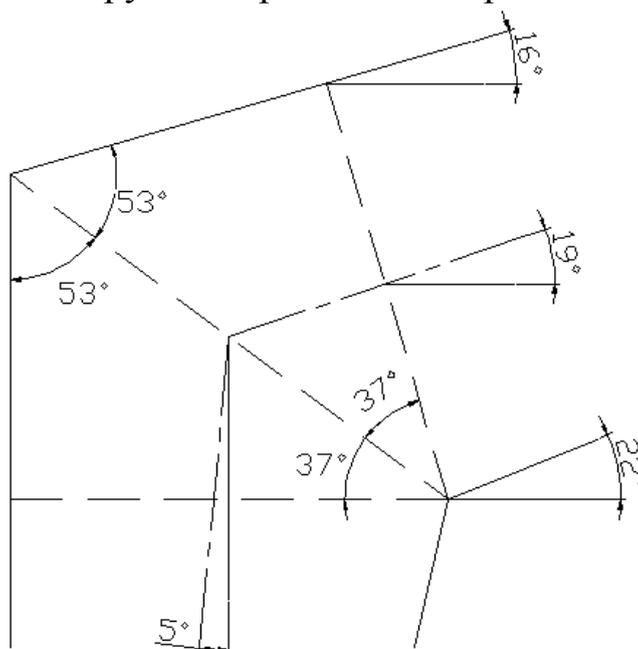


Рисунок 60. Схема карнизного узла

Здесь $\alpha = 16^\circ$ $\alpha_1 = 19^\circ$ $\alpha_2 = 22^\circ$ $\alpha_3 = 5^\circ$ $\alpha_4 = 37^\circ$

Нагрузка на 1 м² поверхности крыши приведена в таблице 15. Собственный вес рамы задаем в пограмме SCAD Office.

Таблица 15 - Нагрузки на поверхность крыши, кгс/м²

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кгс/м ²
Кровля рубероидная 3-х слойная	9,00	1,3	11,70
Панель покрытия	67,86	1,1	75,4
Итого:	$g_{кр}^H = 76.86$		$g_{кр} = 87,1$
Снеговая нагрузка	280	1/0.7	400
Ветровая нагрузка	48	1.4	67.2

Определяем расчетную нагрузку на 1 м ригеля рамы

Снеговая нагрузка.

Расчет снеговой нагрузки выполняем в соответствии со СНиП 2.01.07-85[3]

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия s следует определять по формуле (5,[3])

$$s = s_0 \mu,$$

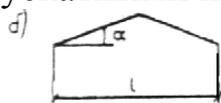
где s_0 — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 5.2 [3];

для снегового района VI. $s_0 = 400 \text{ кгс} / \text{м}^2$

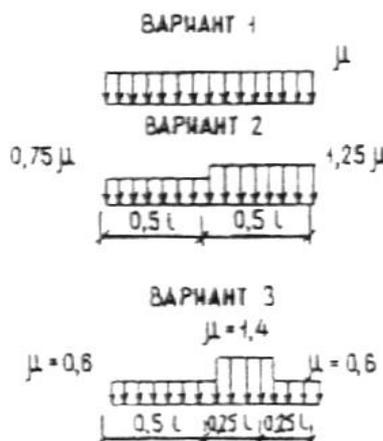
μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с пп. 5.3 — 5.6.[3]

Из приложения №3[3]

Здания с односкатными и двускатными покрытиями профиль б.



$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$;



Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль б), при этом вариант 2 — при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; вариант 3 — при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия.

Т.к. $\alpha=16^\circ$ и по коньку покрытия нет ходовых мостиков или аэрационных устройств, следовательно варианты 2 и 3 учитывать не следует.

Нормативная снеговая нагрузка: $s = 400 \cdot 1 = 400 \text{ кгс} / \text{м}^2$,

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м ригеля рамы:

$$p_{сн} = s \cdot b = 400 \cdot 4 = 2160 \text{ кгс} / \text{м}$$

где $b = 5,4 \text{ м}$ — шаг рам (из задания).

Ветровая нагрузка.

Расчет ветровой нагрузки выполняем в соответствии со СНиП 2.01.07-85[3]

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли следует определять по формуле(6,[3])

$$w_m = w_0 k_c,$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления (см. п. 6.4[3]); для ветрового района IV $w_0 = 48 \text{ кгс} / \text{м}^2$

k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (см. п. 6.5[3]);

Коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте z , определяется по табл. 6[3] в зависимости от типа местности. Принимаются следующие типы местности: А — открытые побережья морей, озер и водохранилищ пустыни, степи, лесостепи, тундра;

Т.к. высота здания $H=5,25 \text{ м}$. превышение ее за отметку 5м. не учитываем.

При этих условиях $k=0.75$

c — аэродинамический коэффициент (см. п. 6.6[3]).

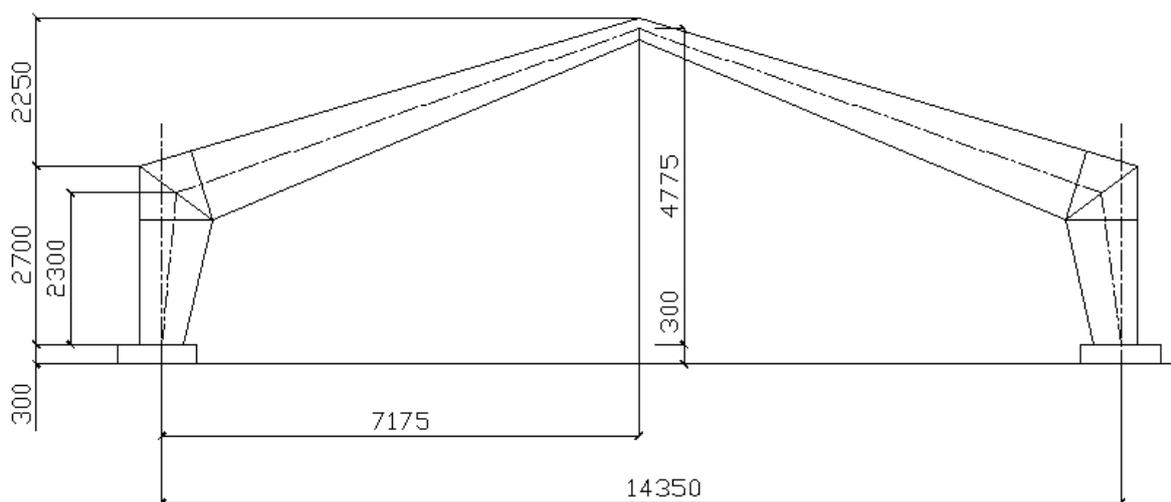
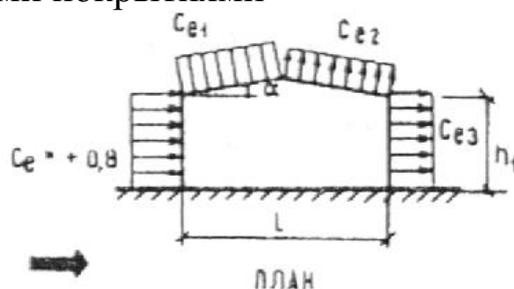


Рисунок 61. Схема к определению ветровой нагрузки

При определении компонентов ветровой нагрузки w_e , следует использовать соответствующие значения аэродинамических коэффициентов: внешнего давления c_e принимаемых по обязательному приложению 4[3], где стрелками показано направление ветра. Знак «плюс» у коэффициентов c_e соответствует направлению давления ветра на соответствующую поверхность, знак «минус» — от поверхности. Промежуточные значения нагрузок следует определять линейной интерполяцией.

Из приложения 4 [3].

Здания с двускатными покрытиями



c_{e1} находим при $\alpha = 16^\circ$ и отношении $\frac{h_1}{l} = \frac{2700}{15000} = 0.18$

при $\frac{h_1}{l} = 0$ и $\alpha = 16^\circ$ $c_{e1} = 0.16$; при $\frac{h_1}{l} = 5$ и $\alpha = 16^\circ$ $c_{e1} = -0.44$;

при $\frac{h_1}{l} = 0.18$ и $\alpha = 16^\circ$ $c_{e1} = -0.04$

c_{e2} находим при $\alpha = 16^\circ$ и отношении $\frac{h_1}{l} = \frac{2700}{15000} = 0.18$

при $\frac{h}{l} = 0.18$ и $\alpha = 16^\circ$ $c_{e2} = -0.4$

c_{e3} находим при $\frac{h}{l} = 0.18$ и отношении $B/l = 43200/15000 = 2.88$

где $B = 43200$ мм. - длина здания.

$c_{e3} = -0.5$

Нормативная ветровая нагрузка:

левая полурама:

на ригеле - $p_{в.р}^n = 67,2 * -0,04 * 0,75 = -2,016 \text{ кгс} / \text{м}^2$,

на стойке - $p_{в.ст}^n = 67,2 \cdot 0,8 \cdot 0,75 = 40,32 \text{ кгс} / \text{м}^2$;

правая полурама:

на ригеле - $p_{в.р}^n = 67,2 * -0,4 * 0,75 = -20,16 \text{ кгс} / \text{м}^2$;

на стойке - $p_{в.ст}^n = 67,2 \cdot 0,5 \cdot 0,75 = 25,2 \text{ кгс} / \text{м}^2$.

Расчетные нагрузки.

Постоянная нагрузка:

Вес покрытия $g_{кр} = 87,1 \cdot 5,4 = 470,34 \text{ кгс} / \text{м}$

Кратковременная нагрузка:

Снеговая нагрузка $p_{сн} = s \cdot b = 400 \cdot 5,4 = 2160 \text{ кгс} / \text{м}$

Ветровая нагрузка:

левая полурама:

на ригеле - $p_{в.р}^n = -2,016 \cdot 5,4 = -10,88 \text{ кгс} / \text{м}$,

на стойке - $p_{в.ст}^n = 40,32 \cdot 5,4 = 217,73 \text{ кгс} / \text{м}$;

правая полурама:

на ригеле - $p_{в.р}^n = -20,16 \cdot 5,4 = -108,8 \text{ кгс} / \text{м}$;

на стойке - $p_{в.ст}^n = 25,2 \cdot 5,4 = 136,08 \text{ кгс} / \text{м}$.

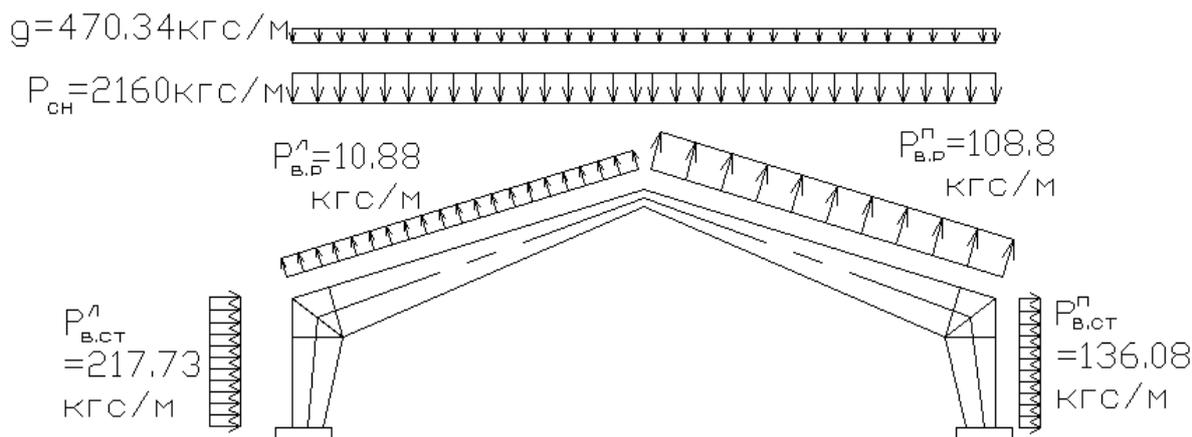


Рисунок 62. Расчетная схема

Статический расчет выполняем в программе Structure CAD. Для статического расчета учитываем модуль упругости $E = 1 \cdot 10^6$ т/м², коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$. Заделку опор принимаем: в правой и левой опорах – шарнирно-неподвижную. В коньковом узле вводим шарнир на одном из примыкающих к нему элементе. Постоянную и снеговую нагрузку на стержни задаем равномерно распределенной относительно общей системы координат, а ветровую относительно местной. Для выбора расчетных сочетаний усилий задаем специальные исходные данные: для собственного веса конструкций принимаем тип нагрузки – постоянная, для снеговой и ветровой – кратковременную.

3. Подбор и проверка сечений элементов рамы

Проверку сечений полурамы производим в карнизном узле, в центре которого действует максимальный изгибающий момент (элемент 30 сечение 3)

$M_{30} = -31,0255$ кгс·м и продольная сила $N_{30} = -21,2056$ кгс.

Проверяем биссектрисное сечение а-в.

Находим коэффициенты жесткости согласно приложению 19 по формуле схемы 6 для стойки, и по формуле схемы 7 для ригеля ([4]стр382).

$$k_{ж.ст} = 0.2 + 0.8 \frac{h_n}{h_{ст}} = 0.2 + 0.8 \cdot \frac{65}{108} = 0.68$$

$$k_{ж.р} = 0.35 + 0.65 \frac{h_k}{h_p} = 0.35 + 0.65 \cdot \frac{35}{108} = 0.56$$

Приведенные высоты:

для стойки $h_{np.cm} = h_{cm} \sqrt[3]{k_{ж.см}} = 108 \cdot \sqrt[3]{0.68} = 95 \text{ см.}$

для ригеля $h_{np.p} = h_p \sqrt[3]{k_{ж.p}} = 108 \cdot \sqrt[3]{0.56} = 89 \text{ см.}$

Приведенная высота сечения полурамы

$$h = \frac{h_{np.cm} \cdot s_{cm} + h_{np.p} \cdot s_p}{l_0} = \frac{95 \cdot 2.3 + 89 \cdot 7.39}{9.69} = 90.5 \text{ см}$$

здесь длина полурамы $l_0 = s_{cm} + s_p = 2.3 + 7.175 = 9.69 \text{ м;}$

где s_{cm} и s_p — длины стойки и ригеля полурамы.

Гибкость $\lambda = \frac{l_0}{0.289 h_{np}} = \frac{969}{0.289 \cdot 90.5} = 37.05$

Напряжения сжатия в биссектрисном сечении (узел 10) определяем по формуле:

Расчет на прочность внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов следует производить по формуле (28), п. 4.17, [1]

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_{см} \quad \text{где}$$

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

ξ — коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле ф.(30) п. 4.17 [1]

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

φ — коэффициент, определяемый по формуле (8) п. 4.3 [1]. при гибкости элемента $\lambda \leq 70$ $\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$; коэффициент $a = 0,8$ для древесины.

$$\varphi = 1 - 0.8 \cdot \left(\frac{37.05}{100} \right)^2 = 0.895$$

$$\text{Коэффициент } \xi = 1 - \frac{N_{30}}{F_{бр} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot m_g} = 1 - \frac{21205,6}{1945,75 \cdot 0,895 \cdot 150 \cdot 0,875} = 0,9$$

где $R_c = 150 \text{ кгс / см}^2$ ([1] п 3.1, табл.3)

$F_{бр} = h_{np} * b = 90.5 * 21.5 = 1945.75 \text{ см}^2$; $m_g = 0.875$ согласно([1], п. 3.2 табл.7) для $h = 90.5 \text{ см}$

$$\sigma_{30} = \frac{N_{30}}{F_{расч}} + \frac{M_{30}}{\xi \cdot W_{расч}} = \frac{21205,6}{2467,13} + \frac{3102550}{0,9 \cdot 52245} = 74,6 \text{ кгс/см}^2$$

$$\leq m_6 \cdot R_{см\alpha=37^0} = 0,875 \cdot 132,7 \text{ кгс/м}^2 = 116,11 \text{ кгс/м}^2$$

где угол смятия $\alpha = \alpha_4 = 37^0$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{150}{1 + \left(\frac{150}{30} - 1 \right) \sin^3 37^0} = 132,7 \text{ кгс/см}^2 \quad ([1])$$

п.3.1 форм.1)

где $F_{расч}$ - расчетная площадь;

$$F_{расч} = 0,85 h_{\sigma} \cdot b = 0,85 \cdot 135 \cdot 21,5 = 2467,13 \text{ см}^2;$$

$$h_{\sigma} = \frac{h_{см.р}}{\cos 37^0} = 108 / 0,799 = 135 \text{ см};$$

расчетный момент сопротивления

$$W_{расч} = \frac{h_{\sigma}^2 \cdot b}{6} \cdot m_6 = \frac{135^2 \cdot 21,5}{6} \cdot 0,81 = 52245 \text{ см}^3 \quad m_6 = 0,81 \text{ — коэффициент,}$$

определяемый согласно [1], п. 3.2, табл. 7, для высоты расчетного сечения $h_{расч} = 0,85 \cdot 135 = 115 \text{ см}$.

Проверяем напряжения в сечении (элемент 31 сечение 3)

$$\sigma_{31} = \frac{N_{31}}{F_{расч}} + \frac{M_{31}}{\xi \cdot W_{расч}} = \frac{20548,2}{2322} + \frac{2602660}{0,95 \cdot 34690,7} = 87,8 \text{ кгс/см}^2 \leq$$

$$\leq m_6 \cdot R_{см\alpha} = 0,9 \cdot 150 = 135 \text{ кгс/м}^2$$

здесь, ввиду малости угла для сечения 11 ($\alpha_3 = 5^0$).

Расчетное сопротивление древесины принимаем $R_c = 150 \text{ кгс/см}^2$;
 $F_{расч} = 108 \cdot 21,5 = 2322 \text{ см}^2$;

$$W_{расч} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot m_6 = \frac{21,5 \cdot 108^2}{6} \cdot 0,83 = 34690,7 \text{ см}^3$$

$m_6 = 0,83$ — коэффициент, согласно п. 3.2, табл. 7[1], для высоты расчетного сечения $h_{расч} = 108 \text{ см}$.

Проверяем сечение рамы с учетом устойчивости плоской формы изгиба. При этом учитываем, что по ригелю укладываются панели покрытия шириной 1500 мм, к стойке крепятся стеновые панели шириной 1200 мм. а максимальное расстояние между соединяющими их

$$\text{связями меньше } l_p = \frac{70 * b^2}{h_{np}} = \frac{70 * 21.5^2}{90.5} = 357 \text{ см.}$$

т. е. имеем сплошное раскрепление растянутой кромки.

Заменяем полураму прямолинейным сжато-изогнутым элементом переменного сечения. Длиной от пятового шарнира до точки нулевого момента в ригеле, от равномерно распределенной на всем пролете постоянной и временной нагрузок, сохранив при этом значение расчетного изгибающего момента M_{30} .

Координаты нулевой точки определяем графическим методом, построив эпюру моментов по приложению 1.

(начало координат принято в коньковом шарнире)

Таким образом, условная расчетная длина

$$l_0 = s_{cm} + (s_p - x_1) = 2.3 + (7.39 - 4.09) = 5.6 \text{ м.}$$

Гибкость

$$\lambda_{np} = \frac{l_0}{r_{np}} = 560 / 26 = 21.5, \quad \text{где } r_{np} = 0.289 h = 0.289 * 90.5 \approx 26 \text{ см.}$$

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов следует производить по формуле (33) п. 4.18 [1]

$$\frac{N}{\varphi * R_c * F_{бр}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_m * R_u * W_{расч}} \right)^n \leq 1$$

где $F_{бр}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_p ;

$$F_{бр} = 108 * 21.5 = 2322 \text{ см}^2;$$

$W_{бр}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p .

$$W_{бр} = \frac{b * h^2}{6} * m_{\sigma} = \frac{21.5 * 108^2}{6} * 0.83 = 34690.7 \text{ см}^3$$

$n = 1$ для элементов, имеющих закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования.

φ – коэффициент, определяемый по формуле (8) п. 4.3 [1]. при гибкости элемента $\lambda \leq 70$ $\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$; коэффициент $a = 0,8$ для

древесины.

$$\varphi = 1 - 0.8 * \left(\frac{21.5}{100} \right)^2 = 0.96$$

φ_m – коэффициент, определяемый по формуле (23) п. 4.14 [1].

$$\varphi_m = 140 * \frac{b^2}{l_p * h} * k_\phi$$

l_p – при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба – расстояние между этими точками;

b – ширина поперечного сечения;

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ;

k_ϕ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по табл. 2 прил. 4 [1].

$$\varphi_m = 140 * \frac{21.5^2}{357 * 90.5} * 1.9$$

При наличии в элементе на участке l_p закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента M кромки коэффициент φ_m следует умножать на коэффициент k_{nM} , определяемый по формуле (24), а коэффициент φ – на коэффициент k_{nN} по формуле (34) п.4.18 [1] для k_{nM} , и (24) п. 4.14 [1] для k_{nN} .

$$k_{nM} = 1 + \left[0.75 + 0.06 \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + 0.6 \alpha_p \frac{l_p}{h} - 1 \right] * \frac{m^2}{m^2 + 1},$$

$$k_{nM} = 1 + \left[0.142 \frac{l_p}{h} + 1.76 \frac{h}{l_p} + 1.4 \alpha_p - 1 \right] * \frac{m^2}{m^2 + 1}.$$

где α_p – центральный угол в радианах, определяющий участок l_p элемента кругового очертания (для прямолинейных элементов $\alpha_p = 0$);

m – число подкрепленных (с одинаковым шагом) точек растянутой

кромки на участке l_p (при $m \geq 4$ величину $\frac{m^2}{m^2 + 1}$ следует

принимать равной 1).

$$k_{nM} = 1 + \left[0.75 + 0.06 \left(\frac{375}{90.5} \right)^2 - 1 \right] * 1 = 1.68$$

$$k_{nM} = 1 + \left[0.142 \frac{375}{90.5} + 1.76 \frac{90.5}{375} - 1 \right] * 1 = 1.01$$

$R_{и}$ – расчетное сопротивление изгибу; $R_{и} = 150 \text{ кгс} / \text{см}^2$

$R_{с}$ – расчетное сопротивление сжатию; $R_{с} = 150 \text{ кгс} / \text{см}^2$ [1 табл. 3].

$$M_{Д} = \frac{M}{\xi}$$

ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле ф.(30) п. 4.17 [1]

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi * R_{с} * F_{\bar{b}p}}$$

$$\xi = 1 - * \frac{N_{30}}{F_{\bar{b}p} * \varphi * R_{с} * m_{\bar{e}}} = 1 - \frac{21205,6}{2322 * 0.895 * 150 * 0.875} = 0.96$$

$$\frac{21205.6}{0.96 * 1.68 * 150 * 2322} + \left(\frac{3102550}{1.9 * 150 * 34690.7} \right)^1 = 0.038 + 0.31 \leq 1$$

Устойчивость обеспечивается без постановки в узле дополнительных связей, раскрепляющих сжатую кромку.

4. Конструирование и расчет узлов рамы

Опорный узел

Конструкция узла показана на рис.63.

Все расчетные нагрузки, максимальные моменты, продольные и поперечные силы, берем по приложению 1, в соответствии с сечениями.(элемент 1 сечение1).

Продольная сила $N_0 = -21559,6$ кгс. поперечная сила $Q_0 = 13439,5$ кгс.

Проверяем клеевые швы на скалывание

$$\tau = 1.5 * \frac{Q_0}{b_{расч} * h_n} = 1.5 * \frac{13439.5}{21.5 * 59} = 15,89 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

$$\leq m_{\bar{b}ск} R_{ск} = 0.9 * 21 = 18.9 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

$h_n = 65 - 2 * 3 = 59$ см - ширина пяты за вычетом симметричной срезки по 3 см.

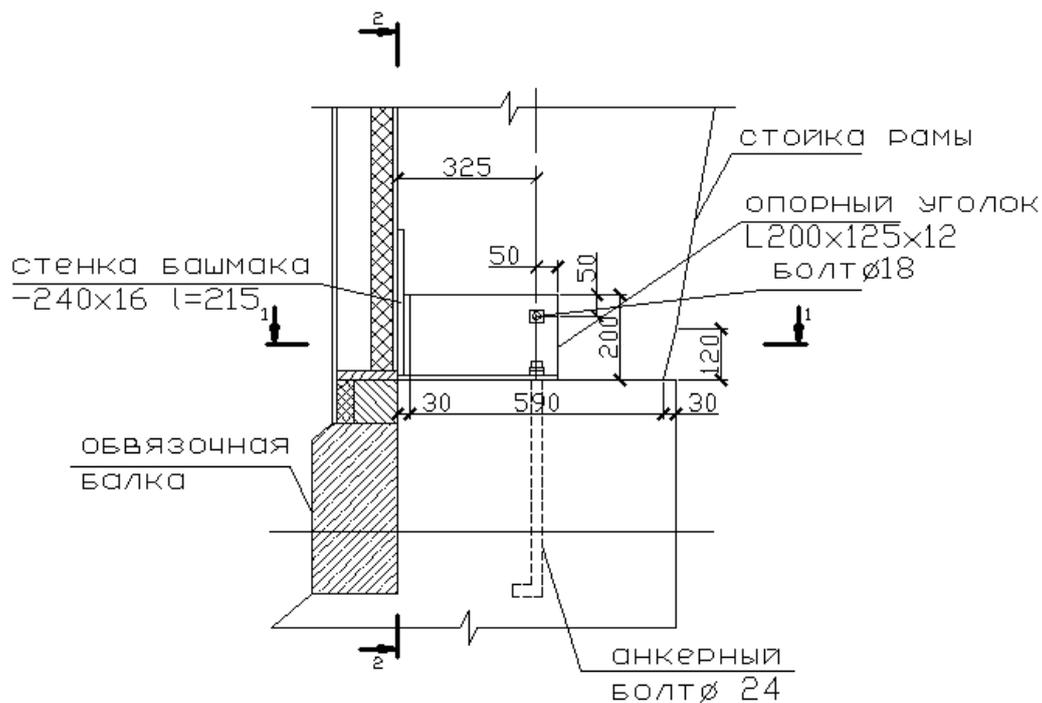


Рисунок 63. Опорный узел

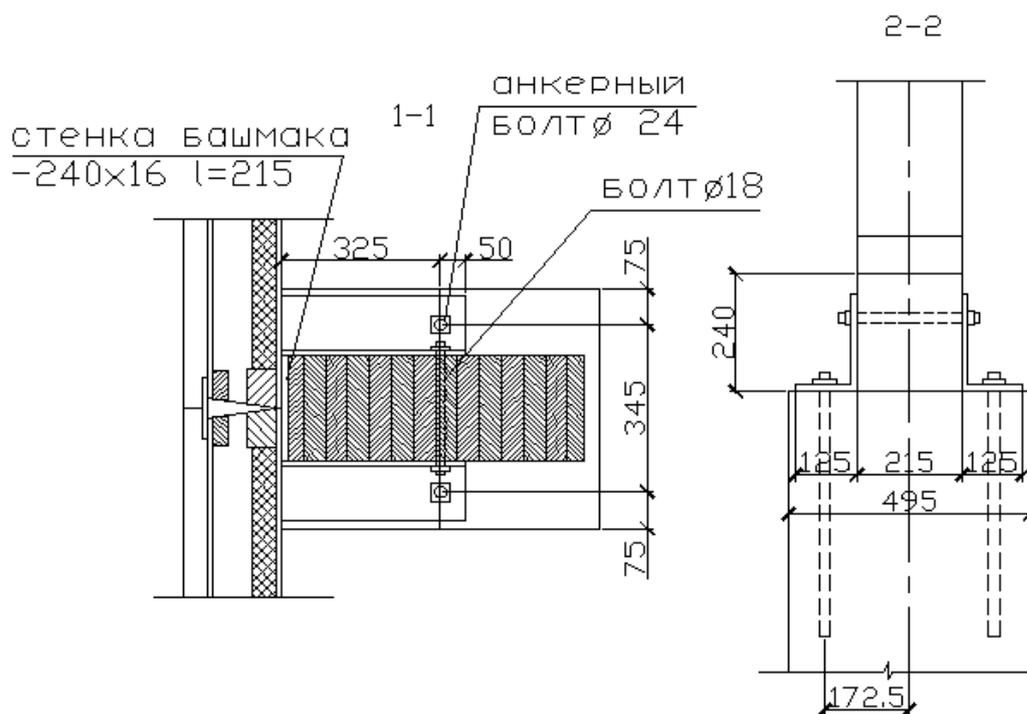


Рисунок 64. Опорный узел(разрезы)

Проверяем древесину на смятие в месте упора стойки рамы на фундамент

$$\sigma_{cm} = \frac{N_0}{F_{cm}} = \frac{21559.6}{1269} = 16.99 \text{ кгс/см}^2 \leq 135 \text{ кгс/см}^2$$

$$\text{где } F_{cm} = 21.5 * 59 = 1269 \text{ см}^2$$

Высота вертикальной (тыльной) стенки башмака из условий смятия древесины поперек волокон

$$h_{\bar{o}} = \frac{Q_0}{b * m_{\bar{o}} * R_{cm90}} = \frac{13439.5}{21.5 * 0.9 * 30} = 24 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{\bar{o}} = 24$ см.

Для определения толщины этой стенки из условий изгиба ее как пластинки с частичным защемлением на опорах с учетом развития пластических деформаций при изгибе сначала находим момент

$$M = \frac{H * b}{16} = \frac{13439.5 * 21.5}{16} = 18059,3 \text{ кгс * см,}$$

$$\text{где } H = Q_1.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M}{R} = \frac{18059,3}{2350} = 7.6 \text{ см}^3$$

где $R = 2350$ кгс/см² расчетное сопротивление стали С235.[2 Таблица 51*].

Тогда толщина пластинки

$$\delta = \sqrt{\frac{6W_{mp}}{b}} = \sqrt{\frac{6 * 7.6}{21.5}} = \sqrt{2.2} = 1.5 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta = 16$ мм.

Траверсы проектируем из неравнобоких уголков 200 X 125 X 12 мм.

Крепление траверсы (уголков) башмака к фундаменту предусматриваем двумя болтами $d = 24$ мм, работающими на срез и смятие, которые ставим конструктивно.

Проверяем анкерный болт на смятие.

$$N_b = R_{bp} * \gamma_b * d * \sum t$$

где R_{bp} – расчетное сопротивление болтового соединения на смятие;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по табл. 35*[2].

d – наружный диаметр стержня болта;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в

одном направлении;

$$\sigma_{см} = \frac{Q_0}{d * \sum t} \leq \gamma_b * R_{бр}$$

$$\sigma_{см} = \frac{13439.5}{2.4 * 2.4} = 2333 \text{ кгс / см}^2 \leq 3340 \text{ кгс / см}^2$$

и $R_{бр} = 3340 \text{ кгс / см}^2$ [2] табл. 52 .

Напряжение анкерного болта на срез

$$\tau = \frac{Q_0}{2F_{бр}} = \frac{13439.5}{2 * 4.52} = 1486.7 \text{ кгс / см}^2 \leq R_{ср} = 2000 \text{ кгс / см}^2$$
 [2] табл. 58

для болта класса точности 5.8

Карнизный узел

Основным вариантом в примере принято непосредственное соединение ригеля и стоек зубчатым шипом. Этот вариант не лишен недостатков, заключающихся в недоиспользовании прочности древесины в участках, расположенных у стыка.

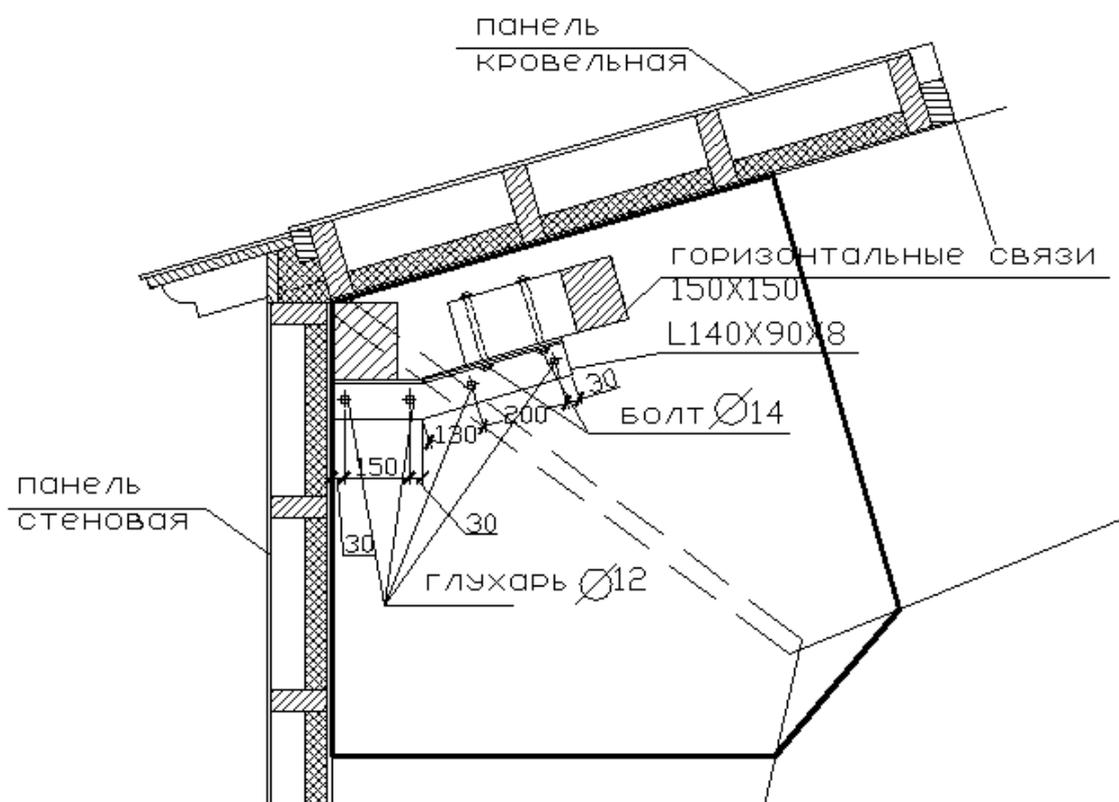


Рисунок 65. Карнизный узел

$b' - d'$

Высоту сечения находим графически $h = 106 \text{ см}$

Напряжение сжатия (смятия) по сечению $b' - d'$.

Расчет на прочность внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов следует производить по формуле (28) п. 4.17 [1]

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_{\text{Д}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_{\text{см}}$$

$$M_{\text{Д}} = \frac{M}{\xi}$$

ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле ф.(30) п. 4.17 [1]

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi * R_c * F_{\text{бр}}}$$

φ – коэффициент, определяемый по формуле (8) п. 4.3 [1]. при гибкости элемента $\lambda \leq 70$ $\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$; коэффициент $a = 0,8$ для древесины.

$$\varphi = 1 - 0.8 * \left(\frac{37.05}{100} \right)^2 = 0.895$$

$$\text{Коэффициент } \xi = 1 - \frac{N_{b'-d'}}{F_{\text{бр}} * \varphi * R_c} = 1 - \frac{20592.5}{2279 * 0.895 * 150} = 0.93$$

где $R_c = 150 \text{ кгс} / \text{см}^2$ ([1] п 3.1, табл.3)

$$F_{\text{бр}} = F_{\text{расч}} = h * b = 106 * 21.5 = 2279 \text{ см}^2;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{h^2 * b}{6} = \frac{106^2 * 21.5}{6} = 40262,3 \text{ см}^3$$

$$\sigma_{b'-d'} = \frac{N_{b'-d'}}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_{b'-d'}}{\xi * W_{\text{расч}}} = \frac{20592.5}{2279} + \frac{2412380}{0.93 * 40262.3} = 73.5 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

$$\leq R_{\text{см} \alpha_4 = 37^\circ} = 132.7 \text{ кгс} / \text{м}^2$$

где угол смятия $\alpha = \alpha_4 = 37^\circ$

$$R_{сма} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{150}{1 + \left(\frac{150}{30} - 1 \right) * \sin^3 37^0} = 132.7 \text{ кгс/см}^2 \text{ ([1])}$$

п.3.1 форм.1)

Коньковый узел

Торцы клееных уголков ригеля в узле соединяем впритык не по всей высоте, а со срезом крайних досок под углом по 25 мм для большей шарнирности узла и предотвращения откола крайних волокон при повороте элементов шарнирного узла. Боковая жесткость узла обеспечивается постановкой парных накладок сечением 200 x 125 мм на болтах $d=24$ мм.

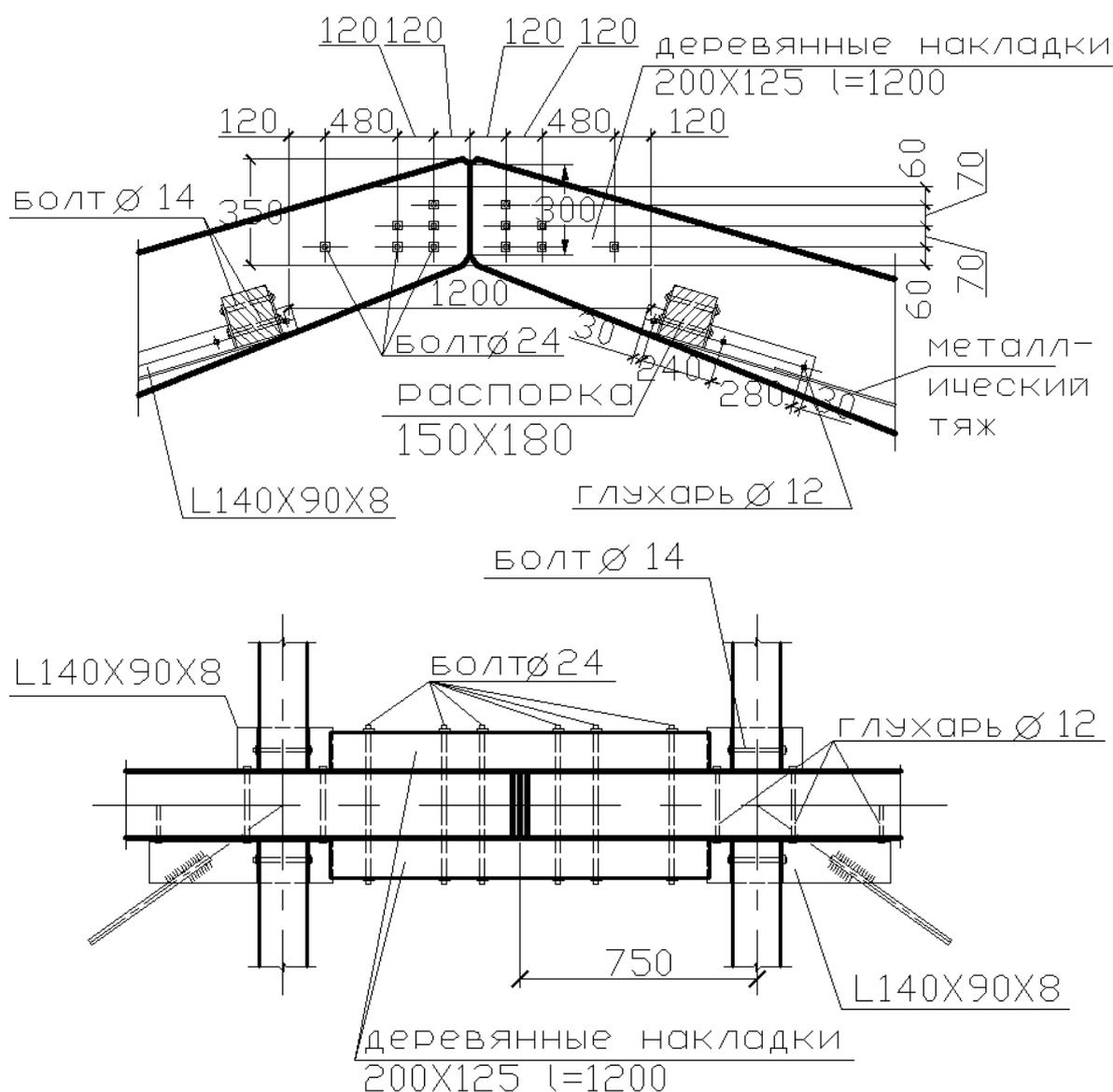


Рисунок 67. Коньковый узел

Расчетные усилия (элемент 20 сечение 3):

$$N_{20} = 14499,8 \text{ кгс}, \quad Q_{20} = 5163,78 \text{ кгс}.$$

Напряжение смятия в торцах ригеля при $\alpha = 19^\circ$

Усилие смятия $N_{см} = N_{20} * \cos 19^\circ - Q_{20} * \cos 71^\circ$

$$N_{см} = 14499,8 * 0,9455 - 5163,78 * 0,3256 = 12028,67 \text{ кгс}$$

$$\sigma_{см} = \frac{N_{см}}{F_{см}} = \frac{12028,67}{645} = 18,64 \text{ кгс} / \text{см}^2 \leq R_{см\alpha} = 131,8 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

$$F_{см} = 21,5 * 30 = 645 \text{ см}^2$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{150}{1 + \left(\frac{150}{30} - 1 \right) * \sin^3 19^\circ} = 131,8 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

при $\alpha = \alpha_1 = 19^\circ$

Поперечная сила воспринимается накладками и болтами.

При расстоянии между болтами $e_1 = 240$ мм, $e_2 = 480$ мм и $e_3 = 960$ мм находим вертикальные усилия в болтах:

$$Q_{болт} = Q * \cos 19^\circ + N \cos 71^\circ$$

$$Q_{болт} = 5163,78 * 0,9455 + 14499,8 * 0,3256 = 9603,5 \text{ кгс}$$

$$V_1 = Q_{болт} \frac{e_3}{e_1 + e_2 + e_3} = 9603,5 * \frac{96}{24 + 48 + 96} = 5487,7 \text{ кгс};$$

$$V_2 = Q_{болт} \frac{e_2}{e_1 + e_2 + e_3} = 9603,5 * \frac{48}{24 + 48 + 96} = 2743,85$$

$$V_3 = Q_{болт} \frac{e_1}{e_1 + e_2 + e_3} = 9603,5 * \frac{24}{24 + 48 + 96} = -1371,93 \text{ кгс}$$

Расчетная несущая способность одного среза болта $d = 24$ мм из условий изгиба нагеля при направлении усилий под углом к волокнам $\alpha = 90^\circ$ (для накладок)

$$T_n = (1,8d_n^2 + 0,02a^2) * \sqrt{\kappa_\alpha}$$

$$T_n = (1,8 * 2,4^2 + 0,02 * 12,5^2) * \sqrt{0,55} = 10 \text{ кН} = 1000 \text{ кгс}.$$

но не более $T_n = 2,5d_n^2 * \sqrt{\kappa_\alpha}$

$$T_n = 2,5 * 2,4^2 * \sqrt{0,55} = 10,68 \text{ кН} = 1068 \text{ кгс}.$$

при условии смятия крайнего элемента

$$T_n = 0,8 * a * d * \kappa_\alpha = 0,8 * 12,5 * 2,4 * 0,55 = 13,2 \text{ кН} = 1320 \text{ кгс}$$

при условии смятия среднего элемента ($\alpha = 90 - \alpha_1 = 71^\circ$)

$$T_n = 0,5 * c * d_n * \kappa_\alpha = 0,5 * 21,5 * 2,4 * 0,62 = 16 \text{ кН} = 1600 \text{ кгс}.$$

Количество нагелей

$$n = \frac{V_1}{n_{cp} * T_n^{\min}} = \frac{5487,7}{2 * 1000} = 2,74 \text{ принимаем 3 болта } \varnothing 24 \text{ мм}.$$

$$n = \frac{V_2}{n_{cp} * T_n^{\min}} = \frac{2743,85}{2 * 1000} = 1,4 \text{ принимаем 2 болта } \varnothing 24 \text{ мм}.$$

$$n = \frac{V_3}{n_{cp} * T_n^{\min}} = \frac{1371,93}{2 * 1000} = 0,7 \text{ принимаем 1 болт } \varnothing 24 \text{ мм}.$$

Напряжение в накладках

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} = \frac{61965,4}{1629,2} = 38,03 \text{ кгс} / \text{см}^2 \leq 150 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

где $M = Q_{20} \frac{e_1}{2} = 5163,78 * 12 = 61965,4 \text{ кгс} * \text{см}$

$$W_{нт} = 2(W_{бр} - W_{осл}) = 2\left(\frac{12,5 * 20^2}{6} - \frac{12,5 * 3^2}{6}\right) = 1629,2 \text{ см}^3.$$

13. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ДОЩАТОКЛЕЕНОЙ КОЛОННЫ

Требуется запроектировать стойку высотой 7,3 м одноэтажного здания пролетом 9 м, с шагом рам 6,3 м. Здание расположено в VII снеговом районе и II ветровом районе. Материал стойки – лиственница II сорта. Постоянная погонная нагрузка на покрытие (вес водоизоляционного ковра, вес панелей покрытия и собственный вес конструкции) $g = 39,6 \text{ кН/м}$. Температурно-влажностные условия А1.

1. Сбор нагрузок на поперечную раму

Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка на ригель рамы

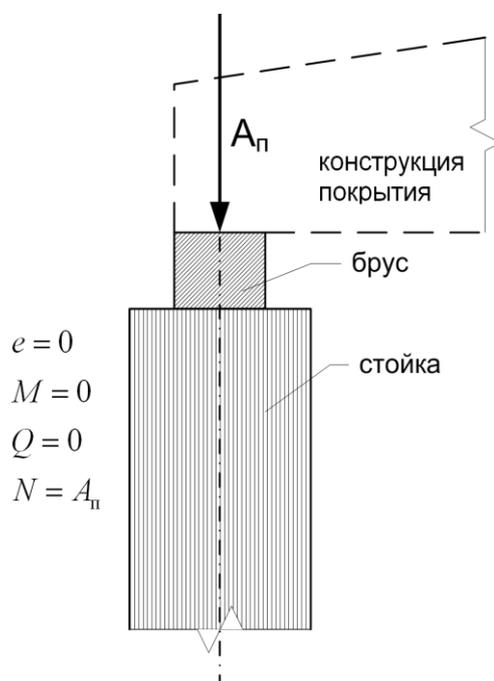


Рисунок 68. Нагрузка на стойку от покрытия

Распределенная нагрузка на конструкцию покрытия $g = 39,6 \text{ кН/м}$.

Постоянная нагрузка передается на стойку в виде сосредоточенной силы, которая определяется из выражения:

$$A_n = g \cdot \frac{l}{2} = 39,6 \cdot \frac{9}{2} = 178,2 \text{ кН}$$

Нагрузка на стойку может передаваться без эксцентриситета, т.е. $e = 0$. Тогда изгибающий момент и поперечная сила от постоянной нагрузки на ригель рамы будут равны 0 и стойка будет

испытывать только сжатие, сжимающая сила равна $N = A_n$

Постоянная нагрузка от собственного веса стеновых панелей

Для упрощения расчета конструктивное решение стеновых панелей принимаем таким же, что и панелей покрытия, т.е. величина $q_{пан}$ известна.

Для статического расчета рамы допускается нагрузки от стеновых панелей сосредоточить в одной точке на расстоянии от обреза фундамента, равном $\frac{H}{2}$.

Отсюда следует, что нагрузка от стеновых панелей ($P_{ст}$) равна:

$$P_{ст} = q_{пан} \cdot B \cdot H = 1,158 \cdot 6,3 \cdot 7,3 = 58,5 \text{ кН},$$

где $q_{пан} = 1,158 \text{ кН/м}^2$ - вес панели;

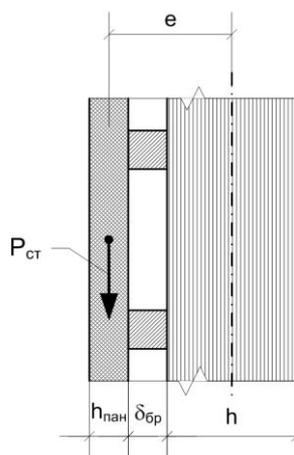


Рисунок 69. Нагрузка на стойку от стеновых панелей

H – высота стенового ограждения

$B=6,3\text{ м}$ - шаг поперечных рам;

$H=7,3\text{ м}$ - высота стойки;

Нагрузка от стеновых панелей на стойку передается с эксцентриситетом:

$$e = \frac{h}{2} + \delta_{бр} + \frac{h_{пан}}{2} = \frac{0,72}{2} + 0,1 + \frac{0,265}{2} = 0,59 \text{ м}.$$

где h – высота сечения стойки;

$\delta_{бр} = 0,1\text{ м}$;

$h_{пан} = 0,265\text{ м}$ - высота панели;

Сила $P_{ст}$, приложенная с эксцентриситетом “ e ”, приводит к

появлению в стойке изгибающего момента, равного:

$$M_{cm} = P_{ct} \cdot e = 58,5 \cdot 0,59 = 34,52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Постоянная нагрузка от собственного веса стойки

Для определения нагрузки от собственного веса стойки предварительно задаемся размерами сечения:

$$\text{- высота сечения стойки } h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) \cdot H = 0,73 \text{ м};$$

$$\text{- ширина сечения стойки } b \geq \frac{1}{5} \cdot h = 0,15 \text{ м}.$$

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$.

$$\gamma = 650 \text{ кг/м}^3 \text{ - плотность клееной лиственницы [1, прил. 3].}$$

Собственный вес стойки (A_k):

$$A_k = b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_f \cdot \gamma = 0,15 \cdot 0,73 \cdot 7,3 \cdot 1,1 \cdot 650 = 571,54 \text{ кг}.$$

Нагрузка от собственного веса стойки прикладывается в виде сосредоточенной силы на уровне обреза фундамента.

Временная нагрузка

Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка для статического расчета принимается как равномерно распределенная по ригелю. Величина распределенной нагрузки будет равна:

$$P_{cn} = S \cdot \mu \cdot B = 480 \cdot 1 \cdot 6,3 = 3024 \text{ кг/м},$$

где S – расчетная нагрузка, зависящая от района строительства (VII), $S = 480 \text{ кг/м}^2$ [4, п. 5.2, табл.4];

μ – коэффициент, зависящий от формы покрытия, принимается согласно [4, прил. 3*], $\mu = 1$ при $\alpha < 25^\circ$;

$$B = 6,3 \text{ м} \text{ - шаг поперечных рам}.$$

Снеговая нагрузка на стойку передается в виде сосредоточенной силы равной:

$$A_{cn} = P_{cn} \cdot \frac{l}{2} = 30,24 \cdot \frac{9}{2} = 136,08 \text{ кН},$$

где $l = 9 \text{ м}$ – пролет поперечной рамы.

Считаем, что нагрузка передается без эксцентриситета, в соответствии с этим $M = 0$, $Q = 0$, $N = A_{cn} = 136,08 \text{ кН/м}$.

Ветровая нагрузка

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли следует определять по формуле:

$$w_m = w_0 \cdot k_z \cdot c,$$

где w_0 - нормативное значение ветрового давления [4 п. 6.4, табл.5], $w_0=0,3\text{кПа}$ для II ветрового района;

k_z - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте [4 п. 6.5, табл.6];

c - аэродинамический коэффициент [4 п. 6.6, прил.4]. Принимаю c наветренной стороны для напора $c = 0,8$, для отсоса $c = -0,6$.

В общем виде расчетная ветровая нагрузка, действующая на стойку на высоте z от уровня земли будет равна:

$$q_z = (w_0 \cdot k_z \cdot c) \cdot B \cdot \gamma_f \text{ [кН/м]},$$

где $B=6,3\text{м}$ - шаг поперечных рам;

$\gamma_f=1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Значение q_z определяется для характерных точек стойки, а именно на расстоянии от обреза фундамента равного $z_1 = 5\text{м}$,

$$z_2 = H_{cm} = 7,3\text{м}, \quad z_3 = H_{cm} + h_{риг} + h_{пан} = 7,3 + 0,924 + 0,263 = 8,487\text{м}, \quad z_4 = 10\text{м}.$$

где $H_{cm} = 7,3\text{м}$ - высота стойки;

$h_{риг} = 0,924\text{м}$ - высота ригеля в центре пролета;

$h_{пан} = 0,263\text{м}$ - высота панели покрытия.

$$k_{5\text{м}} = 0,5; \quad k_{10\text{м}} = 0,65; \quad k_{7,3\text{м}} = 0,5 + \frac{(0,65 - 0,5)}{5} \cdot (7,3 - 5) = 0,569; \text{ для}$$

городских территорий, лесных массивов и других местностей, равномерно покрытых препятствиями высотой более 10 м; (тип местности В [1 п. 6.5])

$$k_{8,487\text{м}} = 0,5 + \frac{(0,65 - 0,5)}{5} \cdot (8,487 - 5) = 0,605.$$

По данным значениям строится действительный характер распределения ветровой нагрузки по высоте для напора и тоже самое для отсоса.

$$q_5^{пан} = (0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,8) \cdot 6,3 \cdot 1,4 = 1,06\text{кН} / \text{м};$$

$$q_{10}^{пан} = (0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,8) \cdot 6,3 \cdot 1,4 = 1,38\text{кН} / \text{м};$$

$$q_{7,3}^{пан} = (0,3 \cdot 0,569 \cdot 0,8) \cdot 6,3 \cdot 1,4 = 1,20\text{кН} / \text{м}$$

$$q_{8,487}^{пан} = (0,3 \cdot 0,605 \cdot 0,8) \cdot 6,3 \cdot 1,4 = 1,28\text{кН} / \text{м}$$

$$q_5^{отс} = -1,06 \cdot \frac{0,6}{0,8} = -0,79\text{кН} / \text{м};$$

$$q_{10}^{\text{отс}} = -1,38 \cdot \frac{0,6}{0,8} = -1,03 \text{ кН/м};$$

$$q_{7,3}^{\text{отс}} = -1,20 \cdot \frac{0,6}{0,8} = -0,90 \text{ кН/м};$$

$$q_{8,487}^{\text{отс}} = -1,28 \cdot \frac{0,6}{0,8} = -0,96 \text{ кН/м};$$

С целью упрощения, для статического расчета нагрузка от обреза фундамента до низа ригеля приводится к равномерно распределенной по стойке.

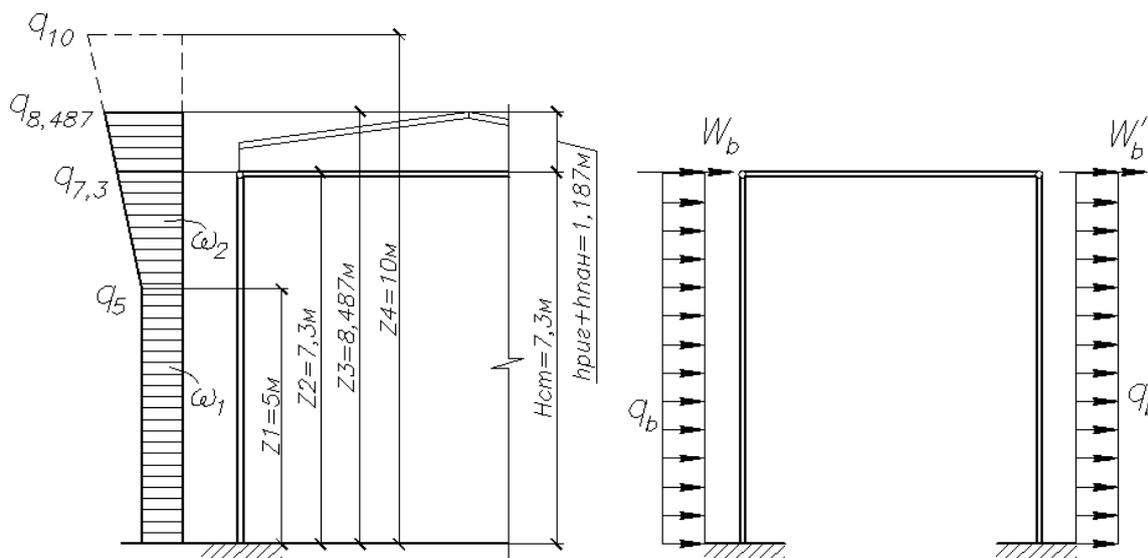


Рисунок 70. Ветровая нагрузка на раму

Величина равномерно распределенной нагрузки q_b (q'_b) находится из равенства площадей эпюр действительной распределенной ветровой нагрузки и эквивалентной равномерно распределенной

$$\omega_1 + \omega_2 = q_b \cdot H$$

Соответственно q_b определяем из выражения:

$$q_b = \frac{\omega_1 + \omega_2}{H} \text{ [кН/м]}.$$

$$\omega_1 = q_5^{\text{нан}} \cdot z_1 = 1,06 \cdot 5 = 5,3 \text{ кН};$$

$$\omega_2 = \frac{q_5^{\text{нан}} + q_{7,3}^{\text{нан}}}{2} \cdot (z_2 - z_1) = \frac{1,06 + 1,20}{2} \cdot (7,3 - 5) = 2,6 \text{ кН};$$

$$\omega'_1 = q_5^{\text{отс}} \cdot z_1 = 0,79 \cdot 5 = 3,95 \text{ кН};$$

$$\omega'_2 = 2,6 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 1,94 \text{ кН};$$

$$q_b = \frac{5,3 + 2,6}{7,3} = 1,08 \text{ кН/м}; \quad q'_b = \frac{3,95 + 1,94}{7,3} = 0,81 \text{ кН/м}.$$

Ветровая нагрузка от низа ригеля до конька приводится к сосредоточенной силе, приложенной по низу ригеля. Сосредоточенная сила определяется как площадь трапеции и для

напора будет равна:
$$W_b = \frac{q_{8,487} + q_{7,3}}{2} \cdot (h_{\text{риг}} + h_{\text{пан}}) \text{ [кН]},$$

Для напора:
$$W_b = \frac{1,28 + 1,20}{2} \cdot (0,924 + 0,263) = 1,47 \text{ кН};$$

Для отсоса:
$$W'_b = \frac{0,96 + 0,90}{2} \cdot (0,924 + 0,263) = 1,10 \text{ кН}.$$

Расчетная схема рамы приведена на рисунке 83.

где $P_{\text{покр}}$ – нагрузка от собственного веса покрытия,

$P_{\text{ст}}$ – нагрузка от стенового ограждения,

$P_{\text{к}}$ – от собственного веса колонны,

q_b, q'_b, W_b, W'_b – линейные и сосредоточенные нагрузки от действия ветра на раму.

Двухшарнирная рама является один раз статически неопределимой системой. За неизвестное удобно принимать продольное усилие в ригеле, который считается абсолютно жестким. Величина X находится как сумма X_i , определенных из канонических уравнений метода сил для каждого вида нагружения отдельно:

$$\delta_{ii} \cdot X_i + \Delta_{ip} = 0$$

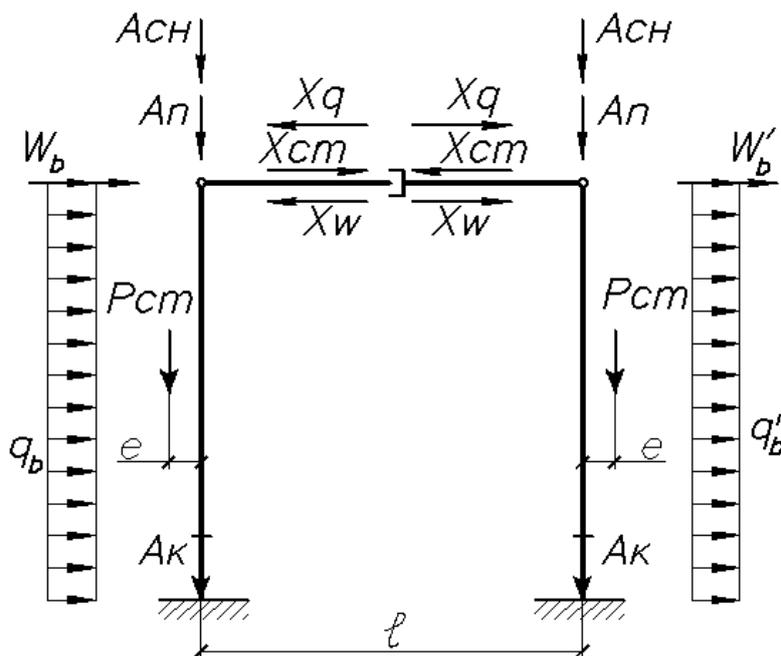


Рисунок 71. Расчетная схема рамы

Виды нагрузений, вызывающих усилия в ригеле:

а) ветровая линейная нагрузка

$$X_q = \frac{3}{16} \cdot H \cdot (q_b - q'_b);$$

$$X_q = \frac{3}{16} \cdot 7,3 \cdot (1,08 - 0,81) = 0,37 \text{ кН};$$

б) ветровая сосредоточенная нагрузка

$$X_w = \frac{W_b - W'_b}{2};$$

$$X_w = \frac{1,47 - 1,10}{2} = 0,185 \text{ кН};$$

в) нагрузка от стеновых панелей, приложенных с эксцентриситетом

$$X_{cm} = \frac{9 \cdot M_{cm}}{8 \cdot H};$$

$$X_{cm} = \frac{9 \cdot 34,52}{8 \cdot 7,3} = 5,32 \text{ кН}.$$

Анализируя результаты статического расчета рамы, можно сделать вывод о том, что опасным сечением, в котором возникают максимальные сила N, изгибающий момент M и поперечная сила Q является сечение 1-1 на уровне обреза фундамента (в заделке). Для определения усилий в опасном сечении, из двухшарнирной рамы

вырезаем стойку, к ней прикладываем местную нагрузку, действие отброшенных связей заменяем соответствующими реакциями. Определение внутренних силовых факторов M , N , Q ведем как для консольной балки. Расчетные усилия от кратковременных нагрузок принимаем с коэффициентом сочетания $h_c = 0,9$.

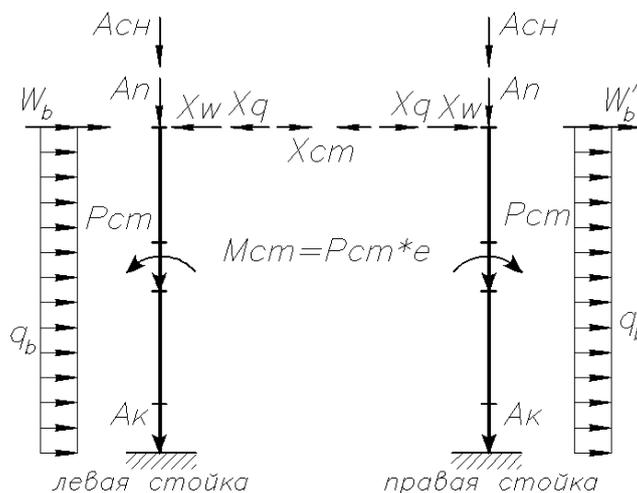


Рисунок 72. Расчетная схема двухшарнирной рамы для определения усилий в стойке

Усилия определяем для левой и правой стоек.

Максимальные усилия возникают в нижнем сечении колонн у заделки в фундамент. Изгибающие моменты в левой и правой стойке определяются из выражения:

$$M_{л} = \left[(W_b - X_q - X_w) \cdot H + \frac{q_b \cdot H^2}{2} \right] \cdot 0,9 - M_{cm} + X_{cm} \cdot H;$$

$$M_{np} = \left[(W'_b + X_q + X_w) \cdot H + \frac{q'_b \cdot H^2}{2} \right] \cdot 0,9 + M_{cm} - X_{cm} \cdot H;$$

$$M_{л} = \left[(1,47 - 0,37 - 0,185) \cdot 7,3 + \frac{1,08 \cdot 7,3^2}{2} \right] \cdot 0,9 - 34,52 + 5,32 \cdot 7,3 = 36,23 \text{ кНхм};$$

$$M_{np} = \left[(1,1 + 0,37 + 0,185) \cdot 7,3 + \frac{0,81 \cdot 7,3^2}{2} \right] \cdot 0,9 + 34,52 - 5,32 \cdot 7,3 = 25,98 \text{ кНхм}.$$

Поперечные силы в стойках:

$$Q_{л} = (W_b - X_q - X_w + q_b \cdot H) \cdot 0,9 + X_{cm};$$

$$Q_{np} = (W'_b + X_q + X_w + q'_b \cdot H) \cdot 0,9 - X_{cm};$$

$$Q_d = (1,47 - 0,37 - 0,185 + 1,08 \cdot 7,3) \cdot 0,9 + 5,32 = 13,24 \text{ кН};$$

$$Q_{np} = (1,1 + 0,37 + 0,185 + 0,81 \cdot 7,3) \cdot 0,9 - 5,32 = 1,49 \text{ кН};$$

Продольное усилие сжатия:

$$N = A_{покр} + A_{сн} \cdot 0,9 + P_{ст} + A_k,$$

$$N = 178,2 + 136,08 \cdot 0,9 + 58,5 + 5,72 = 364,89 \text{ кН}$$

2 Расчет клееной стойки

Определив усилия M , N , Q в опасном сечении стойки, переходим к подбору сечения стойки. Предварительно, на основании опыта

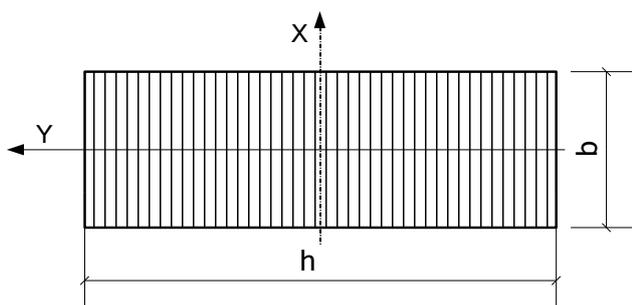


Рисунок 73.
Сечение стойки

проектирования подобных элементов, задаемся сечением стойки. Высота стойки определена ориентировочно

$$h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) \cdot H = 0,73 \text{ м}, \text{ ширина}$$

$$\text{стойки } b \geq \frac{1}{8} \cdot h = 0,15 \text{ м. Сечение}$$

стойки развито в плоскости

рамы. Набирается сечение стойки из досок плашмя. Толщина доски не более 40 мм, после двухсторонней острожки толщина доски $\delta = 33 \text{ мм}$. Высота сечения стойки уточняется соответственно с толщиной доски $h = 0,726 \text{ м}$. Влажность клееной древесины должна быть не более $W \leq 9\%$. Для принятого сечения стойки определяется геометрические характеристики сечения и гибкость λ_x и λ_y .

$$\text{Площадь сечения } F = b \cdot h = 0,15 \cdot 0,726 = 0,1089 \text{ м}^2.$$

Моменты сопротивления:

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 72,6^2}{6} = 13176,9 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{72,6 \cdot 15^2}{6} = 2722,5 \text{ см}^3;$$

Моменты инерции:

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 72,6^3}{12} = 478321,5 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{72,6 \cdot 15^3}{12} = 20418,8 \text{ см}^4;$$

Гибкость стойки относительно оси X определяется из выражения:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} = \frac{16,06}{0,210} = 76 \leq 120,$$

где ℓ_x - расчетная длина стойки, $\ell_x = 2,2 \cdot H = 2,2 \cdot 7,3 = 16,06\text{м}$, при жестком защемлении в фундаменте

i_x - радиус инерции для прямоугольного сечения, равен $i_x = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 72,6 = 0,210\text{м}$.

Гибкость должна быть не более $\lambda_x \leq 120$

При большей гибкости необходимо изменить размеры поперечного сечения стойки.

Гибкость стойки относительно оси Y будет равна:

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} = \frac{\ell_y}{0,289 \cdot b} = \frac{7,3}{0,289 \cdot 0,15} = 168,4 > 120,$$

где ℓ_y - расчетная длина стойки относительно оси Y, которая зависит от наличия связей и распора по стойкам. Относительно оси Y гибкость также не должна превышать предельного значения $\lambda_y \leq \lambda_{np} = 120$. Предварительно принимаем $\ell_y = 7300\text{мм}$ - это расстояние между узлами закрепления стойки.

Поскольку гибкость превышает предельно допустимую, необходимо ввести распорки.

Тогда расчетная длина из плоскости будет равна расстоянию между узлами вертикальных связей, поставленных по колоннам в плоскости продольных стен $\ell_y = 2500\text{мм}$.

$$\lambda_y = \frac{2,5}{0,289 \cdot 0,15} = 57,7 \leq 120$$

Определив геометрические характеристики сечения и усилия в колонне, выполняем проверки по прочности и устойчивости.

Проверка по устойчивости по оси X выполняется по формуле:

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{нт}^X} \leq R_c;$$

где N , M - расчетные значения продольной силы и изгибающего момента в заделке;

$F_{нт}$ - площадь сечения нетто;

$W_{нт}^X$ - момент сопротивления нетто относительно оси X;

ξ - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба

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

где $\varphi = \frac{A}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{76^2} = 0,519$ при $\lambda_x = 76 > 70$.

R_c - расчетное сопротивление древесины при работе на сжатие;
 $R_c = 15 \text{ МПа}$ [1 п. 3.1, табл.3];

$$\xi = 1 - \frac{364,89}{0,519 \cdot 15 \cdot 10^3 \cdot 0,1089} = 0,570;$$

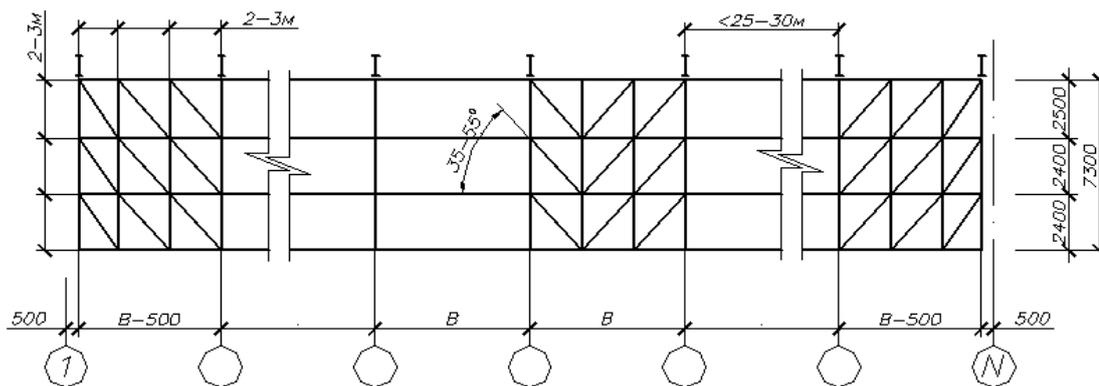


Рисунок 74. Вертикальные связи по стойкам

Проверяю устойчивость:

$$\frac{364,89}{0,1089} + \frac{36,23}{0,570 \cdot 0,01318} = 8173 \text{ кН} / \text{м}^2 \leq 15000 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Относительно оси Y прочность стойки проверяем как центрально-сжатого элемента по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot F} \leq R_c$$

где φ_y - коэффициент продольного изгиба определяется в зависимости от гибкости λ_y . Поскольку $\lambda_y = 57,7 < 70$, то значение φ_y определяется по формуле

$$\varphi_y = 1 - a \cdot \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2,$$

где коэффициент $a=0,8$ для древесины.

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{57,7}{100} \right)^2 = 0,734.$$

Выполняем проверку $\frac{364,89}{0,734 \cdot 0,1089} = 4565 \text{ кН} / \text{м}^2 \leq R_c = 15000 \text{ кН} / \text{м}^2$.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M_{\text{д}}}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1,$$

где $F_{\text{бр}}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_y ;

$W_{\text{бр}}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_y относительно оси Y ;

$n = 2$ – для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования;

$\varphi = \varphi_y = 0,734$ – коэффициент продольного изгиба, определяемый для гибкости участка элемента расчетной длиной l_y из плоскости деформирования;

$$M_{\text{д}} = \frac{M}{\xi} = \frac{36,23}{0,57} = 63,56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

φ_m – коэффициент, определяемый по формуле $\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_y \cdot h} \cdot k_{\phi}$,

где b – ширина поперечного сечения;

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_y ;

$k_{\phi} = 2,45$ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_y , определяемый по табл. 2 прил. 4 [1].

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{15^2}{250 \cdot 72,6} \cdot 2,45 = 4,252.$$

R_c, R_u – расчетные сопротивления древесины при работе на сжатие и изгиб соответственно; $R_c = R_u = 15 \text{ МПа}$ [1 п. 3.1, табл.3].

Выполняем проверку:

$$\frac{364,89}{0,734 \cdot 15 \cdot 10^3 \cdot 0,1089} + \left(\frac{63,56}{4,252 \cdot 15 \cdot 10^3 \cdot 0,00272} \right)^2 = 0,44 < 1.$$

Проверка клеевого шва на скалывание:

$$\frac{Q_{вн} \cdot S_{\bar{b}p}}{b_{расч} \cdot I_{\bar{b}p}} \leq R_{ск},$$

где $b_{расч} = k \cdot b = 0,6 \cdot 15 = 9 \text{ см}$, $k = 0,6$;

$Q_{вн}$ – определяется по формуле $Q_{вн} = \frac{Q}{\xi} = \frac{13,24}{0,570} = 23,23 \text{ кН}$;

$$S_{\bar{b}p} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{15 \cdot 72,6^2}{8} = 9882,7 \text{ см}^3;$$

$$I_{\bar{b}p} = I_x = 478321,5 \text{ см}^4;$$

$R_{ск}$ - расчетное сопротивление древесины при работе на скалывание клееной древесины вдоль волокон; $R_{ск} = 1,5 \text{ МПа}$ [1 п. 3.1, табл.3].

$$\frac{23,23 \cdot 9882,7}{9 \cdot 478321,5} = 0,053 \text{ кН/см}^2 = 0,53 \text{ МПа} < 1,5 \text{ МПа}.$$

3. Расчет узла сопряжения деревянной стойки с фундаментом

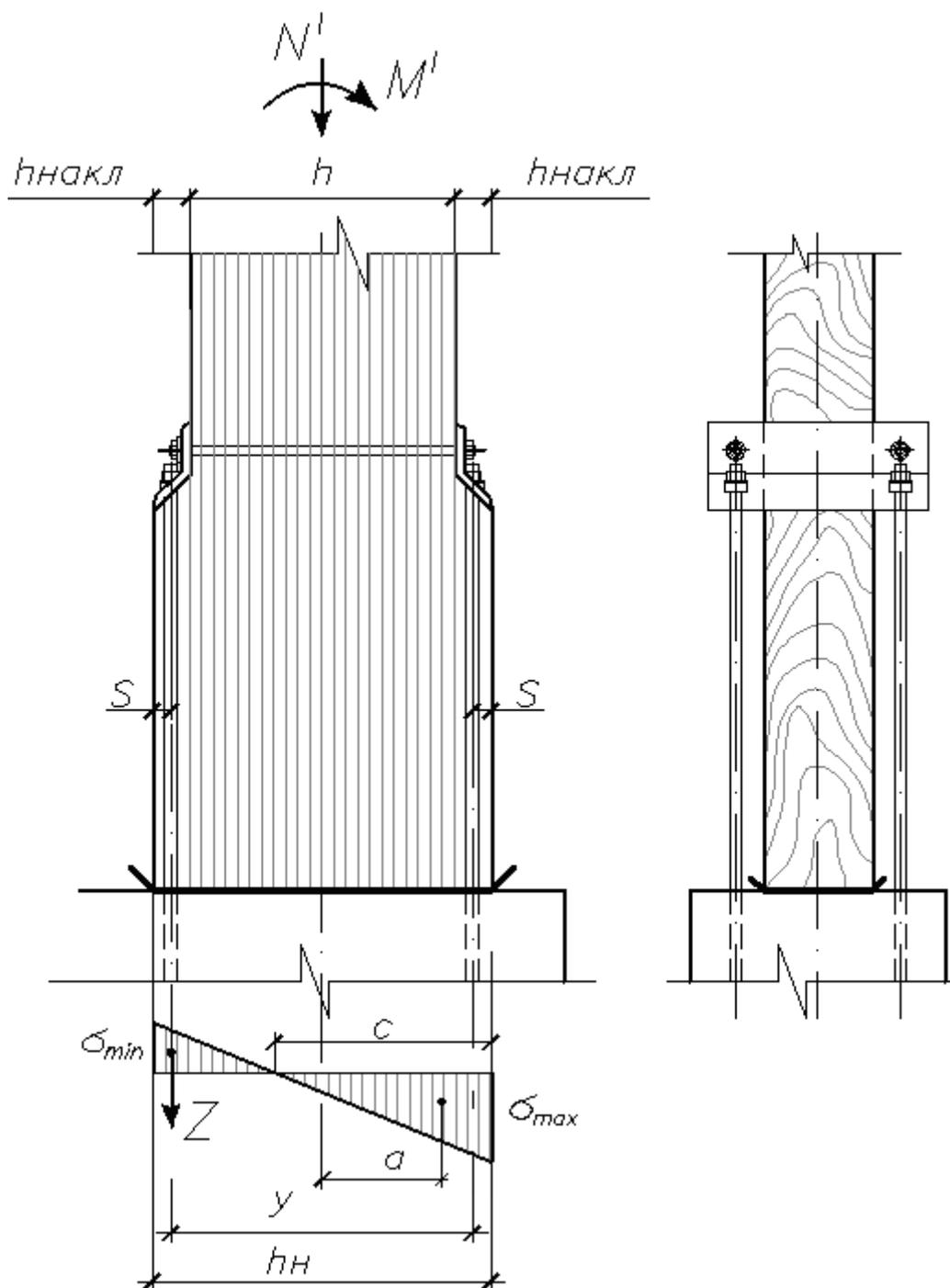


Рисунок 75. Узел сопряжения стойки с фундаментом

Анкерные болты в узле сопряжения стойки с фундаментом (рис.87) работают на растяжение. Поэтому при расчете анкерных болтов должна быть взята такая комбинация нагрузок, при которой в анкерных болтах будет действовать максимальное растягивающее усилие. Такой комбинацией будет постоянная нагрузка и ветровая. От этих нагрузок будем иметь:

$$N' = A_{\Pi} + A_{\kappa} + P_{\text{cr}} = 178,2 + 5,72 + 58,5 = 242,42 \text{ кН};$$

$$M' = \left[(W_b - X_q - X_w + X_{\text{cr}}) \cdot H + \frac{q_b \cdot H^2}{2} - M_{\text{cr}} \right] \cdot \frac{1}{\xi} =$$

$$= \left[(1,47 - 0,37 - 0,185 + 5,32) \cdot 7,3 + \frac{1,08 \cdot 7,3^2}{2} - 34,52 \right] \cdot \frac{1}{0,570} = 69,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$h_H = h + 2 \cdot h_{\text{накл}} = 0,726 + 2 \cdot 0,1 = 0,926 \text{ м},$$

где $h_{\text{накл}}$ - минимум 3 доски, $\delta = 33 \text{ мм}$; $h_{\text{накл}} = 3 \cdot 33 = 99 \text{ мм} \approx 100 \text{ мм}$.

Определяем напряжения на поверхности фундамента по формуле:

$$\sigma_{\text{max}}^{\text{min}} = -\frac{N'}{A_{\Pi}} \pm \frac{M'}{W_H};$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{242,42}{0,15 \cdot 0,926} + \frac{69,78 \cdot 6}{0,15 \cdot 0,926^2} = 5000 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{242,42}{0,15 \cdot 0,926} - \frac{69,78 \cdot 6}{0,15 \cdot 0,926^2} = -1510 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Вычисляем размеры участков эпюры:

$$c = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}} + |\sigma_{\text{min}}|} \cdot h_H = \frac{5000}{5000 + 1510} \cdot 0,926 = 0,71 \text{ м}$$

$$a = \frac{h_H}{2} - \frac{c}{3} = \frac{0,926}{2} - \frac{0,71}{3} = 0,23 \text{ м}$$

$$y = h_H - \frac{c}{3} - S = 0,926 - \frac{0,71}{3} - 0,05 = 0,64 \text{ см}; \quad S = \frac{h_{\text{накл}}}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ м}. \text{ Применяя}$$

уравнение статики, определяем усилие, возникающее в анкерных болтах. Моментную точку берем в точке O , на линии равнодействующей в сжатой зоне (рис.28).

$$\sum m_O = 0,$$

$$Z \cdot y = M' - N' \cdot a,$$

$$Z = \frac{M' - N' \cdot a}{y},$$

где Z – усилие в анкерных болтах.

$$Z = \frac{69,78 - 242,42 \cdot 0,23}{0,64} = 21,91 \text{ кН}.$$

Зная усилие, определяем требуемую площадь анкерных болтов:

$$F_{\text{б}}^{\text{мп}} = \frac{Z}{n_{\text{б}} \cdot R_{\text{bt}}},$$

где $n_b = 2$ – количество поставленных болтов с одной стороны колонны,

$R_{bt} = 185 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление растяжению болта [3 табл.60].

$$F_{\phi}^{mp} \geq \frac{21,91}{2 \cdot 185 \cdot 10^3} = 0,000060 \text{ м}^2 = 0,6 \text{ см}^2$$

По площади подбираем диаметр анкерных болтов d_{ϕ} по сортаменту. Принимаем диаметр болтов 16 мм $F_{\phi}^{\phi} = 1,57 \text{ см}^2$.

Из условия размещения анкерных болтов принимаем траверсы из уголков. Принятые траверсы рассчитываем как металлические элементы, работающие на изгиб (рис.). Расчетная длина траверсы l_m :

$$l_m = b + d_b = 150 + 166 \text{ мм},$$

где b – ширина колонны,

d_{ϕ} – диаметр анкерного болта

Со стороны опорной части колонны на траверсу действует нагрузка $q = \frac{Z}{b} = \frac{21,91}{0,15} = 146 \text{ кН} / \text{м}$.

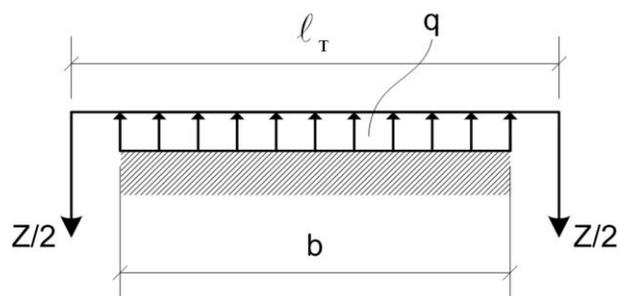


Рисунок 76.
Расчетная схема
траверсы

Расчетный момент траверсы:

$$M_{\max} = \frac{Z}{4} \left(l_m - \frac{b}{2} \right).$$

$$M_{\max} = \frac{21,91}{4} \cdot \left(0,166 - \frac{0,15}{2} \right) = 0,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления сечения получаем из условия обеспечения прочности:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{mp}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $R_y=230\text{МПа}$ – расчетное сопротивление проката из стали С235 .

$$W_{\text{тр}} \geq \frac{M_{\text{max}}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,5}{230 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,0000022\text{м}^3 = 2,2\text{см}^3 .$$

Исходя из размеров уступа конструктивно принимаю равнополочный уголок ($h_{\text{накл}}$) $\perp 140 \times 9$.

4. Расчет узла сопряжения балки покрытия со стойкой

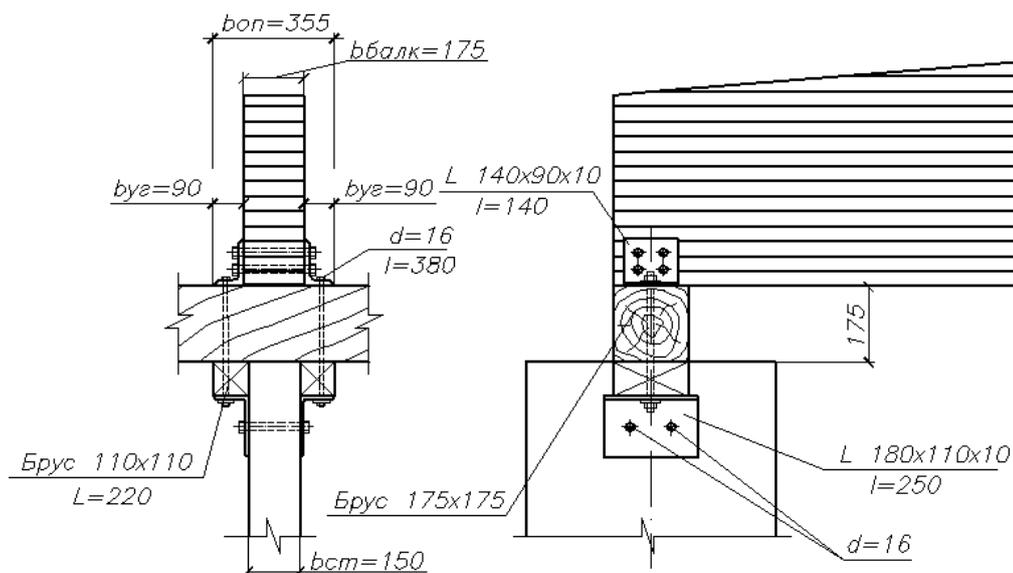


Рисунок 77. Узел сопряжения балки со стойкой

Из условия смятия поперек волокон древесины балки в опорной плоскости находим ширину обвязочного бруса.

$$b_{\text{об}} = \frac{A_n}{b \cdot R_{\text{см}90}},$$

где b – ширина площадки опирания балки на стойку.

$R_{\text{см}90}$ – расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон в опорных частях конструкций, $R_{\text{см}90} = 30\text{кг/см}^2$ [1 п. 3.1, табл.3];

$A_n = 178,4\text{ кН}$ – постоянная нагрузка от покрытия;

$$b_{\text{об}} \geq \frac{17840}{15 \cdot 30} = 39,64\text{см} .$$

Поскольку размеры обвязочного бруса превышают максимальные размеры по сортаменту, то необходимо увеличить ширину площадки опирания с помощью уголков (рис. 89):

$$b_{\text{об}} = b_{\text{балк}} + 2 \cdot b_{\text{уг}}$$

$b_{балк}$ - ширина балки, $b_{балк} = 17,5\text{см}$;

$b_{уз}$ = 9см - размер полки уголка \perp 140x90x10

$$b_{об} = \frac{17840}{35,5 \cdot 30} = 16,75\text{см}.$$

Принимаю обвязочный брус размером 17,5x17,5см.

Проверяем высоту обвязочного бруса, как распорки вертикальных связей между стойками при $[\lambda] = 200$ при расстоянии между балками $B = 630$ см:

$$h_{об}^{тр} = \frac{B}{\lambda * r} = \frac{630}{200 * 0,289} = 10,9 \text{ см} < h_{об} = 17,5 \text{ см}.$$

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 64.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 11-25-80. Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции. М.: Минрегион России, 2011.
2. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 11-23-81*. М.: Минрегион России, 2011.
3. СП 20.13330.2011. СНиП 2.01.07.-85* Нагрузки и воздействия. С картами. (Актуализированная редакция). М.: Минрегион России, 2011.
4. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс. — М., 2007.
5. Проектирование и расчёт деревянных конструкций /И.М. Гринь, Липецк, 2005
6. Строительные нормы и правила СНиП 21-01-97* "Пожарная безопасность зданий и сооружений". М., Минстрой РФ, 2002
7. Руководство по обеспечению долговечности деревянных клееных конструкций при воздействии на них микроклимата зданий различного назначения и атмосферных факторов. — М.: Стройиздат, 2002
8. Пособие по проектированию деревянных конструкций. — М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1986.
- 9.