

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра Металлических и деревянных конструкций

ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА РАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
(Гнутоклеёные рамы и рамы с соединением ригеля и стойки на зубчатый шип)

Методические указания
к курсовому и дипломному проектированию по курсу
«Конструкции из дерева и пластмасс»

МОСКВА

С о с т а в и т е л и

доцент, кандидат технических наук Е.Т.Серова,
старший преподаватель А.Ю.Ушаков.

Р е ц е н з е н т ы

Профессор кафедры Строительные конструкции
Военно- технического университета Фролов А.Ю.
Профессор, доктор технических наук Арленинов Д.К.(МГСУ)
Доцент, кандидат архитектуры Аксёнова И.В.(МГСУ)

ПРИМЕР 1. ГНУТОКЛЕЕНАЯ ТРЕХШАРНИРНАЯ РАМА.

Задание: запроектировать поперечник сельскохозяйственного здания из гнutoкклееных трехшарнирных рам.

Исходные данные:

Пролет рам 24м, шаг 3м. и длина здания 60м. Ограждающие конструкции покрытия - мягкая черепица RUFLEX 8 кг/м² по рабочему настилу и прогонам. Район строительства – г. Белгород. Здание по степени ответственности относится ко II классу ($\gamma=0,95$) приложение 7* [2]. Температурно-влажностные условия эксплуатации А₁ табл.1[1]. Все конструкции заводского изготовления. Материал-древесина из сосны 2-го сорта, металлические конструкции – сталь марки С235 ГОСТ 27772-88*. Склеивание рам – клеем ФРФ-50к.

Геометрические размеры.

Геометрические размеры рамы показаны на рис.1.1и 1.2.

Расчетный пролет рамы $l=23,6$ м. Уклон ригеля 1:4, т.е. $\operatorname{tg}\alpha=1/4=0.25$; угол наклона ригеля $\alpha=14^{\circ}02$; $\sin\alpha=0.24$; $\cos\alpha=0,97$. Высота рамы в коньке $f=6.95$ м. (высота по оси рамы).

Гнутоклееная рама. М1:20.

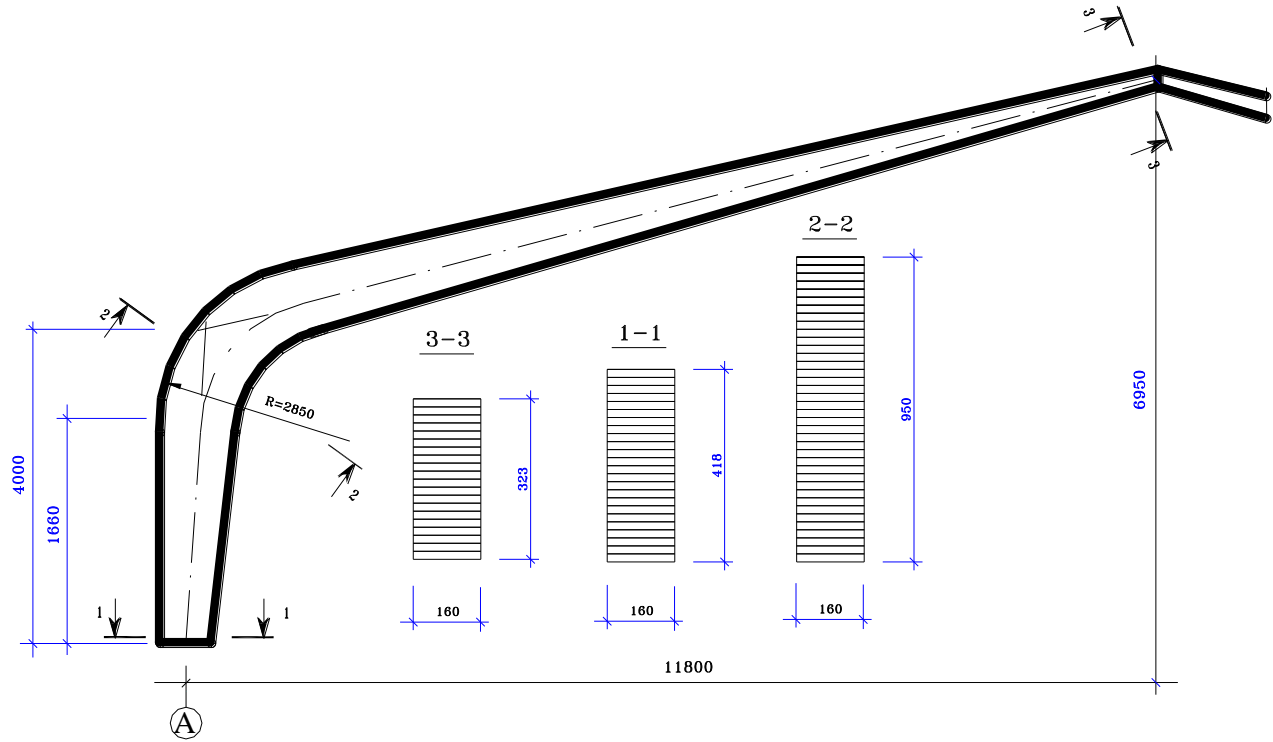


Рис 1.1

Гнутоклееная рама. М1:20.

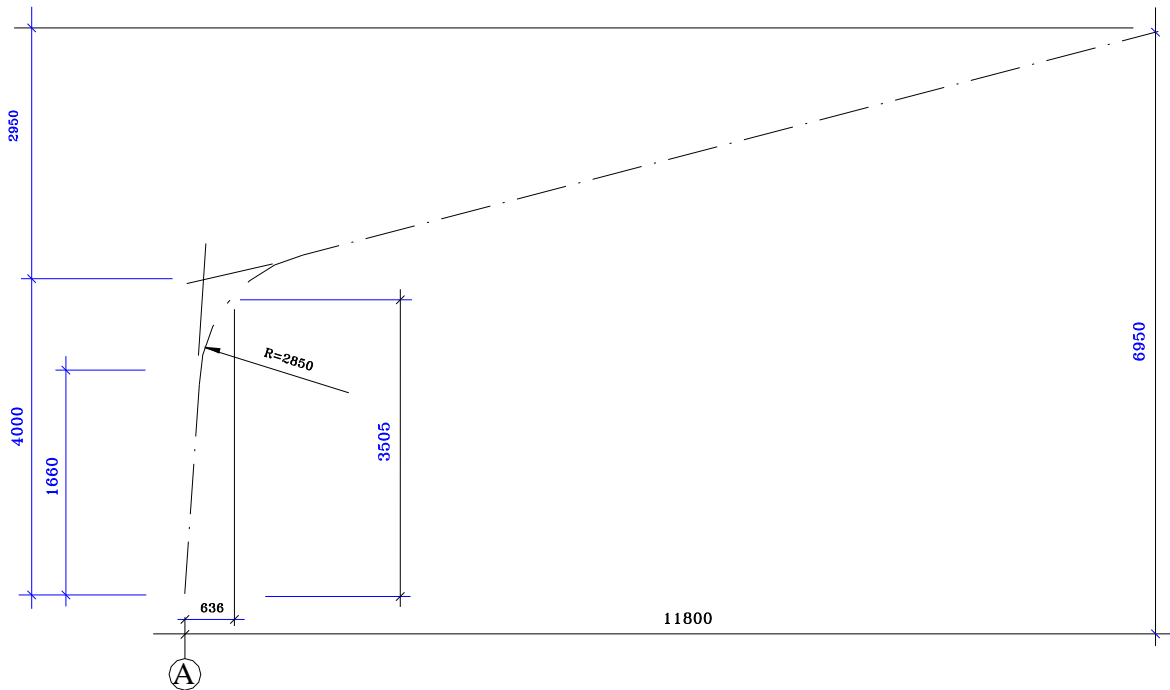


Рис 1.2

Тогда высота стойки от верха фундамента до точки пересечения касательных по осям стойки и ригеля.

$$H = f - \frac{l}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha = 6.95 - 11,8 \cdot 0.25 = 4.0 \text{ м.}$$

По условиям гнутья, толщина досок после фрезеровки должна приниматься не более $1.6 \div 2.5$ см. Принимаем доски толщиной после фрезеровки 1.9 см. Радиус гнутой части принимаем равным $r=3$ м $>$
 $r_{\min} = 150 \cdot \delta = 150 \cdot 0.019 = 2.85$ м., где δ – толщина склеиваемых досок.

Угол в карнизной гнутой части между осями ригеля и стойки:

$$\gamma = 90^\circ + \alpha = 90^\circ + 14^\circ 02' = 104^\circ 02'.$$

Максимальный изгибающий момент будет в среднем сечении гнутой части рамы, которое является биссектрисой этого угла, тогда получим:

$$\beta = (90 + \alpha)/2 = (90 + 14^\circ 02')/2 = 52^\circ 01'$$

$$\sin \beta = 0.788; \cos \beta = 0.62; \operatorname{tg} \beta = 1.28.$$

Центральный угол гнутой части рамы в градусах и радианах:

$$\varphi = (90 - \beta) \cdot 2 = (90 - 52^\circ 01') \cdot 2 = 37^\circ 59' \cdot 2 = 75^\circ 58'$$

$$\text{или } \varphi = 90 - \alpha = 90^\circ - 14^\circ 02' = 75^\circ 58'$$

$$\varphi_{\text{рад}} = \pi \varphi / 180^\circ = 3.14 \cdot 75^\circ 58' / 180^\circ = 1.33$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi}{2} = 37^\circ 59'; \sin \varphi_1 = 0.615; \cos \varphi_1 = 0.788, \operatorname{tg} \varphi_1 = 0.78$$

Длина гнутой части $l_{\text{гн}} = r \varphi_{\text{рад}} = 3 \cdot 1,33 = 3,99$ м.

Длина стойки от опоры до начала гнутой части

$$l_{\text{ст}} = f - \frac{l}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha - r \cdot \cos \alpha + r(1 - \sin \alpha) \cdot \operatorname{tg} \alpha =$$

$$= 6.95 - 11.8 \cdot 0.25 - 3 \cdot 0.97 + 3 \cdot (1 - 0.24) \cdot 0.25 = 1.66 \text{ м.}$$

Длину стойки можно определить иначе (если известно f)

$$l_{\text{ст}} = f - \frac{l}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha - r \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 = 6.95 - 11.8 \cdot 0.25 - 3 \cdot 0.78 = 1,66 \text{ м,}$$

Длина полуригеля:

$$l_{\text{риг}} = (l/2 - r + r \cdot \sin \alpha) / \cos \alpha = (11.8 - 3 + 3 \cdot 0,24) / 0,97 = 9,8 \text{ м.}$$

Длина полурамы:

$$l_{пр} = l_{ст} + l_{гн} + l_{риг} = 1,66 + 3,99 + 9,8 = 15,45\text{м.}$$

Нагрузки.

Нагрузки от покрытия (постоянная нагрузка) - принимаем по предварительно выполненным расчетам ограждающих конструкций.

$$q^H = 0.4 \text{ кН/см}^2; \quad q = 0,5 \text{ кН/м}^2$$

Собственный вес рамы определяем при $k_{св}=6$ из выражения

$$q_{св} = \frac{q^H + S^H}{\frac{1000}{k_{св} \cdot l} - 1} = \frac{0,4 + 0,84}{\frac{1000}{6 \cdot 23,6} - 1} = 0,20 \text{ кН/м}^2$$

где S^H - нормативная снеговая нагрузка для г. Белгорода, которая определяется как произведение расчетной нагрузки по СНиП 2.01.07-85* для II снегового района $S=1.2 \text{ кН/м}^2$ на коэффициент, равный 0.7;

$S^H = 1.2 \cdot 0.7 = 0.84 \text{ кН/м}^2$; l - расчетный пролет, $k_{св}$ - коэффициент собственного веса рамы табл.7.3 [3].

В табл. 1.1 представлены значения погонных нагрузок, действующих на раму (при шаге рам 3м).

Табл.1.1

Вид нагрузки	Нормативное значение нагрузки кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки кН/м
Собственный вес покрытия	$0,4 \times 3 / \cos \alpha =$ $= 1,2 / 0,97 = 1,24$		$0,5 \times 3 / \cos \alpha =$ $= 1,5 / 0,97 =$ 1,55
Собственный вес рамы	$0,2 \times 3 = 0,6$	1,1	0,66
Итого:	1,84		2,22
Снеговая нагрузка	$0,84 \times 3 = 2,52$		$1,2 \times 3 = 3,6$
Всего:	$1,84 + 2,52 = 4,36$		$2,22 + 3,6 = 5,81$

Статический расчет рамы.

Максимальные усилия в гнутой части рамы возникают при действии равномерно распределенной нагрузки $q=5,81\text{кН/м}$ по пролету (см. таблицу сбора нагрузок). Опорные реакции:

$$\text{вертикальные: } A=B=\frac{q \cdot l}{2} = \frac{5,81 \cdot 23,6}{2} = 68,56\text{кН};$$

$$\text{горизонтальные (распор): } H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{5,81 \cdot 23,6^2}{8 \cdot 6,95} = 58,2\text{кН}.$$

Максимальный изгибающий момент в раме возникает в центральном сечении гнутой части. Координаты этой точки можно определить из следующих соотношений:

$$x = r(1 - \cos \varphi_1) = 3(1 - 0,78) = 0,636\text{ м}$$

$$y = l_{\text{ст}} + r \cdot \sin \varphi_1 = 1,66 + 3 \cdot 0,615 = 3,505\text{ м}$$

Определяем M и N в этом сечении;

$$M = A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - H \cdot y \tag{1}$$

$$M = 68,56 \cdot 0,636 - \frac{5,81 \cdot 0,636^2}{2} - 58,2 \cdot 3,505 = -161,56\text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N = (A - q \cdot x) \cdot \sin \beta + H \cdot \cos \beta$$

$$N = (68,56 - 5,81 \cdot 0,636) \cdot 0,79 + 58,2 \cdot 0,62 = 87,32\text{ кН}$$

Подбор сечения и проверка напряжений

В криволинейном сечении $M_{\text{max}}=161,56\text{ кН} \cdot \text{м}$, продольная сила

$N=87,32\text{ кН}$. Расчетное сопротивление сжатию и изгибу для сосны II сорта при ширине $b = 14\text{ см}$ (принимаем доски шириной $b = 15\text{ см}$ до фрезерования) равно:

$$R_c = \frac{15 \cdot m_b}{Y_n} = 15 \cdot 1/0,95 = 15,8\text{МПа} = 1,58\text{кН/см}^2,$$

где 15 МПа - расчетное сопротивление сжатию древесины сосны II сорта по табл.3 [1]

Требуемую высоту сечения $h_{тр}$ можно определить приближенно по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учесть введением коэффициента 0,6.

$$h_{тр} = \sqrt{\frac{6M}{(0,6bR_c)}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 161,56 \cdot 10^{-3}}{(0,6 \cdot 0,14 \cdot 15,8)}} = 0,87 \text{ м}$$

Принимаем высоту сечения несколько больше требуемой, при этом высота сечения должна состоять из целого числа досок, т.е. принимаем 50 слоев толщиной после строжки $\delta=19$ мм,

тогда $h_{гн}=50 \cdot 19=950\text{мм} > 870 \text{ мм}$.

Высоту сечения ригеля в коньке рамы принимаем $\geq 0,3 \cdot h_{гн}$, т.е. из 17 слоев толщиной $\delta=19\text{мм}$;

$$h_k = 17 \cdot 19 = 323\text{мм} > 0,3h_{гн} = 0,3 \cdot 950 = 285\text{мм}.$$

Высоту сечения опоры рамы $h_{оп} \geq 0,4h_{гн}$, принимаем

$$h_{оп} = 22 \cdot 19 = 418\text{мм} > 0,4 \cdot h_{гн} = 0,4 \cdot 950 = 380\text{мм}.$$

Геометрические характеристики принятого сечения:

$$F_{расч} = b \cdot h_{гн} = 0,14 \cdot 0,95 = 133,0 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

$$W_{расч} = b \cdot h_{гн}^2 / 6 = 0,14 \cdot 0,95^2 / 6 = 21,058 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

$$J_{расч} = b \cdot h_{гн}^3 / 12 = 0,14 \cdot 0,95^3 / 12 = 10,0027 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Коэффициенты условий работы к расчетным сопротивлениям принимаем [1]:

$m_b=1$ по табл.5;

$$m_6 = 0,9 - \frac{0,9 - 0,85}{20} \cdot 15 = 0,8625 \text{ по интерполяции согласно табл.7 [1];}$$

$m_{сл}=1,1$ по табл. 8 [1];

Радиус кривизны в гнутой части по нейтральной оси будет равен:

$$r_0 = r - z = r - \frac{h_{гн}}{12 \cdot r} = 3 - \frac{0,95}{12 \cdot 3} = 2,975 \text{ м}$$

Отношение $\frac{r_0}{\delta_{сч}} = \frac{2.975}{0.019} = 156.58$, тогда по интерполяции значений

табл.9 [1] находим коэффициент $m_{сч}$

$$m_{гн} = 0.8 + \frac{0.9 - 0.8}{50} \cdot 6.58 = 0.813 \text{ (для } R_c \text{ и } R_{и}) \text{ по табл.9 [1].}$$

$$m_{гн} = 0.6 + \frac{0.7 - 0.6}{50} \cdot 6.58 = 0.613 \text{ (для } R_p \text{) по табл.9 [1].}$$

Проверка напряжений при сжатии с изгибом.

Для криволинейного участка отношение $h_{гн}/r = 0.95/3.0 = 1/3.2 > 1/7$

Изгибающий момент, действующий в биссектрисном сечении «б-б» (см. рис.1.2) находится на расстоянии от расчетной оси, равном

$$e = (h_{сч} - h_{он})/2 = (0.95 - 0.418)/2 = 0.266 \text{ м.}$$

Расчетное сопротивление древесины сосны 2 сорта:

$$\text{сжатую и изгибу: } R_c = R_{и} = 15 \cdot m_B \cdot m_{б} \cdot m_{сч} \cdot m_{гн} / \gamma_n =$$

$$= 15 \cdot 1 \cdot 0.8625 \cdot 1.1 \cdot 0.813 / 0.95 = 12.18 \text{ МПа}$$

где 15 МПа – расчетное сопротивление сосны II сорта см. табл. 3 СНиП [1];

растяжению:

$$R_p = 9 \cdot m_B \cdot m_{гн} / \gamma_n = 9 \cdot 1 \cdot 0.613 / 0.95 = 5.807 \text{ МПа}$$

где 9 МПа- расчетное сопротивление по СНиП [1];

Расчетная длина полурамы $L_p = 15.45$ м, радиус инерции сечения

$$r = 0.289 \times 0.95 = 0.27455, \text{ тогда гибкость } \lambda = L_p / r = 15.45 / 0.27455 = 56.27.$$

Для элементов переменного по высоте сечения коэффициент φ следует умножить на коэффициент $K_{жН}$, принимаемый по табл.1 прил.4[1].

$$K_{жН} = 0.66 + 0.34\beta = 0.66 + 0.34 \times 0.418 / 0.95 = 0.81,$$

$$\text{где } \beta = \frac{h_{оп}}{h_{гн}} = \frac{0.418}{0.95} \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{56.27^2} = 0.9475, \text{ если}$$

произведение $\varphi \cdot k_{жН} > 1$ то принимаем $\varphi \cdot k_{жН} = 1$, в нашем случае имеем

$$\varphi \cdot k_{жН} = 0.9475 \cdot 0.81 = 0.767$$

$$\xi = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{расч.}}} = 1 - \frac{58.2 \cdot 10^{-3}}{0.767 \cdot 12.18 \cdot 133.0 \cdot 10^{-3}} = 0.9532,$$

где $N_0 = H$ - усилию в ключевом шарнире.

Изгибающий момент по деформированной схеме

$$M_d = M / \xi = 161.56 / 0.9532 = 169.49 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Для криволинейного участка при отношении $h/r = 0.95/3.0 = 1/3.2 > 1/7$ согласно п.6.30 [1] прочность следует проверять для наружной и внутренней кромкам с введением коэффициентов $k_{гв}$ и $k_{гн}$ к $W_{\text{расч.}}$.

$$k_{гв} = \frac{1 - 0,5 \cdot \frac{h}{r}}{1 - 0,17 \cdot \frac{h}{r}} = \frac{1 - 0,5 \cdot 0,95 / 3,0}{1 - 0,17 \cdot 0,95 / 3,0} = \frac{0,8417}{0,946} = 0,89;$$

$$k_{гн} = \frac{1 + 0,5 \cdot \frac{h}{r}}{1 + 0,17 \cdot \frac{h}{r}} = \frac{1 + 0,5 \cdot 0,95 / 3,0}{1 + 0,17 \cdot 0,95 / 3,0} = \frac{1,158}{1,054} = 1,099$$

Расчетный момент сопротивления с учетом влияния кривизны:

$$W_B = W_{\text{расч.}} k_{гв} = 21.058 \cdot 10^{-3} \cdot 0.89 = 18.742 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

$$W_H = W_{\text{расч.}} k_{гн} = 21.058 \cdot 10^{-3} \cdot 1.099 = 23.143 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

Напряжение по сжатой внутренней кромке:

$$\sigma_c = N/F + M_d/W_B \leq R_c \quad (2)$$

$$\sigma_c = \frac{87.32 \cdot 10^{-3}}{133 \cdot 10^{-3}} + \frac{169.49 \cdot 10^{-3}}{18.742 \cdot 10^{-3}} = 9.7 \text{ МПа} \leq R_c = 12.18 \text{ МПа}$$

Напряжение по растянутой наружной кромке:

$$\sigma_p = -N/F + M_d/W_H \leq R_p \quad (3)$$

$$\sigma_p = - \frac{87.32 \cdot 10^{-3}}{133 \cdot 10^{-3}} + \frac{169.49 \cdot 10^{-3}}{23.143 \cdot 10^{-3}} = 6.67 \text{ мПа} > R_p = 5.807 \text{ мПа}$$

Это означает, что условие прочности по растяжению не удовлетворяется. Необходимо увеличить высоту сечения и произвести проверку по формуле (3).

Добавим еще 4 слоя по 1.9 см, тогда высотагнутой части:

$$h_{гн} = 0.95 + 4 \cdot 0.019 = 1.026 \text{ м.}$$

$$F = 1.026 \cdot 0.14 = 143.64 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

$$W_{расч} = b \cdot h_{гн}^2 / 6 = 0.14 \cdot 1.026^2 / 6 = 24.5624 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

$$k_{гн} = \frac{1 + 0.5 \cdot \frac{1.026}{3.0}}{1 + 0.17 \cdot \frac{1.026}{3.0}} = 1.171$$

$$\sigma_p = - \frac{87.32 \cdot 10^{-3}}{143.64 \cdot 10^{-3}} + \frac{169.49 \cdot 10^{-3}}{24.5624 \cdot 10^{-3} \cdot 1.171} = 5.29 \text{ мПа} < R_p = 5.807 \text{ мПа}$$

Недонапряжение по одной из проверок должно быть меньше 5%.

В нашем случае недонапряжение составляет:

$$\left| \frac{5.29 - 5.807}{5.807} \cdot 100\% \right| = 3\% \leq 5\%$$

Условие прочности выполняется.

Окончательно принимаем сечения рамы:

$$h_{эн} = 102.6 \text{ см} \quad h_{к} = 38 \text{ см} \quad h_{оп} = 47.5 \text{ см.}$$

$$\text{Где } h_{т} = 20 \cdot 1.9 = 38 \text{ см} > 0.3 \cdot 102.6 = 30.78 \text{ см}$$

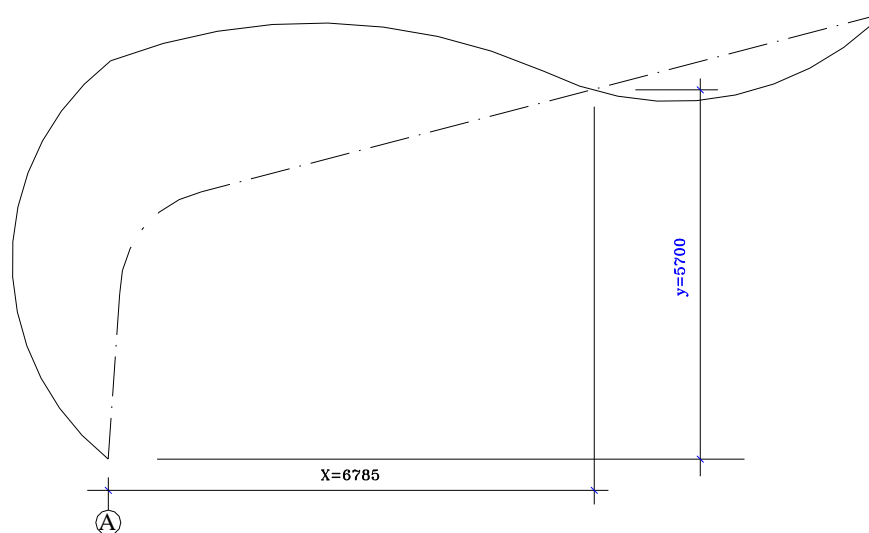
$$h_{он} = 25 \cdot 1.9 = 47.5 \text{ см} > 0.4 \cdot 102.6 = 42.24 \text{ см}$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования рамы.

Рама закреплена из плоскости:

- в покрытии по наружной кромке прогонами (или плитами) по ригелю,

- по наружной кромке стойки стеновыми панелями. Внутренняя кромка рамы не закреплена. Эюра моментов в раме имеет следующий вид.



Точку перегиба моментов, т.е. координаты точки с нулевым моментом находим из уравнения моментов (1), приравнивая его нулю:

$$M = A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - H \cdot (f - \operatorname{tg} \alpha \cdot (\frac{l}{2} - x)) = 0;$$

$$68.56 \cdot x - \frac{5.81 \cdot x^2}{2} - 58.2 \cdot (6.95 - 0.25 \cdot (\frac{23.6}{2} - x)) = 0$$

$2.905x^2 - 54.01x + 232.72 = 0$, получаем уравнение вида $ax^2 + bx + c = 0$

$$x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}, \text{ решая уравнение, получим } x_1 = 11.807; x_2 = 6.785$$

принимаем $x_2 = 6.785$ м, тогда

$$y = f - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{l}{2} - x \right) = 6.95 - 0.25 \cdot \left(\frac{23.6}{2} - 6.785 \right) = 5.7 \text{ м}$$

Точка перегиба эюры моментов соответствует координатам $x = 6.785$ м от оси опоры, $y = 5.7$ м.

Тогда расчетная длина растянутой зоны, имеющей закрепления по наружной кромке равна:

$$l_{p1} = l_{ст} + l_{гн} + l_p - \frac{l/2 - x}{\cos\alpha} = 1,66 + 3,99 + 9,8 - \frac{11,8 - 6,785}{0,97} = 10,28\text{м}$$

Расчетная длина сжатой зоны, наружной (раскреплённой) кромки ригеля (т.е. закреплений по растянутой кромке нет) равна:

$$l_{p2} = \frac{l/2 - x}{\cos\alpha} = \frac{11,8 - 6,785}{0,97} = 5,17\text{м}$$

Таким образом, проверку устойчивости плоской формы деформирования производим для 2-х участков.

Проверка устойчивости производится по формуле (33) п.6.29 [1].

$$\frac{N}{\varphi_y R_c F} + \left(\frac{M_d}{\varphi_M W R_u} \right)^n \leq 1 \quad (4)$$

1. Для сжатого участка $l_{p2} = 5,17\text{м}$ находим максимальную высоту сечения из соотношения:

$$h' = h_k + \frac{(h_{гн} - h_k) \cdot l_{p2}}{l_p} = 0,38 + \frac{(1,026 - 0,38) \cdot 5,17}{9,80} = 0,72 \text{ см}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{p2}}{0,289 \cdot b} = \frac{5,17}{0,289 \cdot 0,14} = 127,8$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{127,8^2} = 0,184 ,$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p2} \cdot h^1} \cdot k_\phi = 140 \cdot \frac{0,14^2}{5,17 \cdot 0,72} \cdot 1,13 = 0,833$$

где k_ϕ см. табл. 2 Прил. 4. СНиП [1],

$$F_2 = 0,72 \cdot 0,14 = 100,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2; \quad W_2 = \frac{0,14 \cdot 0,72^2}{6} = 12,096 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

Показатель степени $n=2$, т.к. на данном участке нет закреплений растянутой зоны.

Находим максимальный момент и соответствующую продольную силу на расчетной длине 5.17м., при этом горизонтальная проекция этой длины будет равна $l_{p2}^1 = l_{p2} \cdot \cos\alpha = 5.17 \cdot 0.97 = 5.015\text{м}$

Максимальный момент будет в сечении с координатами: x_1 и y_1 ,

$$x_1 = \frac{l}{2} - \frac{l_{p2}^1}{2} = \frac{23.6 - 5.015}{2} = 9.292 \text{ м},$$

$$y_1 = y + \frac{l_{p2}}{2} \cdot \sin\alpha = 5,7 + \frac{5.17}{2} \cdot 0.24 = 6.3\text{м}$$

$$M_{x1} = A \cdot x_1 - \frac{q \cdot x_1^2}{2} - H \cdot y_1 = 68.56 \cdot 9.292 - \frac{5.81 \cdot 9.292^2}{2} - 58.2 \cdot 6.3 = 19.58 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$N_{x1} = (A - q \cdot x) \sin\beta + H \cdot \cos\beta = (68,56 - 5,81 \cdot 9.292) \cdot 0.788 + 58.2 \cdot 0.62 = 47.57\text{кН}$$

Момент по деформируемой схеме $M_d = \frac{M_{x1}}{\xi}$; $\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_{x1} \cdot F' \cdot R_c}$,

тогда $\lambda_{x1} = \frac{l_{p2}}{0.289 \cdot h'} = \frac{517}{0.289 \cdot 0.72} = 24.85$ $\varphi_{x1} = \frac{3000}{\lambda_{x1}^2} = \frac{3000}{24.85^2} = 4,8\epsilon$ так

как $\varphi_{x1} \cdot k_{жN} = 4.86 \cdot 0.839 = 4.08 > 1$, принимаем $\varphi_{x1} \cdot k_{жN} = 1$,

где $k_{жN} = 0.66 + 0.34\beta = 0.66 + 0.34 \cdot \frac{h_k}{h'} = 0.66 + 0.34 \cdot \frac{0.38}{0.72} = 0.839$

(по табл.1 Приложения 4 СНиП [1])

Коэффициент m_b для $h'=72$ см по табл. 7 [1]

$$m_b = 0.93 - \frac{0.93 - 0.9}{10} \cdot 2 = 0.924, \text{ тогда}$$

$$R_c = 15 \cdot 1 \cdot 0.924 \cdot 1 / 0.95 = 14.59 \text{ МПа}$$

$$\text{подставим } \xi = 1 - \frac{58.2 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 100.8 \cdot 10^{-3} \cdot 14.59} = 0.96, \quad M_d = \frac{19.58}{0.96} = 20,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При расчёте элементов переменного по высоте сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой кромке или при числе закреплений $m < 4$, коэффициенты φ_y и φ_M - следует дополнительно умножать соответственно на коэффициенты $k_{жN}$ и $k_{жM}$ в плоскости yz (по табл.1 и 2 Приложения 4 СНиП [1])

$$k_{жN} = 0.07 + 0.93\beta = 0.07 + 0.93 \cdot \frac{h_k}{h^1} = 0.07 + 0.93 \cdot \frac{0.38}{0.72} = 0.56$$

$$k_{жM} = \beta^{1/2} = \left(\frac{h_k}{h^1}\right)^{1/2} = \sqrt{\frac{0.38}{0.72}} = 0.73$$

$$\text{Тогда } \varphi_y \cdot k_{жN} = 0.184 \cdot 0.56 = 0.103$$

$$\varphi_M \cdot k_{жM} = 0.833 \cdot 0.73 = 0.608$$

Подставим значения в формулу (4) и получим:

$$\frac{47.57 \cdot 10^{-3}}{0.103 \cdot 100.8 \cdot 10^{-3} \cdot 14.59} + \left(\frac{20.4 \cdot 10^{-3}}{0.608 \cdot 12.096 \cdot 10^{-3} \cdot 14.59} \right)^2 = 0.314 \leq 1$$

2. Производим проверку устойчивости плоской формы деформирования растянутой зоны на расчетной длине $l_{p1} = 10,28 \text{ м}$ где имеются закрепления растянутой зоны.

Гибкость $\lambda = 1028 / (0,289b) = 1028 / (0,289 \cdot 14) = 254$; коэффициент

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{254^2} = 0.047$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p1} \cdot h_{ГН}} \cdot k_{\phi} = 140 \cdot \frac{0.14^2}{10.28 \cdot 1.026} \cdot 1.13 = 0.294$$

Где $h_{zn} = 1.026 \text{ м}$ - максимальная высота сечения на расчётной длине $l_{p1} = 10.28 \text{ м}$,

$k_{\phi} = 1.13$ по табл.2 прил. 4 [1]

При закреплении растянутой кромки рамы из плоскости, коэффициент φ_y необходимо умножить на коэффициент $k_{\Gamma N}$ (формула 34 СНиП [1]), а φ_M - на коэффициент $k_{\Gamma M}$ (по формуле 24 СНиП [1])

Поскольку верхняя кромка рамы раскреплена прогонами (плитами покрытия шириной 1,5м или 1.2м) и число закреплений $m \geq 4$, величину $\frac{m^2}{m^2 + 1}$ следует принимать равной 1, тогда:

$$k_{\Gamma N} = 1 + \left(0.75 + 0.06 \cdot \left(\frac{l_{p1}}{h} \right)^2 + 0.6 \cdot \alpha_p \cdot \frac{l_{p1}}{h} - 1 \right) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} =$$

$$= 1 + \left(0.75 + 0.06 \cdot \left(\frac{10.28}{1.026} \right)^2 + 0.6 \cdot 1.33 \cdot \frac{10.28}{1.026} - 1 \right) = 14.77$$

$$k_{\Gamma M} = 1 + \left(0.142 \cdot \frac{l_{p1}}{h} + 1.76 \cdot \frac{h}{l_{p1}} + 1.4 \cdot \alpha_p - 1 \right) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} =$$

$$= 1 + \left(0.142 \cdot \frac{10.28}{1.026} + 1.76 \cdot \frac{1.026}{10.28} + 1.4 \cdot 1.33 - 1 \right) = 3.46$$

$$\varphi_y \cdot k_{\Gamma N} = 0.047 \cdot 14.77 = 0.694 < 1$$

$$\varphi_M \cdot k_{\Gamma M} = 0.294 \cdot 3.46 = 1.017$$

Подставляем полученные значения в формулу проверки устойчивости плоской формы деформирования (4):

$$\frac{87.32 \cdot 10^{-3}}{0.694 \cdot 143.64 \cdot 10^{-3} \cdot 12.18} + \frac{169.49 \cdot 10^{-3}}{1.017 \cdot 24.562 \cdot 10^{-3} \cdot 12.18} = 0.63 < 1$$

т.е. общая устойчивость плоской формы деформирования полурамы обеспечена с учетом наличия закреплений по наружному контуру. Если устойчивость плоской формы деформирования не будет обеспечена (уравнение > 1), необходимо поставить вертикальные связи (распорки) между рамами, соединив их попарно, по длине здания. При этом расчетная

длина уменьшится вдвое, т.е. $l_{p1} = 10,28\text{м}/2 = 5.14\text{м}$.

Конструкция и расчет узлов.

Опорный узел (рис.1.3).

$$N_0=A=68.56\text{кН}; Q_0=H=58.2\text{кН}; F_{оп}=0.14 \cdot 0.475=66.58 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$\sigma_{см} = N/F_{оп} = 68,56 \cdot 10^{-3} / 66.58 \cdot 10^{-3} = 1.03 \text{ м.0} < R_{см} = \frac{15}{0.95} = 15.8 \text{ МПа}$$

где $R_{см}=15$ МПа - расчетное сопротивление смятию (сжатию) вдоль волокон табл.3 СНиП [1].

Требуемая высота диафрагмы (из расчёта на смятие рамы поперёк волокон от действия распора):

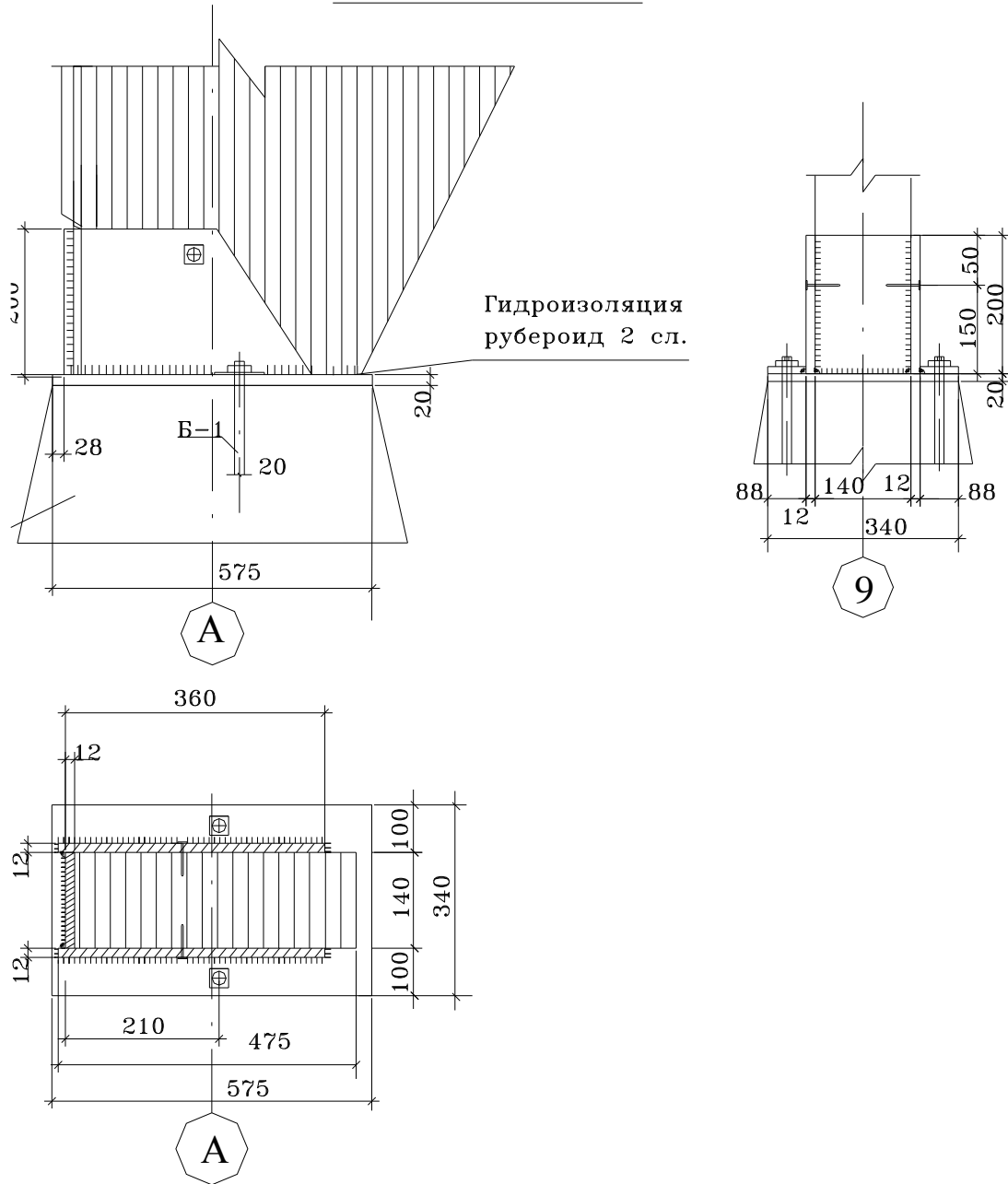
$$h_{мп} = \frac{H}{bR_{см90}} = \frac{58.2 \cdot 10^{-3}}{0.14 \cdot 3.16} = 0.132\text{м}$$

$$\text{где } R_{см90} = 3/0,95 = 3.16 \text{ мПа}$$

b - ширина сечения рамы, H – распор.

Конструктивно принимаем высоту диафрагмы $h= 20\text{см}$.

ОПОРНЫЙ УЗЕЛ М 1:10



Рассчитываем опорную вертикальную диафрагму, воспринимающую распор, на изгиб как балку, частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов:

$$M = \frac{H \cdot b}{16} = \frac{58.2 \cdot 14}{16} = 50.93 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Требуемый момент сопротивления вертикальной диафрагмы:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{50.93 \cdot 0.95}{21 \cdot 0.9} = 2.56 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 210 \text{ МПа} = 21 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ - расчетное сопротивление стали по пределу текучести. Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления, определенный по формуле:

$$W = \frac{h \cdot \delta^2}{6} = 20 \cdot \delta^2 / 6$$

где δ - толщина диафрагмы.

$$\text{Тогда } \delta = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{\text{тр}}}{h}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2.56}{20}} = 0.88 \text{ см}$$

Принимаем $\delta = 1.2 \text{ см}$

Боковые пластины и опорную плиту принимаем той же толщины в запас прочности.

Предварительно принимаем следующие размеры опорной плиты:

длина опорной плиты принимается $l_{\text{пл}} = h_{\text{оп}} + 2 \cdot 5$, ширина, $b_{\text{пл}} = b + 2 \cdot 10$ включая зазор «с» между боковыми пластинами и рамой по 0.5 см.

Длина $l_{\text{пл}} = 575 \text{ мм}$, ширина $b_{\text{пл}} = 340 \text{ мм}$ (рис. 1. 3):

Для крепления башмака к фундаменту принимаем анкерные болты диаметром 20 мм, имеющие следующие геометрические характеристики:

$$F_{\text{бр}} = 3.14 \text{ см}^2; F_{\text{нт}} = 2.45 \text{ см}^2$$

Анкерные болты работают на срез от действия распора.

- срезающее усилие:

$$N_{\text{ср}} = \frac{H}{2} = \frac{58.2}{2} = 29.1 \text{ кН}$$

Напряжение среза определим по формуле:

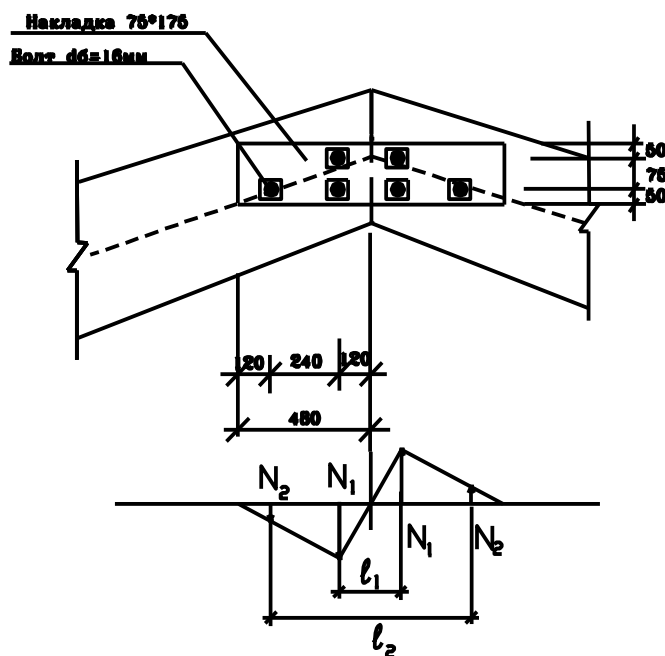
$$\tau = \frac{N_{\text{ср}}}{F_{\text{бр}}} = \frac{29.1}{3.14} = 9.3 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{R_c}{\gamma_n} = \frac{15 \cdot 0.85}{0.95} = 13.4 \text{ кН/см}^2;$$

где R_c - расчётное сопротивление срезу стали класса С235, равное в соответствии с таб. 1* СНиП II-23-81 $0.85 R_y$.

Условие прочности анкерных болтов выполняется.

Коньковый узел

Максимальная поперечная сила в коньковом узле возникает при несимметричной временной снеговой равномерно-распределённой нагрузке на половине пролёта, которая воспринимается парными накладками на болтах. Размеры и расчетная схема накладок приведены на рис.1.4



Поперечная сила в коньковом узле при несимметричной снеговой нагрузке

$$Q = \frac{S \cdot l}{8} = \frac{3,6 \cdot 23,6}{8} = 10,62 \text{ кН.}$$

где $S = 3.6$ кН/м - снеговая нагрузка (см. таб. 1.1),

Определяем усилия, действующие на болты, присоединяющие накладки к поясу.

$$R_1 = \frac{Q}{1 - \frac{l_1}{l_2}} = \frac{10,62}{1 - \frac{1}{3}} = 15,93 \text{ кН}$$

$$R_2 = \frac{Q}{\frac{l_2}{l_1} - 1} = \frac{10,62}{\frac{3}{1} - 1} = 5,31 \text{ кН}$$

где l_1 - расстояние между первым рядом болтов в узле;

l_2 - расстояние между вторым рядом болтов.

По правилам расстановки нагелей отношение между этими расстояниями может быть $\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{2}$ или $\frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{3}$. Мы приняли отношение $\frac{1}{3}$, чтобы получить меньшие значения усилий.

Принимаем диаметр болтов 16 мм и толщину накладок 75 мм (толщина накладки примерно должна быть равна половине ширины рамы).

Несущая способность на один рабочий шов при направлении передаваемого усилия под углом 90° к волокнам согласно табл. 17,19 [1] находим из условий:

Изгиба болта:

$$T_{и} = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_{\alpha}} = (1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 7,5^2) \sqrt{0,6} = 4,44 \text{ кН,}$$

$$\text{Но не более значения } T_{и} = 2,5d^2 \cdot \sqrt{k_{\alpha}} = 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot \sqrt{0,6} = 4,96 \text{ кН}$$

где a -толщина накладки (см.); d - диаметр болтов (см), k_α - коэффициент зависящий от диаметра болтов и величины угла между направлением усилия и волокнами древесины накладке по табл.19 [1].

Смятия крайних элементов-накладок при угле смятия 90° :

$$T_{cm} = 0.8 \cdot a \cdot d \cdot k_\alpha = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 1,6 \cdot 0,6 = 5,76 \text{ кН}.$$

Смятие среднего элемента– рамы при угле смятия $\alpha=90^\circ-14^\circ 02'=75^\circ 58'$:

$$T_{cm} = 0.5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,6 \cdot 0,647 = 7.25 \text{ кН},$$

где c - ширина среднего элемента – рамы равная b (см), k_α - коэффициент зависящий от диаметра болтов и величины угла между направлением усилия и волокнами древесины рамы по табл.19 [1].

Минимальная несущая способность одного болта на один рабочий шов:
 $T_{min} = 4,44$ кН, тогда

Необходимое количество болтов в ближайшем к узлу ряду:

$$n_6 = \frac{R_1}{n_{ш} \cdot T_{min}} = \frac{15,93}{2 \cdot 4,44} = 1,8, \text{ принимаем 2 болта.}$$

Количество болтов в дальнем от узла ряду:

$$n_6^1 = \frac{R_2}{n_{ш} \cdot T_{min}} = \frac{5,31}{2 \cdot 4,44} = 0,6, \text{ принимаем 1 болт.}$$

Принимаем расстояние между болтами по правилам расстановки СНиП [1]
 $l_1 \geq 2 \cdot 7 \cdot d = 22,4$ см, принимаем 24 см, тогда расстояние
 $l_2 = 3 \cdot l_1 = 3 \cdot 24 = 72$ см.

Ширину накладки принимаем $\geq 10 d$, что равно 160 мм, согласно сортамента по ГОСТ 24454-80*(3) принимаем ширину накладки 175 мм, тогда расстояние от края накладке до болтов
 $S_2 \geq 3d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ см} \approx 5 \text{ см},$ расстояние между болтами
 $S_3 \geq 3,5d = 3,5 \cdot 1,6 = 5,6$ см. принимаем 7.5см, что больше чем 5.6 см.

Изгибающий момент в накладках согласно схеме (рис.1.4):

$$M_H = \frac{Q \cdot l_1}{2} = \frac{10,62 \cdot 24}{2} = 127,44 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Момент инерции накладки, ослабленной двумя отверстиями диаметром 1,6 см:

$$\begin{aligned} J_H &= \frac{\delta_H \cdot b_H^3}{12} - 2 \frac{\delta_H \cdot d^3}{12} - 2 \cdot \delta_H \cdot d \cdot \left(\frac{S_3}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{7.5 \cdot 17.5^3}{12} - 2 \cdot \frac{7.5 \cdot 1.6^3}{12} - 2 \cdot 7.5 \cdot 1.6 \cdot \left(\frac{7.5}{2} \right)^2 = 3006.99 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

где S_3 - расстояние между болтами.

$$\text{Момент сопротивления накладки } W_H = \frac{J_H}{b_H/2} = \frac{3006.99}{17.5/2} = 353.76 \text{ см}^3$$

Напряжение в накладках:

$$\sigma = \frac{M_H}{W_H \cdot 2} = \frac{127.44}{2 \cdot 353.76} = 0.18 \text{ кН/см}^2 = 1.8 \text{ МПа} < R_u = \frac{13}{0.95} = 13.7 \text{ МПа}$$

где 2-количество накладок;

$R_u = 13 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление древесины изгибу по табл. 3 [1].

ПРИМЕР 2. РАМА С СОЕДИНЕНИЕМ РИГЕЛЯ И СТОЙКИ НА ЗУБЧАТЫЙ ШИП.

Задание: запроектировать каркас отапливаемого здания с рамами из прямолинейных элементов с зубчатым клеевым соединением ригеля и стойки в карнизном узле.

Исходные данные:

Ширина здания $L=18\text{м}$, шаг рам $B=3\text{м}$, высота рамы в коньке

$f^1=6.7\text{ м}$, кровля из металлочерепицы по прогонам. Кровля теплая с уклоном $i=0,3$, $\text{tg}\alpha = 0.3$, $\alpha^1 = 16.7^\circ$. Район строительства – г. Москва.

Степень ответственности здания II класс прил.7* [2]. Рама клеёная из древесины сосны или ели 2 сорта. Склеивание дощатых слоев толщиной 33мм (после фрезерования досок толщиной 40 мм) производится клеем ФРФ-50к.

Геометрические размеры рамы.

Внешние габариты рамы и ее геометрические размеры (предварительные) показаны на рис 2.1.

Высота рамы в карнизе по внешнему габариту $H = f^1 - y_1 = f^1 - \frac{L}{2} \text{tg}\alpha$;

$$H = 6.7 - \frac{18}{2} \cdot 0.3 = 6.7 - 2.7 = 4 \text{ м.}, \text{ где } y_1 = \frac{18}{2} \cdot 0.3 = 2.7 \text{ м}$$

Расчетный пролет рамы $l_p = 17,6\text{м}$. Поперечное сечение стоек и ригелей – прямоугольное с постоянной шириной $b=140\text{мм}$, полученной после фрезеровки досок шириной 150мм (ГОСТ 24454-80*) и переменной высотой.

Соединение ригеля и стойки в карнизном узле выполняются с помощью зубчатого клеевого шипа по всему сечению.

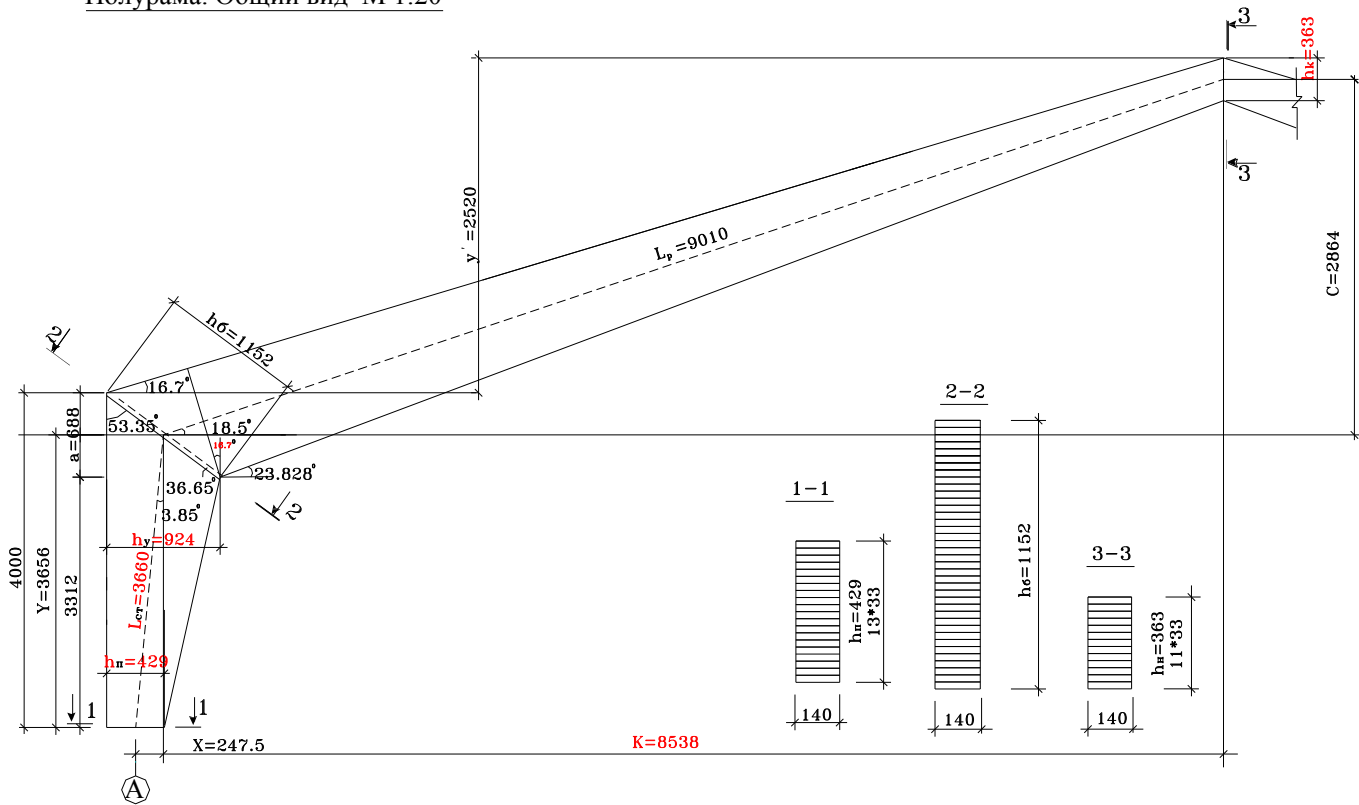


Рис.2.1.Общий вид рамы.

Ригель и стойка изготавливаются путем распиловки прямоугольных пакетов, склеенных из сосновых досок толщиной 33мм (после фрезерования досок толщиной 40 мм).

Предварительно принимаем сечение в карнизном узле из 28 слоев по 33мм, т.е. $h_y = 28 \cdot 33 = 924$ мм, что составляет около 1/19 и соответствует

общепринятым допускаемым пределам $\frac{h_y}{l} = \frac{1}{12} \dots \frac{1}{24}$ [1]

В пите стойки рамы принимаем высоту сечения $h_n \geq 0.4 h_y$, а в коньке $h_k \geq 0.4 h_y$, [5]

Принимаем $h_n = 13 \cdot 33 = 429$ мм $> 0,4 h_y = 0,4 \cdot 924 = 369.6$ мм.

$h_k = 11 \cdot 33 = 363$ мм $> 0,3 h_y = 0,3 \cdot 924 = 277.2$ мм [6],

Высота биссектрисного сечения рамы

$$h_6 = \frac{h_y}{\cos \alpha_1} = \frac{h_y}{\cos 36,65^\circ} = \frac{92.4}{0,802} = 115.2 \text{ см} = 1.152 \text{ м},$$

$$\text{где } \alpha_1 = 90^\circ - \varphi; \varphi = \frac{90^\circ + \alpha^1}{2} = \frac{90^\circ + 16.7^\circ}{2} = 53.35^\circ;$$

$$\alpha_1 = 90^\circ - 53.35^\circ = 36.65^\circ.$$

Определяем остальные размеры рамы.

Обозначим высоту между внешним и внутренним биссектрисным сечением буквой «а», тогда это расстояние будет равно:

$$a = \sqrt{h_6^2 - h_y^2}; a = \sqrt{1.152^2 - 0.924^2} = 0.688 \text{ м}$$

Обозначим расстояние по высоте между внешней точкой карнизного узла и серединой конькового узла y^1 , тогда

$$y^1 = y_1 - \frac{h_k}{2} = 2.7 - \frac{0.363}{2} = 2.52 \text{ м}$$

Если обозначить расстояние по высоте между серединами карнизного и конькового узлов через букву «с», будем иметь:

$$c = y^1 + \frac{a}{2} = 2.52 + \frac{0.688}{2} = 2.864 \text{ м}$$

Для расчета рамы нам необходимо определить координаты середины биссектрисного сечения у и х, которые равны:

$$x = \frac{h_y - h_n}{2} = \frac{0.924 - 0.429}{2} = 0.2475 \text{ м}, \quad y = H - \frac{a}{2} = 4 - \frac{0.688}{2} = 3.656 \text{ м},$$

тогда длина стойки по осевой линии

$$l_{\text{ст}} = \sqrt{y^2 + x^2} = \sqrt{3.656^2 + 0.2475^2} = 3.66 \text{ м}$$

$$\text{длина ригеля по осевой линии } l_{\text{риг}} = \sqrt{c^2 + k^2} = \sqrt{2.864^2 + 8.538^2} = 9.01 \text{ м}$$

$$24 \quad \text{где } k = \frac{L}{2} - x - \frac{h_n}{2} = \frac{18}{2} - 0.2475 - \frac{0.429}{2} = 8.538 \text{ м}.$$

Угол наклона осевой линии ригеля к горизонтали $\gamma = 18^{\circ}30'$ из

$$\text{соотношения } \operatorname{tg} \gamma = \frac{c}{k} = \frac{2.864}{8.538} = 0.335$$

Стрела подъема рамы расчетного сечения (по осевой линии)

$$f = f^1 - \frac{h_k}{2} = 6,7 - \frac{0,363}{2} = 6,52 \text{ м}$$

$$\text{Расчетный пролет рамы: } l_p = \frac{L}{2} - \frac{h_n}{2} = \frac{18}{2} - \frac{0.429}{2} = 8.8 \text{ м}$$

С учетом предварительно принятых размеров элементов рам получим геометрическую схему, приведенную на рис.2.2.

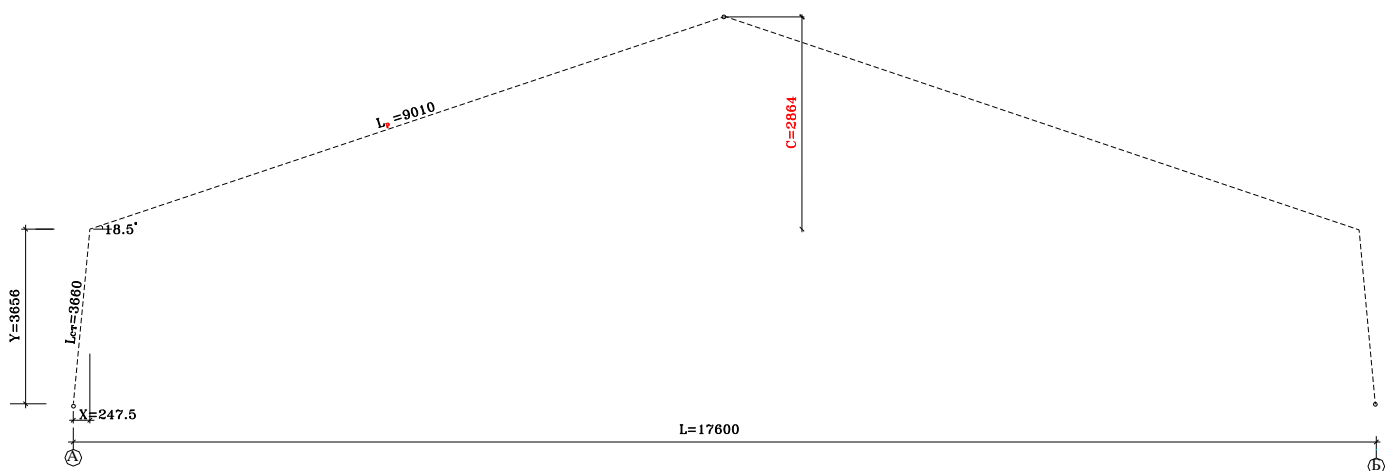


Рис.2.2. Геометрическая схема рамы.

Определение нагрузок на раму.

Раму рассчитываем от собственного веса рамы, покрытия с кровлей и снега (по всему пролету).

Нагрузки от покрытия (постоянные нагрузки из предварительного расчета ограждающих конструкций) принимаем:

Нормативную $q^H = 0.4 \text{ кН/м}^2$, расчетную $q = 0.5 \text{ кН/м}^2$

Собственный вес рамы при $k_{с.в.} = 7$ (см. табл. 7.3 [3] из выражения : 25

$$q_{c.в.}^H = \frac{q^H + S^H}{\frac{1000}{k_{c.в.} \cdot l_p}} = \frac{0.418 + 1.26}{\frac{1000}{7 \cdot 17.6}^{-1}} = 0.23 \text{ кН/м}^2$$

где S^H - нормативная снеговая нагрузка для г. Москва, которая определяется как произведение расчетной нагрузки по СНиП 2.01.07-85* для III снегового района $S=1.8 \text{ кН/м}^2$ на коэффициент, равный 0.7

$$S^H = 1.8 \cdot 0.7 = 1.26 \text{ кН/м}^2.$$

l_p – расчетный полет.

$K_{c.в.}$ – коэффициент собственного веса рамы.

При уклоне $i=0,3$ ($\text{tg}\alpha^1=0.3$) $\alpha^1=16,7^\circ$; $\cos\alpha^1=0.958$; $\sin\alpha^1=0.287$

Нагрузка от покрытия с учетом уклона кровли составит:

$$q^H = \frac{0,4}{\cos(\alpha^1)} \quad q = \frac{0,5}{\cos(\alpha^1)}$$

Значения погонных нагрузок, действующих на раму (при шаге рам **3м**) с учетом уклона кровли приведены в таб. 2.1.

Таб 2.1

Вид нагрузки	Нормативное значение нагрузки кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки кН/м
Собственный вес покрытия	$0,4 \times 3 / \cos\alpha = 1,2 / 0,96 = 1,253$		$0,5 \times 3 / \cos\alpha = 1,2 / 0,96 = 1,57$
Собственный вес рамы	$0,23 \times 3 = 0,69$	1,1	0,78
Итого:	1,94		2,35
Снеговая нагрузка	$1,26 \times 3 = 3,78$		$1,8 \times 3 = 5,4$
Всего:	5,72		7,75

В соответствии с рекомендациями п.8.12 [5] при высоте стойки рамы $H \leq 4\text{м}$ расчет рамы на ветровую нагрузку можно не производить.

Статический расчет рамы.

Максимальные усилия возникают в карнизном узле рамы при действии полной расчетной нагрузки (постоянной и временной) по всему пролету рамы: $q = 7.75$ кН/м.

Опорные реакции:

$$\text{Вертикальные } A=B=\frac{q \cdot l_p}{2} = \frac{7.75 \cdot 17.6}{2} = 68.2 \text{ кН}$$

Горизонтальные - (распор)

$$H = \frac{q \cdot l_p^2}{8 \cdot f} = \frac{7.75 \cdot 17.6^2}{8 \cdot 6.52} = 46.0 \text{ кН}$$

На рис.2.3 представлен карнизный узел, в котором определяем расчетные усилия.

Усилия в расчетном сечении 1-1 ($X=0.2475$ м; $y=3.656$ м) по оси биссектрисы карнизного узла (рис 2.3).

Изгибающий момент

$$M_{1-1} = A \cdot x - q \cdot x^2 / 2 - H \cdot y = 68.2 \cdot 0.2475 - 7.75 \cdot 0.2475^2 / 2 - 46.0 \cdot 3.656 = -151.53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Продольная сила:

$$N_{1-1} = (A - q \cdot x) \sin \varphi + H \cos \varphi$$

$$\text{где } \varphi = \frac{90 + 16,7}{2} = 53,55; \sin \varphi = 0.802; \cos \varphi = 0.597.$$

Тогда

$$N_{1-1} = (68.2 - 7.75 \cdot 0.2475) \cdot 0.802 + 46.0 \cdot 0.597 = 80.62 \text{ кН.}$$

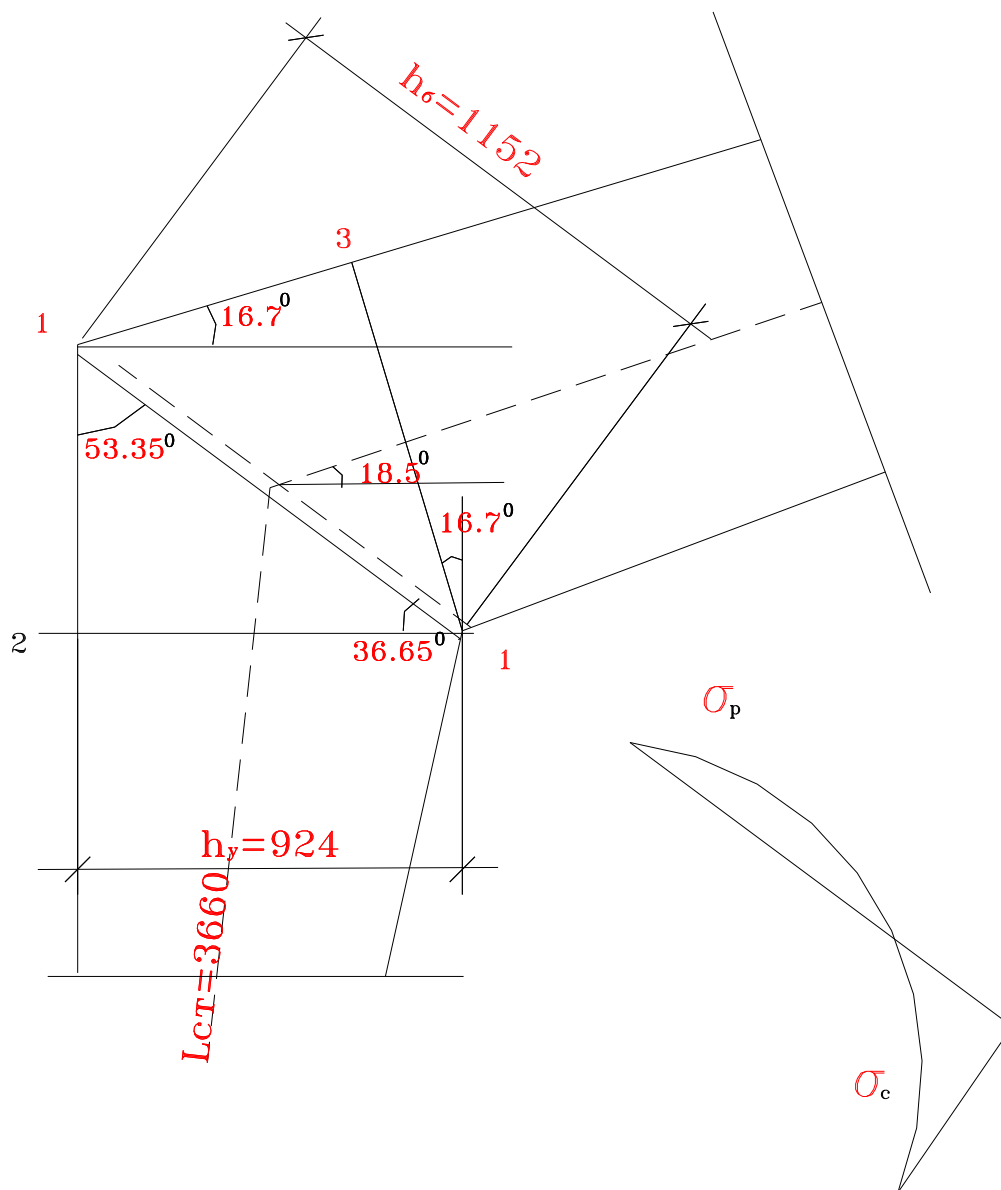


Рис. 2.3

Усилия в сечениях 1-2 и 1-3 карнизного узла (см. рис.2.3):

$$M_{1-2} = M_{1-3} = A \cdot x - q \cdot x_i^2 / 2 - H \cdot y_i = 68.2 \cdot 0.2475 - 7.75 \cdot 0.2475^2 / 2 - 46.0 \cdot 3.312 = -135.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_{1-2} = A = 68.2 \text{ кН}$$

(Точнее $N_{1-2} = A - q \cdot x = 68.2 - 7.75 \cdot 0.2475 = 66.28 \text{ кН}$).

$$N_{1-3} = (A - q \cdot x) \cdot \sin 18^\circ 30' + H \cdot \cos 18^\circ 30' = (68.2 - 7.75 \cdot 0.2475) \cdot 0.314 + 46.0 \cdot 0.949 = 64.47 \text{ кН.}$$

$$\text{где } y_i = H - a = 4 - 0.688 = 3.312 \text{ м}$$

Нормальная сила в коньковом сечении 3-3 (рис. 2.1).

$$N_{3-3} = (A - q \cdot x_3) \cdot \sin 18^\circ 30' + H \cdot \cos 18^\circ 30' = \\ = (68.2 - 7.75 \cdot 8.8) \cdot 0.314 + 46.0 \cdot 0.949 = 43.65 \text{ кН.}$$

$$\text{где } x_3 = \frac{l_b}{2} = 8.8 \text{ м}$$

Геометрические характеристики в биссектрисном сечении 1-1 и сечениях 1-2 и 1-3.

Расчетная площадь:

$$F_{\delta} = h_{\delta} b = 1.152 \cdot 0.14 = 16.128 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

$$h_{\delta} = \frac{h_y}{\cos 36.67^\circ} = \frac{0.924}{0.802} = 1.152 \text{ м}$$

$$F_{1-2} = F_{1-3} = h_y b = 0.924 \cdot 0.14 = 12.936 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

Момент сопротивления:

$$W_{\delta} = \frac{bh_{\delta}^2}{6} = \frac{0.14 \cdot 1.152^2}{6} = 30.966 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

$$W_{1-2} = W_{1-3} = \frac{bh_y^2}{6} = \frac{0.14 \cdot 0.924^2}{6} = 19.921 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

Расчетное сопротивление на сжатие умножаются на коэффициенты m_{δ} ,

$m_{\text{сл}}$, $m_{\text{в}}$.

При высоте сечения больше 50 см, коэффициент m_{δ} находим по интерполяции значений таб.7 [1]:

$$\text{для высоты } h_{\delta} = 115.2 \text{ см} \quad m_{\delta} = 0.85 - 0.05 \frac{115.2 - 100}{20} = 0.812 ;$$

$$\text{для высоты } h_{\gamma} = 92.4 \text{ см} \quad m_{\delta} = 0.9 - 0.05 \frac{92.4 - 80}{20} = 0.869 ,$$

коэффициент $m_{\text{сл}} = 1$, т.к. толщина слоя клеёного сечения принята 33 мм (табл.8 [1]), коэффициент $m_{\beta} = 1$ по таб.5 [1].

$$\text{тогда } R_c = 15 \cdot 0.812 \cdot 1 = 12.18 \text{ МПа}$$

Проверка максимальных напряжений в биссектрисном сечении.

Соединение клееных элементов стойки и ригеля производится на зубчатый шип под углом по всему сечению. Эпюра напряжений имеет криволинейное очертание (см. рис. 2.3), поэтому проверку в таких сечениях следует производить согласно формулам [5]:

Для сжатой зоны вдоль оси «х» под углом к волокнам α :

$$(\alpha = 90^{\circ} - \alpha_1 - \alpha^1 = 90^{\circ} - 36.65^{\circ} - 16.7^{\circ} = 36.65^{\circ})$$

$$\sigma_{x_c} = \frac{M_D}{K_1 W_{\delta}} + \frac{N}{F_{\delta}} \leq R_{\text{см}\alpha} \quad (1)$$

для зоны, растянутой вдоль оси «Х» под углом к волокнам α :

$$\sigma_{x_p} = \frac{M_D}{K_2 W_{\delta}} - \frac{N}{F_{\delta}} \leq R_u m_{\alpha} \quad (2)$$

для сжатия вдоль оси «у» под углом к волокнам $\beta = 90^{\circ} - \alpha$

$$\sigma_{y_c} = \frac{M_D}{K_3 W_{\delta}} \leq R_{\text{см}\beta} \quad (3)$$

где F_{δ} , W_{δ} - площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения;

$R_{\text{см}\alpha}$, $R_{\text{см}\beta}$, R_u - соответственно расчетные сопротивления древесины смятию под углом α и β к волокнам и изгибу, определяются без введения

коэффициентов m_{δ} и $m_{сл}$ по СНИП II-25-80 пп.3.1 и 3.2;

k_1, k_2, k_3 – коэффициенты, принимаемые по графику рис. 2.4 (рис.13 [5]).

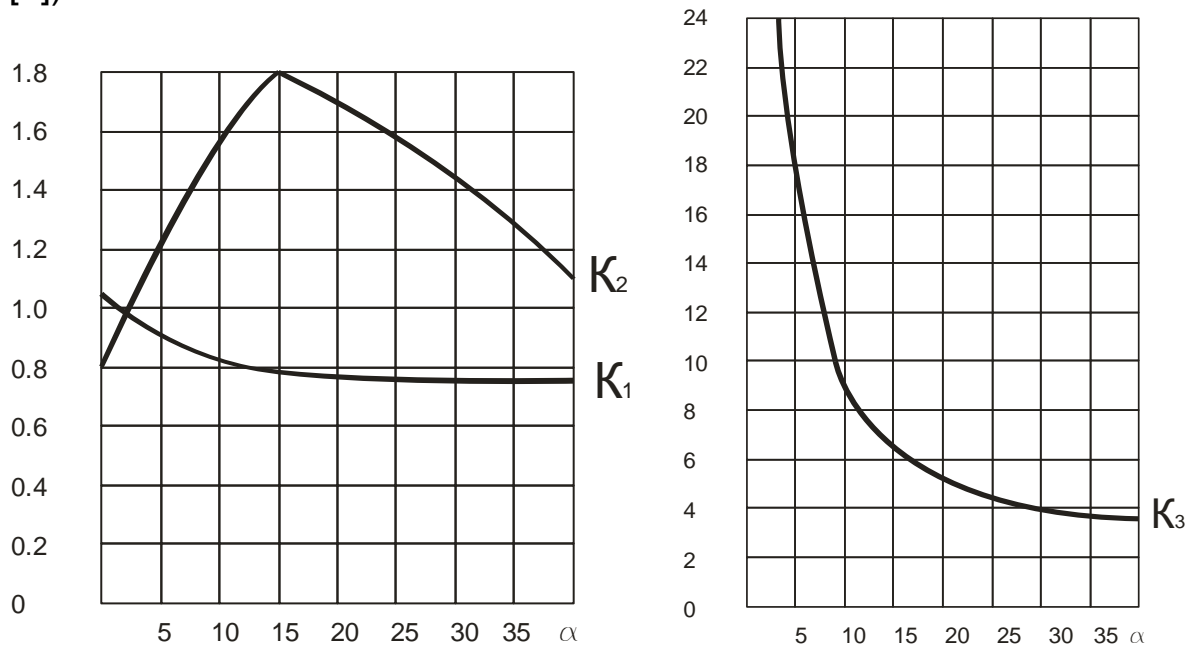
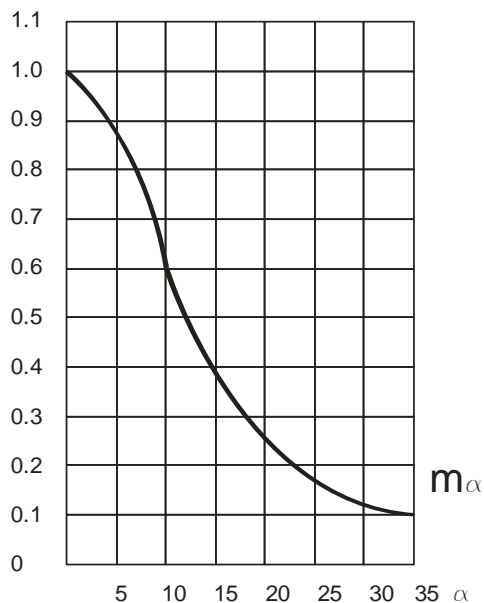


Рис. 2.4

m_{α} – коэфф. зависящий от угла наклона волокон, принимаем по рис 2.5.



Расчетное сопротивление под углом определяется по формуле (2) [1]:

$$R_{СМ\alpha} = \frac{R_{СМ}}{1 + \left(\frac{R_{СМ}}{R_{СМ90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}$$

Принимаем расчетное сопротивление смятию вдоль волокон $R_{СМ}=15\text{МПа}$ и поперек волокон $R_{СМ90}=3\text{МПа}$ (табл.3 [1]) для древесины сосны

2.5 График зависимости при ширине сечения рамы 14см, коэффициента m_{α} от угла тогда для $\alpha=35,65^{\circ}, \sin\alpha=0.597$ наклона волокон α

$$R_{CM\alpha} = \frac{15}{1 + (15/3 - 1)0,597^3} = 8,1 \text{ мПа}$$

для $\beta=90-36,65=53,35$; $\sin\beta=0.802$.

$$R_{CM\beta} = \frac{15}{1 + (15/3 - 1)0,802^3} = 4,9 \text{ мПа}$$

Изгибающий момент по деформируемой схеме:

$$M_d = M_{\max}/\xi \quad \xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot k_{жN} \cdot R_c \cdot m_b \cdot m_{сл} \cdot m_v \cdot F_b}$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}; \quad \lambda = \frac{l_p}{0,289 \cdot h_b},$$

где l_p = – длина полурамы по осевой линии.

Тогда расчетная длина:

$$l_p = l_{ст} + l_{риг} = 3.66 + 9.01 = 12.67 \text{ м}$$

где $l_{ст} = 3.66$ м – длина стойки по оси рамы;

$l_{риг} = 9.01$ м – длина ригеля по оси рамы.

$$\lambda = \frac{l_p}{0.289 \cdot h_b} = \frac{12.67}{0,289 \cdot 1.152} = 38.06; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda^2}$$

Для элементов переменного по высоте сечения коэффициент φ следует умножить на коэффициент $K_{жN}$, принимаемый по табл.1 прил.4 [1].

$$K_{жN} = 0,66 + 0,34 \cdot \beta = 0,66 + 0,34 \cdot 0,344 = 0,78,$$

$$\text{где } \beta = \frac{h_{on} + h_{к}}{2 \cdot h_b} = \frac{0,429 + 0,363}{2 \cdot 1.152} = 0,344;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{38.06^2} = 2.07,$$

$$K_{жN} \cdot \varphi = 0,78 \cdot 2,07 = 1,61,$$

Значение $K_{жN} \cdot \varphi$ не должно быть больше 1, поэтому принимаем $K_{жN} \cdot \varphi = 1$

$$\text{тогда } \xi = 1 - \frac{N \cdot \gamma}{\varphi \cdot k_{жN} \cdot R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{cl} \cdot m_b \cdot F_{\delta}} = 1 - \frac{43.65 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 1,5 \cdot 0,812 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16.128 \cdot 10^{-2}} = 0,979,$$

где $N=43.65$ кН - продольная сила в коньковом сечении 4-4.

$$M_D = \frac{M_{\delta}}{\xi} = \frac{151.53}{0,979} = 154.78 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полученные значения подставляем в формулы (1,2,3) нормальных напряжений.

Для перевода напряжений в МПа в соответствии в СИ используем коэффициент 10^{-3} .

Сжатие вдоль оси «х» под углом к волокнам α

$$\sigma_{x_c} = \frac{80.62 \cdot 10^{-3}}{16.128 \cdot 10^{-2}} + \frac{154.78 \cdot 10^{-3}}{0.7 \cdot 30.966 \cdot 10^{-3}} = 7.64 \text{ МПа} < 8,1 \text{ МПа};$$

где $k_1=0.7$, рис. 2.4.

Растяжение вдоль оси «х» под углом к волокнам α .

$$\sigma_{x_p} = -\frac{80.62 \cdot 10^{-3}}{16.128 \cdot 10^{-2}} + \frac{154.78 \cdot 10^{-3}}{1.2 \cdot 30.966 \cdot 10^{-3}} = 3.67 \text{ МПа} < 15 \cdot 0.25 = 3.75 \text{ МПа};$$

$K_2 = 1.2$, $m_{\alpha} = 0.25$ по графикам рис. 2.4 и 2.5

Сжатие вдоль оси «у» под углом к волокнам $\beta = \varphi = 53.35^{\circ}$:

$$\sigma_{y_c} = \frac{154.78 \cdot 10^{-3}}{3,99 \cdot 30.966 \cdot 10^{-3}} = 1.23 \text{ МПа} < 4,9 \text{ МПа};$$

$k_3=3.99$ по граф. рис. 2.4.

Условия прочности рамы обеспечены.

Недонапряжение составляет $\left| \frac{3.67 - 3.75}{3.75} \right| \cdot 100\% = 2\% < 5\%$

(Недонапряжение по одной из проверок прочности должно быть $\leq 5\%$).

Окончательно принимаем высоту сечения рамы: $h_y = 92.4\text{см}$; $h_n = 42.9\text{см}$;
 $h_k = 36.3\text{см}$.

Согласно п.6.46 [5] проверка нормальных напряжений в других сечениях стойки и ригеля рамы не требуется.

Проверка рамы на устойчивость плоской формы деформирования.

Проверка производится по формуле 33 [1]

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_d}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1,$$

Поскольку угол между стойкой и ригелем рамы $90^\circ + 16,7^\circ = 106,7^\circ < 130^\circ$, расчетную длину ригеля и стойки в соответствии с п.6.29 [1] следует принимать равной длинам их внешних подкрепленных кромок, т.е. для стойки $l_{p.ст} = H = 4$ м, а для ригеля

$$l_{p.риг} = \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + y_1^2} = \sqrt{\left(\frac{18}{2}\right)^2 + 2.7^2} = 9.4 \text{ м (см. рис.2.1).}$$

Суммарная расчетная длина по наружной кромке рамы:

$$l_{p.нар} = 4 + 9,4 = 13,4 \text{ м}$$

Расчетная схема полурамы и эпюра моментов в заменяющем прямолинейном элементе имеет вид:

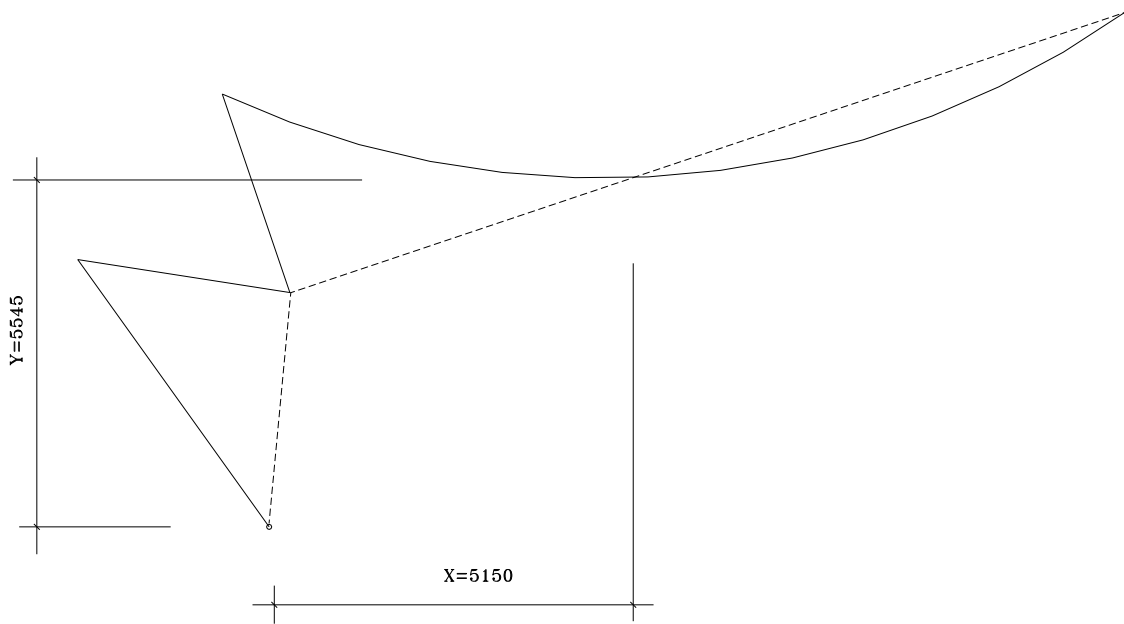


Рис 2.6

Находим координаты точки перегиба эпюры моментов, для этого приравниваем к нулю уравнение моментов (1).

$$M = A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - H \cdot \left[f - \operatorname{tg} \gamma \cdot \left(\frac{l_p}{2} - x \right) \right] = 0$$

где $f - \operatorname{tg} \gamma \cdot \left(\frac{l_p}{2} - x \right) = y$ $\gamma = 18^{\circ}30'$ $\operatorname{tg} \gamma = 0.335$

$$68.2 \cdot x - 7.75 \cdot \frac{x^2}{2} - 46.0 \cdot [6.52 - 0.335 \cdot (8.8 - x)] = 0$$

$$68.2x - 3.875x^2 - 299.92 + 135.6 - 15.41x = 0$$

$$x^2 - 13.623x + 42.405 = 0$$

$$x = \frac{b}{2} \pm \sqrt{\frac{b^2}{4} - c}$$

$$x = \frac{13.623}{2} \pm \sqrt{\frac{13.623^2}{4} - 42.405} = 6.8115 \pm 1.998$$

$$x_1 = 8,8$$

$$x_2 = 4.814$$

Точка перегиба находится на расстоянии $x < 0,5L$, этому условию удовлетворяет корень $x = 4,814$

$$y = 6.52 - 0.335 \cdot (8,8 - 4.814) = 5.18 \text{ м},$$

Расчетная длина рамы по наружной кромке имеет 2 участка, первый

$$l_{p1} = H_{ст} + \frac{x + h_p/2}{\cos \alpha^1} = 4 + \frac{4.814 + 0,429/2}{0.958} = 9.25 \text{ м}, \text{ где имеются закрепления по}$$

растянутой зоне (по ригелю – прогонами или плитами, по стойке –

стеновыми панелями) и второй $l_{p2} = l_{p.нар.} - l_{p1} = 13,4 - 9,25 = 4.15 \text{ м}$, где

нет закреплений растянутой зоны.

Расчет устойчивости плоской формы деформирования производим по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1, \quad (4)$$

для первого участка с показателем $n=1$ и для второго участка с показателем $n=2$.

Рассмотрим первый участок.

Гибкость из плоскости рамы:

$$\lambda_y = \frac{l_{p1}}{0.289 \cdot b} = \frac{925}{0.289 \cdot 14} = 228,6,$$

коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{228,6^2} = 0.057.$$

Коэффициент φ_M определяем по формуле (23) [1]:

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_{p1}^2 \cdot h} \cdot k_\varphi, \text{ где } k_\varphi - \text{коэффициент, зависящий от формы эпюры}$$

изгибающих моментов на участке l_{p1} , определяемый по табл. 2 прил. 4 [1],

для нашего случая имеем:

$$k_{\phi} = 1.35 + 0.3 \cdot \left(\frac{c}{l_{p1}} \right) = 1.35 + 0.3 \cdot \left(\frac{0.625}{9.25} \right) = 1.37,$$

$$\text{где } c = l_{p1} - \frac{l_{p1}}{2} - l_{p.ст} = 9,25 - \frac{9,25}{2} - 4,0 = 0,625$$

$$\text{где } l_{p.ст} = H_{ст} = 4\text{м}$$

$$\text{тогда } \varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\phi} = 140 \frac{14^2}{925 \cdot 115,2} \cdot 1,37 = 0,353$$

Ригель раскреплен по растянутой кромке, поэтому коэффициенты φ_y и φ_M соответственно следует умножать на коэффициенты $K_{пМ}$ и $K_{пN}$.

Определяем коэффициенты:

$$k_{пN} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \cdot \frac{l_p}{h} - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} \text{ (формула 34) [1]}$$

Для прямолинейного участка ригеля $\alpha_p = 0$, а отношение $\frac{m^2}{m^2 + 1} = 1$, т.к.

число закреплений $m > 4$, тогда

$$k_{пN} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \cdot \left(\frac{925}{115,2} \right)^2 - 1 \right] = 4,62$$

$$k_{пМ} = 1 + \left[0,142 \cdot \frac{l_p}{h} + 1,76 \cdot \frac{h}{l_p} + 1,4\alpha_3 - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} \text{ (формула 24[1]).}$$

$$k_{пМ} = 1 + \left[0,142 \cdot \frac{925}{115,2} + 1,76 \cdot \frac{115,2}{925} - 1 \right] = 1,36.$$

Подставляем полученные значения в формулу:

$$\frac{80,62 \cdot 10^{-3}}{0,057 \cdot 4,62 \cdot 15 \cdot 0,812 \cdot 16,128 \cdot 10^{-2}} + \frac{154,78 \cdot 10^{-3}}{0,353 \cdot 1,36 \cdot 15 \cdot 0,812 \cdot 30,966 \cdot 10^{-3}} = 1,01 > 1$$

Устойчивость плоской формы деформирования не обеспечена. 37

Если условия устойчивости не обеспечены, т.е значение формулы (4) $\gamma > 1$, то необходимо поставить вертикальные связи между рамами (распорки), соединив их попарно по длине здания, тем самым уменьшить расчётный пролёт, и повторить проверку.

В данном случае расчётный пролет равен: $l_p^1 = \frac{l_{p1}}{2} = \frac{9,25}{2} = 4,625$ м и устойчивость плоской формы деформирования будет явно обеспечена.

Для второго участка.

Расчетная длина данного участка равна $l_{p2} = 4.15$ м. (см. выше)

Расчетная длина данного участка по осевой линии равна:

$$l_{p2}^1 = \frac{l/2 - x}{\cos 18^\circ 30'} = \frac{8,8 - 4,814}{0.949} = 4,2 \text{ м.}$$

Определяем максимальную высоту сечения ригеля на данном участке:

$$h^1 = h_k + \frac{(h_y - h_k) \cdot l_{p2}}{l_{p.риг} - a} = 36.3 + \frac{(92.4 - 36.3) \cdot 4.15}{940 - 68.8} = 63.02 \text{ см}$$

Определяем максимальный момент и продольную силу в сечении с

$$\text{координатами } x_2 = X + \frac{l_{p2}^1 \cdot \cos \alpha^1}{2} = 4.814 + \frac{4.2 \cdot 0.949}{2} = 6.81 \text{ м}$$

$$y_2 = y + \frac{s \cdot (k - \frac{l_{p2}^1 \cdot \cos \alpha^1}{2})}{k} = 3.656 + \frac{2.864 \cdot (8.5838 - \frac{4.2 \cdot 0.949}{2})}{8.5838} = 5.86 \text{ м}$$

Где с и к подсчитаны выше.

(координаты определены по правилам геометрии)

$$M_2 = A \cdot x_2 - \frac{q \cdot x_2^2}{2} - H \cdot y_2 = 68.2 \cdot 6.81 - \frac{7.75 \cdot 6.81^2}{2} - 46.0 \cdot 5.86 = 3.72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_2 = (A - q \cdot x_2) \cdot \sin 18^\circ 30' + H \cdot \cos 18^\circ 30' =$$

$$= (68.2 - 7,75 \cdot 6,81) \cdot 0.314 + 46.0 \cdot 0.949 = 48.5 \text{ кН.}$$

Для определения величины момента по деформируемой схеме определяем площадь и момент инерции сечения:

$$F_2 = h^1 \cdot b = 63.02 \cdot 14 = 882.28 \text{ см}^2 \quad W = \frac{14 \cdot 63.02^2}{6} = 9266.88 \text{ см}^3$$

По интерполяции получим значения коэффициента m_δ для $h^1 = 63.02 \text{ см}$ по табл.7[1]:

$$m_\delta = 0.96 - \frac{0.96 - 0.93}{10} \cdot 3.02 = 0.95$$

Для учёта переменной высоты сечения находим по табл.1 прил.4 [1]:

$$k_{жН} = 0.66 + 0.34 \cdot \beta \quad \beta = \left(\frac{h_k}{h^1} \right) = \frac{36.3}{63.02} = 0.576$$

$$k_{жН} = 0.66 + 0.34 \cdot 0.576 = 0.856$$

Определяем гибкость:

$$\lambda_x = \frac{l_{p2}}{0.289 \cdot h^1} = \frac{4.15}{0.289 \cdot 0.6302} = 22.79, \text{ тогда}$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{22.79^2} = 5.77 > 1 \quad \text{так как } \varphi_x \cdot k_{жН} = 5.77 \cdot 0.856 = 4,9 > 1,$$

принимаем $\varphi_x \cdot k_{жН} = 1$, тогда

$$\xi_1 = 1 - \frac{N \cdot \gamma}{\varphi \cdot k_{жН} \cdot R_c \cdot m_\delta \cdot m_{сл} \cdot F_\delta} = 1 - \frac{43.65 \cdot 0.95}{1 \cdot 1.5 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 882.28} = 0.967$$

Где $N=43.65 \text{ кН}$ - продольная сила в ключевом шарнире.

$$M_d = \frac{M_2}{\xi_1} = \frac{3,72}{0,967} = 3,85 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Гибкость из плоскости рамы:

$$\lambda_y = \frac{I_{p2}}{0.289 \cdot b} = \frac{4.15}{0.289 \cdot 0.14} = 102.57 \text{ тогда } \varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{102.57^2} = 0.285$$

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{I_p \cdot h} \cdot k_\varphi = 140 \frac{14^2}{415 \cdot 63.02} \cdot 1.13 = 1.19$$

При расчёте элементов переменного по высоте сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента кромки, при расчёте устойчивости плоской формы деформирования, коэффициенты φ и φ_M следует умножать на коэффициенты $K_{жN}$ и $K_{жM}$ по табл. 1 и 2 приложения 4 [1].

$$k_{жN} = 0.07 + 0.93\beta = 0.07 + 0.93 \cdot 0.576 = 0.606$$

$$\text{где } \beta = \left(\frac{h_k}{h^1} \right) = \frac{36.3}{63.02} = 0.576$$

$$k_{жM} = \beta^{1/2} = \sqrt{0.576} = 0.759$$

Подставляем полученные значения в формулу проверки устойчивости плоской формы деформирования:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_d}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1,$$

$$\frac{48.5}{0.285 \cdot 0.606 \cdot 1.5 \cdot 0.95 \cdot 882.28} + \left(\frac{385}{1.19 \cdot 0.759 \cdot 1.5 \cdot 0.95 \cdot 9266.88} \right)^2 = 0.224 < 1$$

Устойчивость плоской формы деформирования на втором участке

Расчет конькового узла (см. рис.2.6)

Максимальная поперечная сила в коньковом узле возникает при несимметричной временной снеговой равномерно-распределённой нагрузке на половине пролёта, которая воспринимается парными накладками на болтах.

Максимальная поперечная сила в коньковом узле при несимметричной снеговой нагрузке:

$$Q = S \cdot l_p / 8 = 5.4 \cdot 17.6 / 8 = 11.88 \text{ кН.}$$

где $S = 5.4 \text{ кН/м}$ - погонная снеговая нагрузка см. табл. 2.1,

Определяем усилия, действующие на болты, присоединяющие накладку к раме:

$$R_1 = \frac{Q}{1 - l_1 / l_2} = \frac{11.88}{1 - 1/3} = 17.82 \text{ кН} \quad R_2 = \frac{Q}{l_2 / l_1 - 1} = \frac{11.88}{3/1 - 1} = 5.94 \text{ кН}$$

где l_1 - расстояние между первым рядом болтов в узле;

l_2 - расстояние между вторым рядом болтов.

По правилам расстановки нагелей отношение между этими расстояниями может быть $l_1 / l_2 = 1/2$ или $l_1 / l_2 = 1/3$. Мы приняли отношение

$l_1 / l_2 = 1/3$, чтобы получить меньшие значения усилий.

Принимаем диаметр болтов 18 мм и толщину накладок 75 мм. (Толщина накладки примерно должна быть равна половине ширины рамы.)

Несущая способность на один рабочий шов при направлении передаваемого усилия под углом 90° к волокнам согласно табл. 17,19 [1] находим из условий:

1. Изгиба болта:

$$T_{и} = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_{\alpha}} = (1,8 \cdot 1,8^2 + 0,02 \cdot 7,5^2) \sqrt{0,575} = 5,28 \text{ кН, но не}$$

$$\text{более } T_{и} = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_{\alpha}} = 2,5 \cdot 1,8^2 \cdot \sqrt{0,575} = 6,14 \text{ кН}$$

где a - толщина накладки (см); d - диаметр болтов (см),

k_{α} - коэффициент зависящий от диаметра болтов и величины угла между направлением усилия и волокнами древесины накладке по табл.19 [1].

2. Смятия крайних элементов – накладок с учётом угла между направлением усилия и волокнами древесины рамы ($\alpha = 90^0$):

$$T_{см} = 0,8 \cdot a \cdot d \cdot k_{\alpha} = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 1,8 \cdot 0,575 = 6,21 \text{ кН.}$$

3. Смятие среднего элемента- рамы с учётом угла между направлением усилия и волокнами древесины рамы ($\alpha = 90^0 - 16,7^0 = 73,3^0$)

$$T_{см}^1 = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_{\alpha} = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,8 \cdot 0,63 = 7,94 \text{ кН,}$$

где c - ширина среднего элемента – рамы (см),

Минимальная несущая способность одного болта на один рабочий шов из данных трёх условий: $T_{min} = 5,28 \text{ кН}$, тогда

Необходимое количество болтов в ближайшем к узлу ряду:

$$n_{б} = \frac{R_1}{n_{ш} \cdot T_{min}} = \frac{17,82}{2 \cdot 5,28} = 1,7, \text{ принимаем 2 болта.}$$

Количество болтов в дальнем от узла ряду:

$$n_{б}^1 = \frac{R_2}{n_{ш} \cdot T_{min}} = \frac{5,94}{2 \cdot 5,28} = 0,6, \text{ принимаем 1 болт.}$$

Принимаем расстояние между болтами по правилам расстановки СНИП [1] $l_1 \geq 2 \cdot 7 \cdot d = 25,2 \text{ см}$, принимаем 26 см, тогда расстояние

$$l_2 = 3 \cdot l_1 = 3 \cdot 26 = 78 \text{ см.}$$

Ширину накладки принимаем $\geq 10 d$, что равно 180 мм, по сортаменту ГОСТ 24454-80*(3) принимаем ширину накладки 200 мм, тогда расстояние от края накладки до болтов $S_2 \geq 3d = 3 \cdot 1,8 = 5,4 \text{ см} \approx 6 \text{ см}$, расстояние между болтами $S_3 = b_H - 2 \cdot S_2 = 20 - 2 \cdot 6 = 8 \text{ см}$ что больше чем $S_3 \geq 3,5d = 3,5 \cdot 1,8 = 6,3 \text{ см}$.

Изгибающий момент в накладках согласно схемы (рис.2.6):

$$M_H = \frac{Q \cdot l_1}{2} = \frac{11,88 \cdot 26}{2} = 154,44 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Момент инерции накладки, ослабленной двумя отверстиями диаметром 1.8 см:

$$\begin{aligned} J_H &= \frac{\delta_H \cdot b_H^3}{12} - 2 \frac{\delta_H \cdot d^3}{12} - 2 \cdot \delta_H \cdot d \cdot \left(\frac{S_3}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{7,5 \cdot 20^3}{12} - 2 \cdot \frac{7,5 \cdot 1,8^3}{12} - 2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{8}{2} \right)^2 = 4965,71 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

где S_3 - расстояние между болтами.

$$\text{Момент сопротивления накладки } W_H = \frac{J_H}{\frac{b_H}{2}} = \frac{4965,71}{\frac{20}{2}} = 496,57 \text{ см}^3$$

Напряжение в накладках:

$$\sigma = \frac{M_H}{W_H \cdot 2} = \frac{154,44}{2 \cdot 496,57} = 0,156 \text{ кН} / \text{см}^2 = 1,56 \text{ МПа} < R_{и} = 13 \text{ МПа} ,$$

где $R_{и} = 13 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление древесины изгибу по табл.3[1].

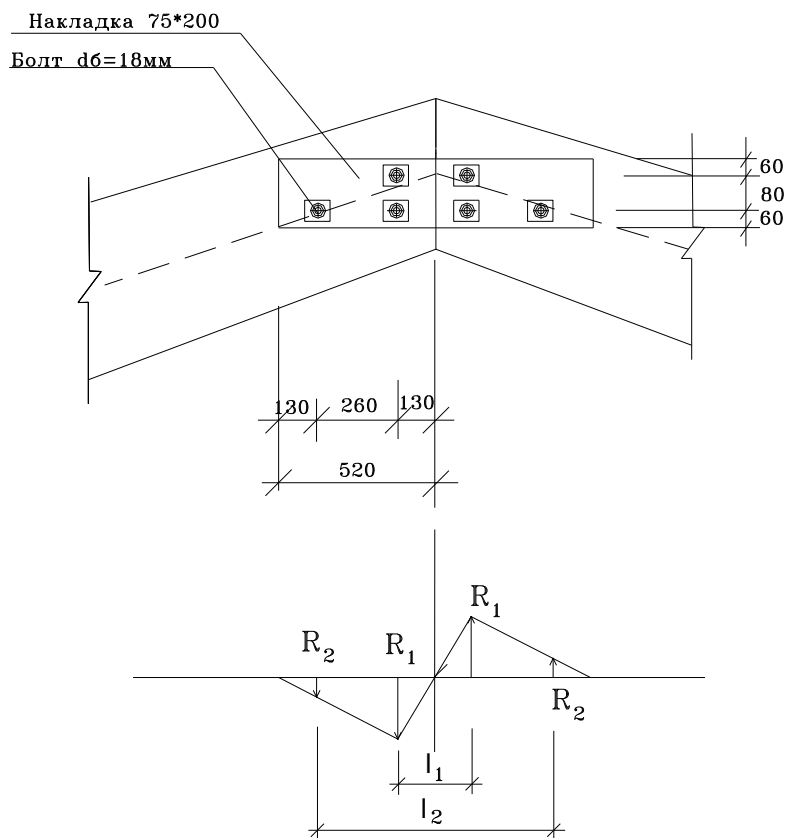


Рис.2.6 Коньковый узел.

Расчет опорного узла. (Рис 2.7)

$$N_0=A=68.2\text{кН}; Q_0=H=44.8\text{кН}; F_{\text{оп}}=14 \cdot 42.9=600.6 \text{ см}^2 ;$$

$$\sigma_{\text{см}} = N/F_{\text{оп}} = 68,2/600.6 = 0.114 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{см}} = 1,5\text{кН/см}^2 ,$$

где $R_{\text{см}} = 1.5 \text{ кН/см}^2$ - расчетное сопротивление смятию (сжатию) вдоль волокон табл.3 [1].

Требуемая высота диафрагмы из расчёта на смятие поперёк волокон древесины рамы от действия распора:

$$h_{\text{мр}} = \frac{H}{bR_{\text{см90}}} = \frac{46}{14 \cdot 3} = 10.95\text{см}$$

где $R_{\text{см90}} = 3\text{МПа} = 0,3\text{кН/см}^2$

b- ширина сечения рамы, H –распор.

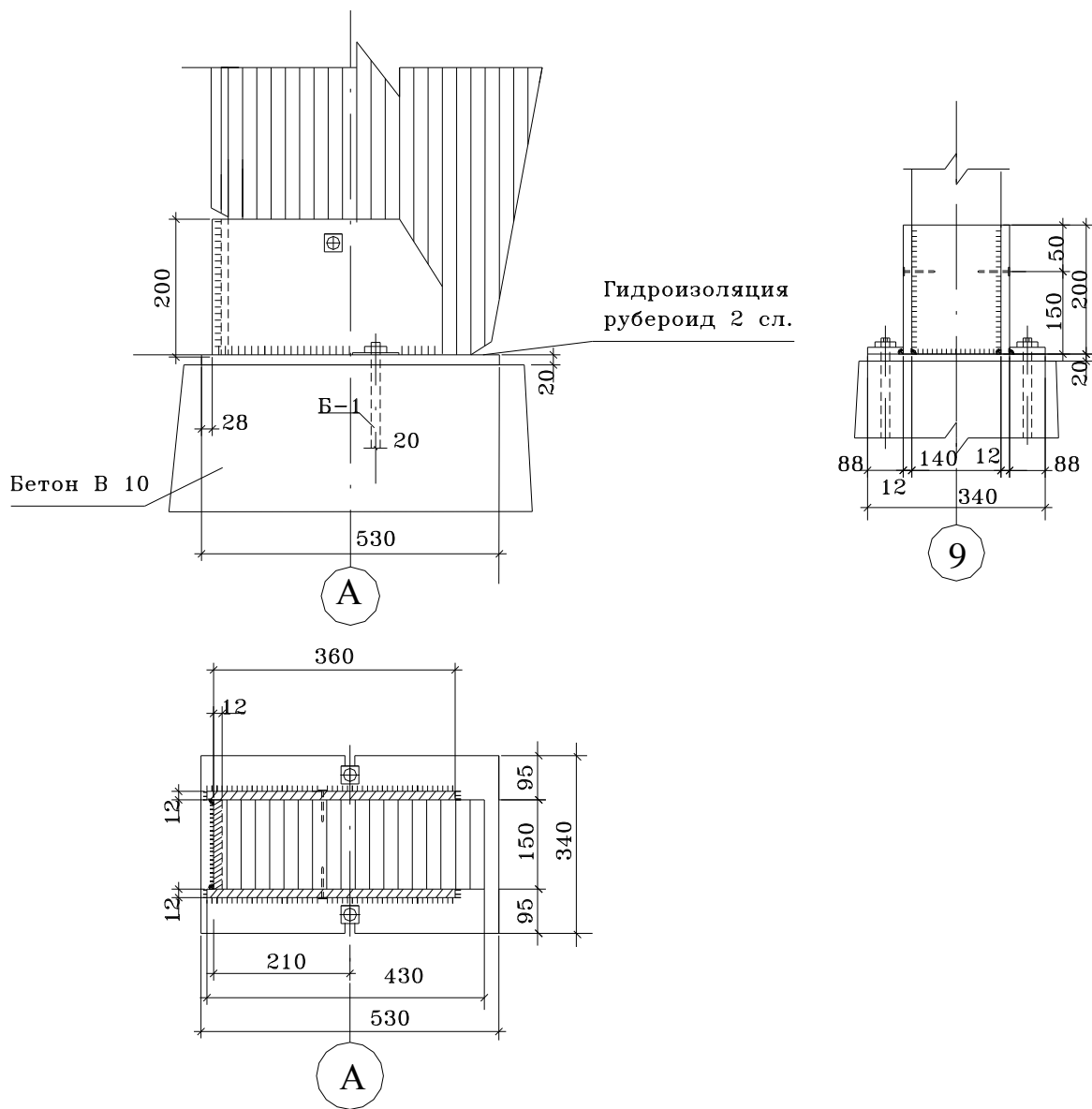


Рис. 2.7 Опорный узел рамы.

Конструктивно принимаем высоту диафрагмы $h^1 = 20\text{см}$.

Рассчитываем опорную вертикальную диафрагму, воспринимающую распор, на изгиб как балку, частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов:

$$M = \frac{H \cdot b}{16} = \frac{46 \cdot 14}{16} = 40.25 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Требуемый момент сопротивления вертикальной диафрагмы:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{40.25 \cdot 1}{21 \cdot 0.9} = 2.13 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 210 \text{ МПа} = 21 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ - расчетное сопротивление стали по пределу текучести СНиП [6].

Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления, определенный по формуле:

$$W = \frac{h^1 \cdot \delta^2}{6} = 20 \cdot \delta^2 / 6 \quad \text{где } \delta - \text{толщина диафрагмы.}$$

$$\text{Тогда } \delta = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{\text{тр}}}{h^1}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2.13}{20}} = 0.8 \text{ см}$$

Принимаем $\delta = 1.2 \text{ см}$

Боковые пластины и опорную плиту принимаем той же толщины в запас прочности.

Предварительно принимаем следующие размеры опорной плиты:

длина плиты принята: $l_{\text{пл}} = h_{\text{оп}} + \approx 2 \cdot 5 \text{ см}$,

ширина плиты $b_{\text{пл}} = b + 2 \cdot 10 \text{ см}$,

Длина $l_{\text{пл}} = 530 \text{ мм}$, ширина $b_{\text{пл}} = 340 \text{ мм}$ (рис. 2.7) включая зазор $c = 5 \text{ мм}$ между боковыми пластинами и рамой по 0.5 см.

Для крепления башмака к фундаменту принимаем анкерные болты

диаметром 20 мм, имеющие следующие геометрические характеристики [3]:

$$F_{\text{бр}} = 3.14 \text{ см}^2; \quad F_{\text{нт}} = 2.45 \text{ см}^2$$

Болты работают на срез от действия распора в раме.

Для того, чтобы срез воспринимался полным сечением болта, ставим под гайками шайбы толщиной 10мм.

срезающее усилие:

$$N_{\text{ср}} = \frac{N}{2} = \frac{46}{2} = 23 \text{ кН}$$

Напряжение среза определим по формуле:

$$\tau = \frac{N_{\text{ср}}}{F_{\text{бр}}} = \frac{23}{3.14} = 7.32 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{R_c}{\gamma_n} = \frac{15 \cdot 0.85}{0.95} = 13.4 \text{ кН/см}^2;$$

где R_c - расчётное сопротивление срезу стали класса С235, равное в соответствии с таб. 1* [6] СНиП II-23-81* $0.85 R_y$.

Условие прочности анкерных болтов выполняется.

О Г Л А В Л Е Н И Е

1. Пример расчёта гнутоклеёной рамы.....	1
2. Пример расчёта клеёной рамы с соединением ригеля и стойки на зубчатый шип.....	21