



ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

УПРАВЛЕНИЕ ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ И ПОВЫШЕНИЯ
КВАЛИФИКАЦИИ

Кафедра «Металлические, деревянные и пластмассовые
конструкции»

Методические указания

по выполнению курсового проекта по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
по направлению «Строительство»

Профиль «Промышленное и гражданское стро-
ительство»

«РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Проектирование и расчет
стропильных систем гражданских
зданий»**

Авторы
Скуратов С.В.,
Щуцкий С.В.

Ростов-на-Дону, 2018



Аннотация

Представлены методы проектирования и расчета стропильных систем покрытий гражданских зданий. Даны примеры расчета элементов деревянных конструкций. Предназначены для специалистов по направлению 08.03.01 «Строительство» по профилю подготовки «Промышленное и гражданское строительство».

Авторы

кандидат технических наук, доцент
кафедры «МДиПК» Скуратов С.В.

кандидат технических наук, доцент
кафедры «МДиПК» Щуцкий С.В.





Оглавление

Скатные крыши по деревянным стропилам.....	4
Пример расчета	7
Сбор нагрузок	8
Расчет на прочность	9
Расчет на жесткость.....	10
Мансардные покрытия	12
Расчет балок-ферм	13
Пример расчета	15
Расчет растянутого нижнего пояса	16
Расчет сжатого верхнего пояса	17
Расчет сжатого раскоса.....	18
Расчет сжатой стойки рамы	18
Расчет сжатого подкоса рамы	18
Расчет центральной растянутой стойки рамы	18
Расчет и конструирование узлов мансарды.....	19
Литература	23

СКАТНЫЕ КРЫШИ ПО ДЕРЕВЯННЫМ СТРОПИЛАМ

Скатные крыши по деревянным стропилам являются традиционной конструкцией гражданских зданий. Для скатных крыш применяют различные кровельные материалы – стальные оцинкованные листы, асбестоцементные плоские и волнистые листы, керамическую и металлическую черепицу и др. Тип кровельного материала определяет величину уклона ската крыши: чем плотнее материал кровли и герметичнее его сопряжение, тем меньше может быть уклон и наоборот.

Таблица 1.

Допустимые уклоны скатных крыш при различных материалах кровли

Материал скатной кровли	Уклон, α°
Волокнистые асбестоцементные листы	19-20
Плоские асбестоцементные листы:	
в один слой	35-45
в два слоя	25-30
Стальные листы	16-22
Керамическая черепица	40-45

По своей конструктивной схеме стропила могут быть разделены на два типа – наслонные и висячие (рис. 1).

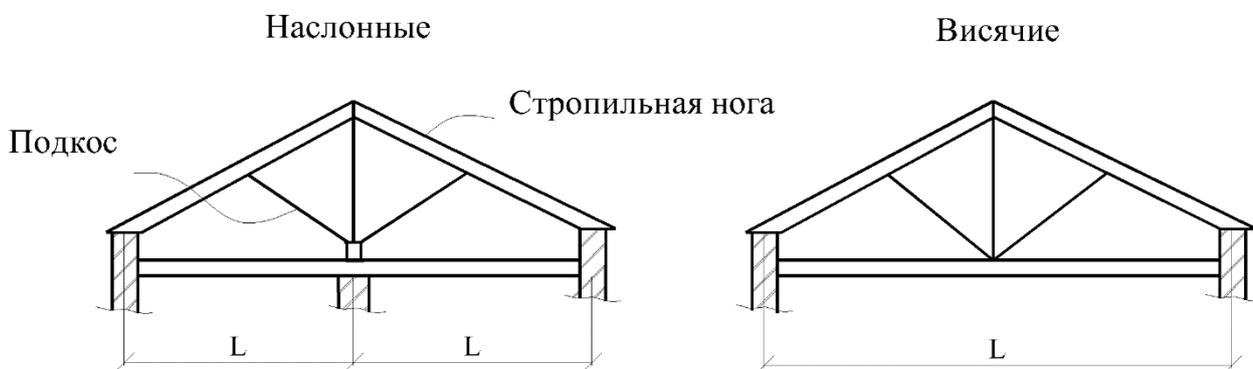


Рис.1

Наслонные стропила применяют обычно при расстояниях между стенами до 7 м. Основной несущей частью наслонных стропил являются работающие на изгиб стропильные ноги, длина которых определяется расстоянием между опорами. При недостаточном сечении стропильных ног их усиливают подкосами.

Расстояние между стропильными ногами (шаг стропил) обычно назначают 1,0 – 1,7 м (до 2 м), для того чтобы настилы или обрешетку укладывать непосредственно по стропильным ногам. Стропильные ноги просты в изготовлении, надежны и долговечны, так как работают в условиях проветриваемых чердачных помещений.

В наслонных стропилах от вертикальной нагрузки помимо изгибающих моментов появляется продольное усилие. Расчет наслонных стропил при угле наклона менее 45° можно вести без учета указанного усилия.

В современном строительстве стропильные системы применяются для возведения мансардных этажей жилых и административных зданий. Скатные крыши по деревянным стропилам могут выполняться как одно- так и двускатными. Схемы поперечные разрезов одно- и двускатных стропил представлены на рис. 2 и рис. 3 соответственно.

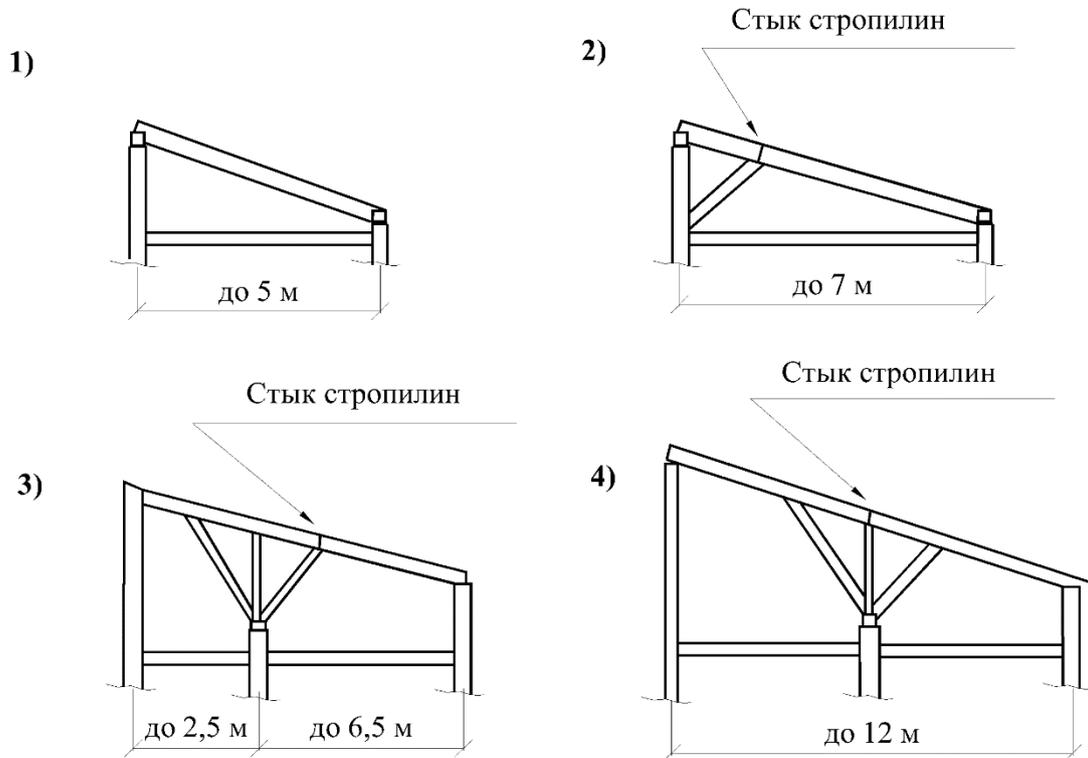


Рис.2. Схемы поперечных разрезов односкатных стропил

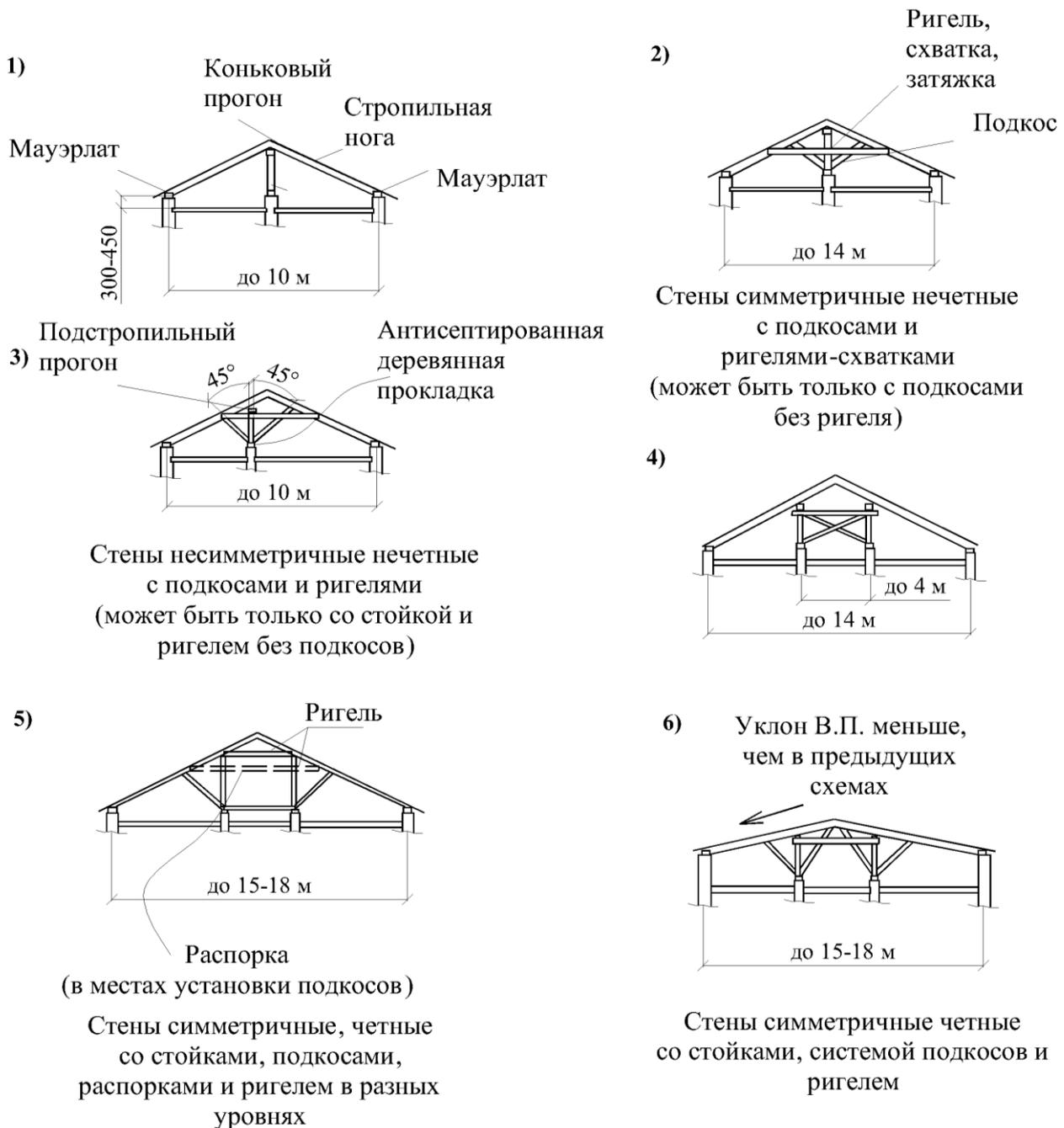


Рис.3. Поперечные разрезы двускатных стропильных крыш

Настенные брусья (мауэрлат) по наружным стенам из облегченных кладок, а также в случае частого расположения стропил устраивают непрерывными. Настенные брусья на стенах сплошной кладки делают в виде коротышей длиной 50-70 см.

Все части стропил, соприкасающиеся с кирпичной кладкой, изолируются при помощи двух слоев рубероида. Кобылки (рис. 4) должны быть антисептированы или осмолены.

При внутренних стенах из сплошной кладки и стропильной системе без устройства подкосов подкладки под стойки делают в виде коротышей из брусьев длиной $l=50-70$ см. При стропильной системе с наличием подкосов под стойки кладут сплошной лежень такого же сечения. Подробно узлы стропильных систем представлены на рис. 4.

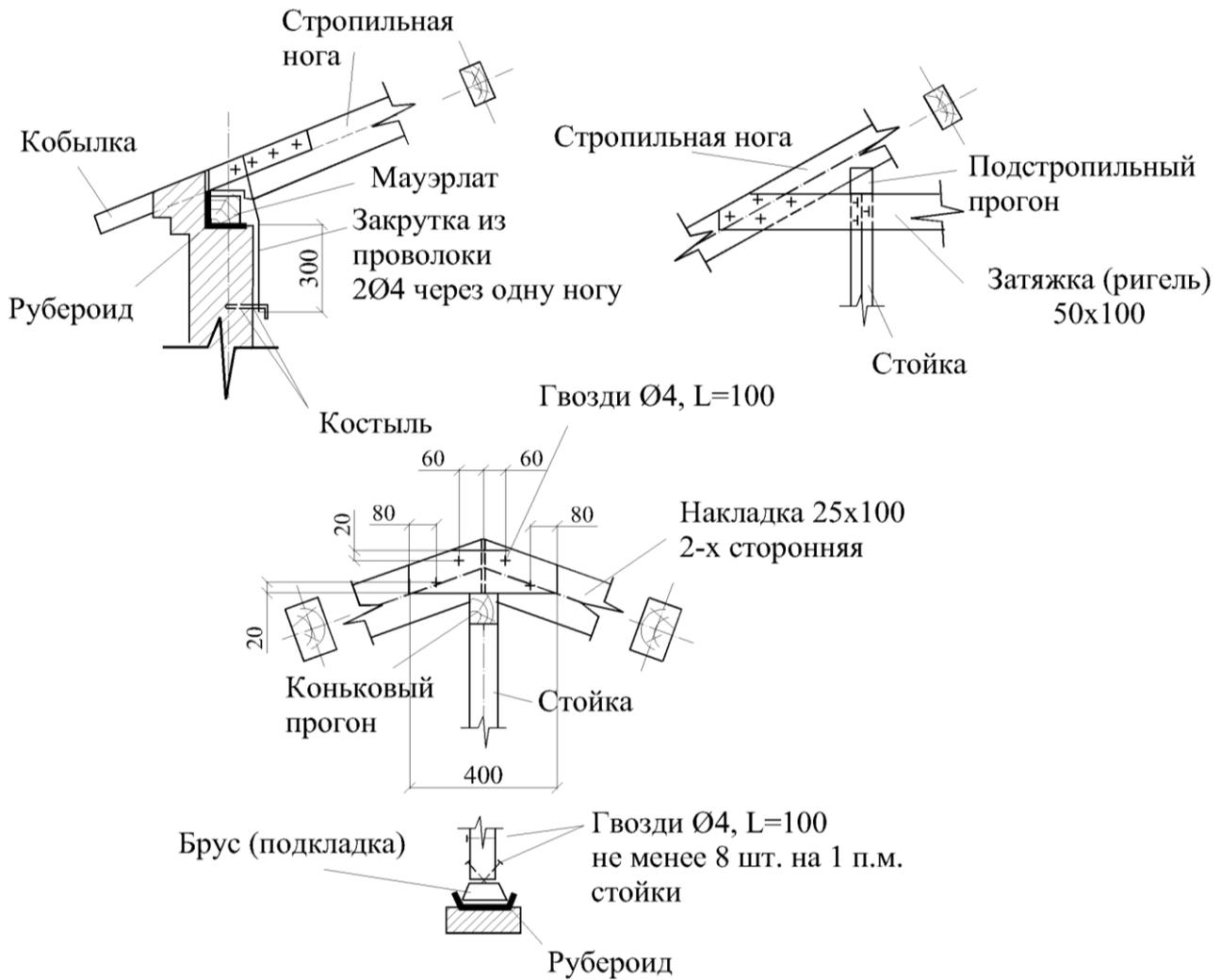


Рис. 4. Узлы стропильных систем

Пример расчета

Подобрать прямоугольное сечение ($h \times b$) деревянных стропильных ног наклонных стропил под кровлю из асбестоцементных волнистых листов. Шаг стропильных ног $a=1\text{ м}$, пролет $L=4,5\text{ м}$, угол наклона кровли к горизонту $\alpha=35^\circ$, сорт древесины – 2 (рис. 5) [1].

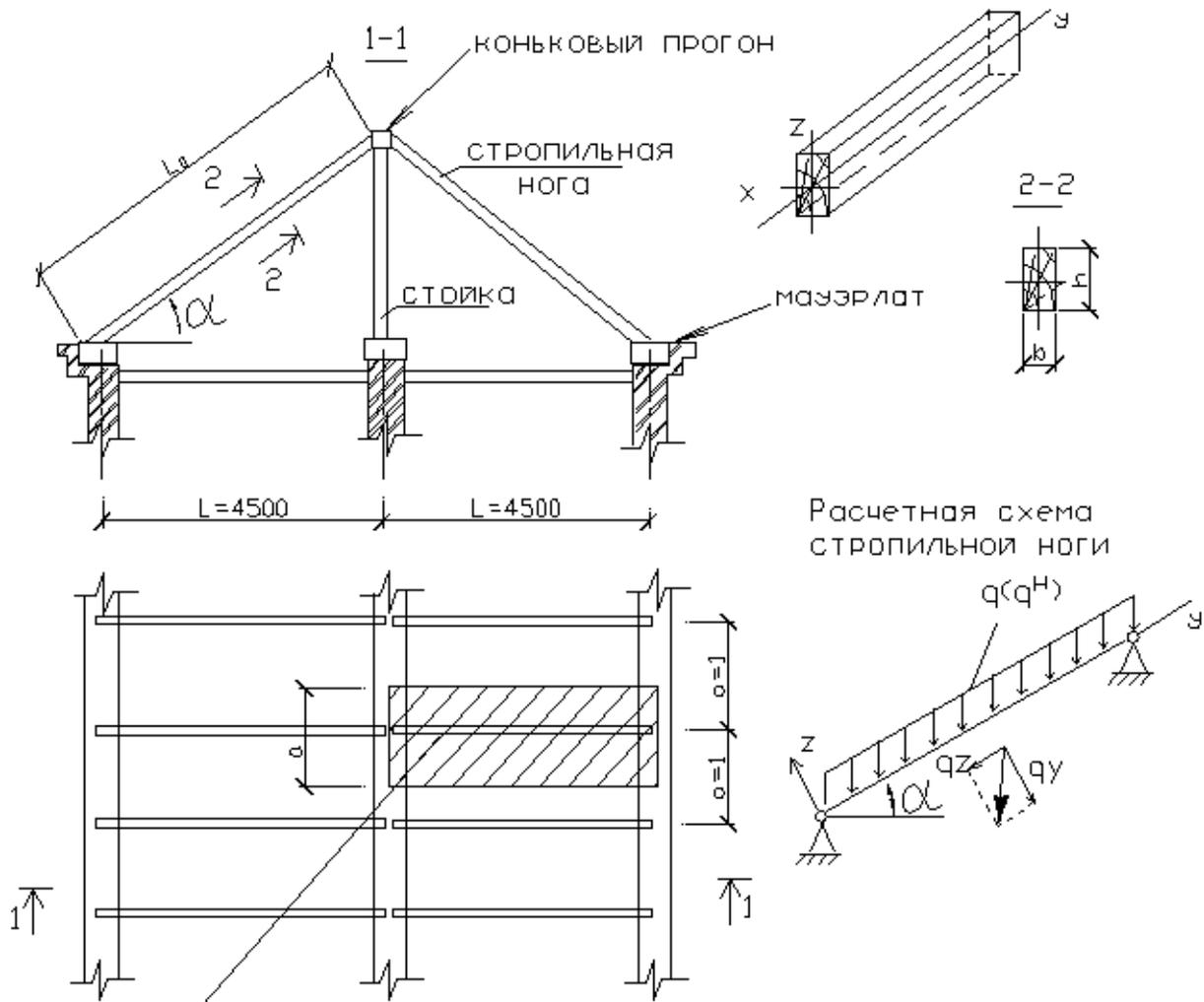


Рис. 5

Сбор нагрузок

Нормативная постоянная нагрузка от веса кровли, обрешетки и стропильных ног $p_1'' = 0,25 \text{ кН/м}^2$; $\gamma_f = 1,1$ (на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия).

Расчетная снеговая нагрузка $p_2 = 1,2 \text{ кН/м}^2$.

Нормативная снеговая нагрузка $p_2'' = p_2 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ кН/м}^2$,

$R_u = 19,5 \text{ МПа}$; $m_{дл} = 0,66$, $E = 10000 \text{ МПа}$; $\left[\frac{f}{l_0} \right] = \frac{1}{200}$.

На каждую стропильную ногу (кроме крайних) приходится нагрузка с грузовой площади шириной a ;

погонные нагрузки на 1 м длины стропильной ноги составят:

нормативная

$$q'' = (p_1'' + p_2'') \cdot a \cdot \cos \alpha = (0,25 + 0,84) \cdot 1 \cdot 0,819 = 0,893 \text{ кН/м};$$

расчетная

$$q = (p_1'' \cdot \gamma_f + p_2'' \cdot \gamma_s) \cdot a \cdot \cos \alpha = (0,25 \cdot 1,1 + 1,2) \cdot 1 \cdot 0,819 = 1,208 \text{ кН/м}.$$

Расчет на прочность

Стропильная нога работает как наклонная балка, опирающаяся на 2 прогона: коньковый и настенный (мауэрлат) (рис. 6).

Составляющие расчетной нагрузки (q) в проекциях на оси q_z и q_y :

$$q_z = q \cdot \sin \alpha = 1,21 \cdot 0,574 = 0,695 \text{ кН/м};$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha = 1,21 \cdot 0,819 = 0,991 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{q_y \cdot L_0^2}{8}; \quad L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{4,5}{0,819} = 5,5 \text{ м};$$

$$M_{\max} = \frac{0,991 \cdot 5,5^2}{8} = 3,75 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

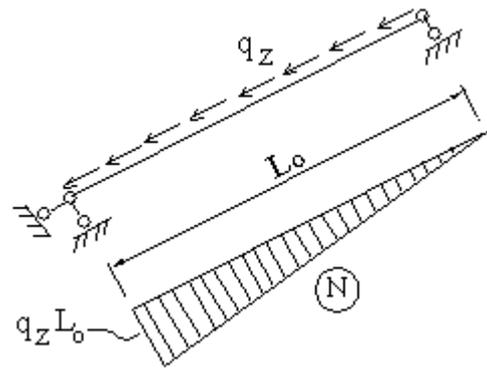


Рис. 6

Расчетная продольная сила в сечении с максимальным изгибающим моментом

$$N = \frac{q_z L_0}{2} = \frac{0,695 \cdot 5,5}{2} = 1,9 \text{ кН};$$

Максимальные нормальные напряжения при совместном действии продольной силы и изгибающего момента

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F_{\text{нм}}} + \frac{M_{\max}}{W_{\text{нм}}} \leq R_u \cdot m_{\text{дл}},$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,9}{F_{\text{нм}}} + \frac{3,75}{W_{\text{нм}}} \leq 12,87 \cdot 10^3 \text{ кПа}.$$

Первое слагаемое левой части мало по сравнению со вторым, числитель второго слагаемого больше числителя первого почти в 2 раза (3,75 и 1,9), а соотношение знаменателей $\frac{W_{\text{нм}}}{F_{\text{нм}}} = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{1}{bh} = \frac{h}{6}$, поэтому сечение стропильной ноги подбираем по второму слагаемому (с некоторым запасом).

$$\frac{3,75}{W_{\text{нм}}} \leq 12,87 \cdot 10^3 \text{ кПа, отсюда требуемый момент сопротивления}$$

$$W_{\text{нм}} \geq \frac{3,75}{12,87 \cdot 10^3} = 291 \text{ см}^3.$$

По сортаменту пиломатериалов принимаем брус шириной $b=100$ мм, тогда

$$h^{\text{треб}} \geq \sqrt{\frac{6W_{\text{нм}}^{\text{треб}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 291}{10}} = 13,21 \text{ см}.$$

Принимаем h бруса по сортаменту (ближайшее большее значение) 150 мм.
Момент сопротивления:

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \cdot 15^2}{6} = 375 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Площадь поперечного сечения:

$$F_{бр} = b \cdot h = 10 \cdot 15 = 150 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Момент инерции:

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \cdot (15)^3}{12} = 2812 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Выполняем окончательную проверку прочности выбранного сечения стропильной ноги:

$$\sigma_{\max} = \frac{1,9}{150 \cdot 10^{-4}} + \frac{3,75}{375 \cdot 10^{-6}} = 10,13 \text{ МПа} < R_{и} \cdot m_{дл} = 12,87 \text{ МПа}.$$

Влияние продольной силы на суммарные напряжения в стропильной ноге незначительно, поэтому при уклонах кровли до 35° продольной составляющей нагрузки q_z можно пренебрегать.

Расчет на жесткость

Интенсивность нормативной поперечной составляющей равномерно распределенной нагрузки: $q_y^H = q^H \cos \alpha = 0,893 \cdot 0,819 = 0,731 \text{ кН/м}$.

Прогиб стропильной ноги:

$$f = \frac{f_0}{k} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right],$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига

$$f_0 = \frac{5 \cdot q_y^H \cdot L_0^4}{384 \cdot EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,731 \cdot 5,5^4 \cdot 12}{10^4 \cdot 10^3 \cdot 10 \cdot 15^3 \cdot 10^{-8}} = 0,031 \text{ м};$$

k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимается равным 1 для балок постоянного сечения;

$c = 19,2$ – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы, определяемый по табл. Е4 прил. Е [2].

Относительный прогиб стропильной ноги:

$$\frac{f}{L_0} = \frac{0,031}{5,5 \cdot 1} \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,15}{5,5} \right)^2 \right] = \frac{1}{175} > \left[\frac{f}{L_0} \right] = \frac{1}{200}.$$

Жесткость недостаточна, необходимо увеличить момент инерции сечения, что возможно за счет увеличения ширины b или высоты h сечения.

Увеличим высоту h бруса, примем $h = 175$ мм, ширину b оставим 150 мм, тогда

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,731 \cdot 5,5^4 \cdot 12}{10^4 \cdot 10^3 \cdot 10 \cdot 17,5^3 \cdot 10^{-8}} = 0,02 \text{ м},$$
$$\frac{f}{L_0} = \frac{0,02}{5,5 \cdot 1} \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,175}{5,5} \right)^2 \right] = \frac{1}{270} < \left[\frac{f}{L_0} \right] = \frac{1}{200}.$$

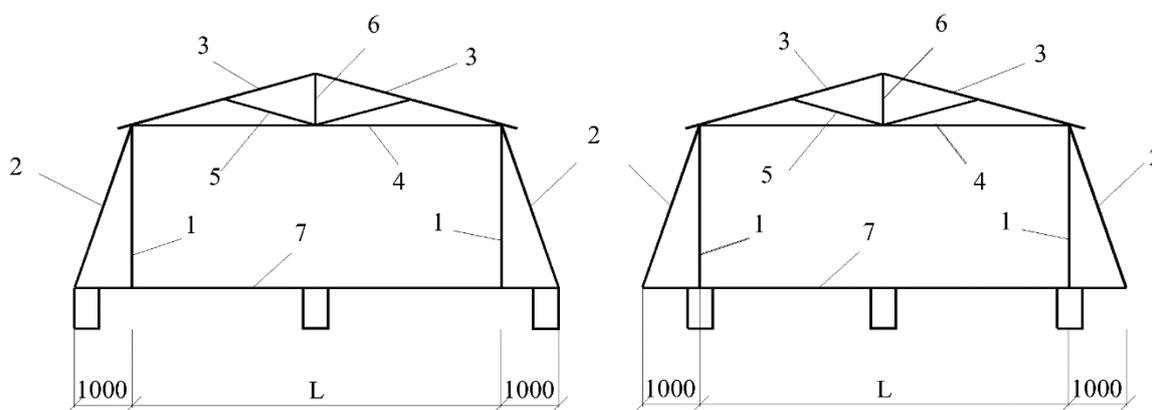
Проверка на жесткость выполнена. Окончательно принимаем сечение стропильных ног $b \times h = 100 \times 175$ мм.

МАНСАРДНЫЕ ПОКРЫТИЯ

В развитие вариантов поперечных разрезов двускатных наклонных стропил (рис. 3) возможно получение конструктивной схемы, применяемой при устройстве дополнительных этажей или мансард.

Впервые проекты реконструкции чердаков готических замков в жилые помещения разработал в XVII веке французский архитектор Франсуа Мансард. Преимущества мансардного строительства состоят в получении дополнительных площадей в существующих оснащенных инженерной и социальной инфраструктурами жилых районах без больших затрат по землеотводу и усилению существующих конструкций зданий [3].

Для решения вопросов повышения этажности в домах индивидуальной застройки в условиях нового строительства и реконструкции целесообразным является применение деревянных рамных систем пролетом L до 9 – 12 м при условии соблюдения требований огнестойкости (рис. 7).



Схемы рамных систем: 1 – стойка; 2 – подкос; 3 – стропильная нога; 4 – затяжка;
 5 – раскос; 6 – стойка; 7 – балка

Рис. 7

Представленные рамные системы опираются на балочные элементы 7, выполненные по двум расчетным схемам: одно - (двух) пролетная балка, либо балка с консолями. В зависимости от пролета балки принимается ее конструктивное решение: как правило, это брусья цельного или составного сечения, которые служат для устройства междуэтажного перекрытия. К балочным элементам 7 присоединяются элементы стойки рамы, представляющие собой собственно стойку 1 и наклонный подкос 2. В зависимости от величины нагрузки элементы 1 и 2 принимаются дощатыми или брусчатыми цельного или составного сечения.

Ригель рамной системы выполняется по схеме висячих стропил 3 с затяжкой 4, соединенных между собой системой стержней 5 и 6.

В качестве варианта ригеля возможно использование балки-фермы из досок [4]. Схема балки представляет собой треугольник с высотой (по осям), равной $1/8 - 1/10$ пролета. Балки-фермы применяют в качестве несущих конструкций бесчердачных покрытий зданий небольшой ширины (7-10 м) при рулонных кровлях. Балки-фермы устанавливают через 1,5 - 2 м и по ним непосредственно укладывают настилы (обрешетку).

В двускатных покрытиях нижний растянутый пояс состоит из одной доски, а верхний, работающий на сжатие и изгиб, – из двух досок. В опорных узлах доски верхнего пояса охватывают доску нижнего пояса и соединяются гвоздями.

Стык досок сжатого пояса устраивают впритык и перекрывают прокладкой и накладками, стянутыми болтами. Стык растянутого пояса перекрывают накладками и устраивают на 4 – 6 стяжных болтах. Балкам придают строительный подъем не менее $1/200$ пролета за счет перелома оси прямолинейного пояса в стыке.

Расчет балок-ферм

Принятые обозначения: L – пролет (см); h_0 – теоретическая высота (см); q – равномерно распределенная нагрузка (кг/см); α – угол между осями верхнего и нижнего пояса (рис. 8).

Опорные реакции: $A = B = \frac{qL}{2}$ (кг).

Усилие нижнего пояса: $U = \frac{qL^2}{8h_0}$ (кг).

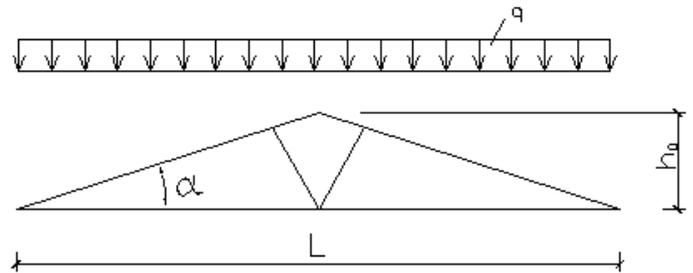


Рис. 8

Усилие в верхнем поясе в месте максимального изгибающего момента:

$$N = \frac{U}{\cos \alpha} + \frac{qL}{4} \sin \alpha \text{ (кг)}.$$

Изгибающий момент от межузловой нагрузки в верхнем поясе:

$$M = \frac{ql^2}{32} \text{ (кг·см)}.$$

Гибкость верхнего пояса в плоскости балки-фермы:

$$\lambda = \frac{L}{2 \cos \alpha \cdot 0,289 \cdot b'}$$

где b – ширина доски верхнего пояса.

Напряжения в досках верхнего пояса:

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

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

$M_D = \frac{M}{\xi}$, ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по

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

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

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

$F_{расч}$ и $W_{расч}$ – площадь и момент сопротивления двух досок верхнего пояса.

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{\lambda^2}$$

Требуемую площадь доски нижнего пояса $F_{треб}$ определяют с учетом ослабления ее в стыке двумя отверстиями для болтов диаметром d_B :

$$F_{треб} = \frac{U}{m_0 \cdot R_p} + 2d_B \cdot c,$$

где c – толщина доски нижнего пояса,

$m_0 = 0,8$ – коэффициент условий работы растянутых элементов с ослаблениями в расчетном сечении.

Смятие досок верхнего пояса от опорной реакции:

$$\sigma_{см} = \frac{A}{F_{см}} \leq R_{см,\alpha}$$

Другой вариант ригеля рамной системы мансарды при различных системах стержней, соединяющих верхний и нижний пояса, представляет собой дощатую треугольную ферму (рис.9).

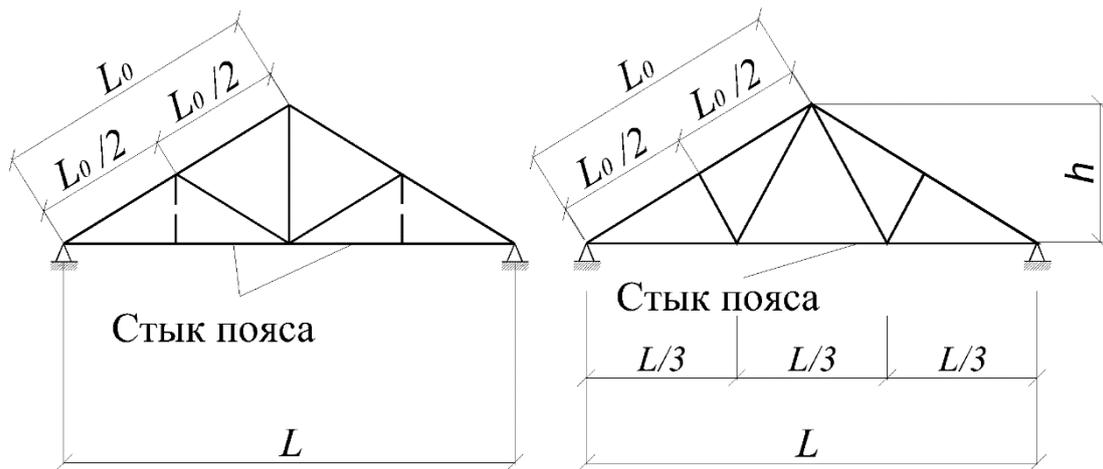


Рис. 9

Пролеты ферм принимаются до 9 м с шагом 1 – 2 м и отношении $h/l = 1/8 - 1/10$. По верхним поясам ферм непосредственно укладывают настилы или обрешетку. Пояса ферм выполняются составного сечения из двух досок, элементы решетки (раскосы, стойки) размещаются между поясными досками и прикрепляются к ним болтами. В опорных узлах поясные доски стыкуются на элементах стойки рамы, охватывая их, и крепятся также на болтах. Стык досок нижнего пояса осуществляется в точках, обозначенных на схемах ферм (рис. 9), при помощи дощатых прокладок и накладок на болтах. Стык досок верхнего пояса в коньке устраивается аналогично стыку в балках-фермах. Нижнему поясу ферм также придается требуемый строительный подъем.

Для восприятия ветровой нагрузки на раму и обеспечения пространственной жесткости предусматривается система связей в покрытии. Различаются горизонтальные связи, лежащие в плоскости кровли, и вертикальные, передающие нагрузки из плоскости кровли к опорным креплениям рамы. Горизонтальные ветровые связи могут иметь вид раскосов, ферм с крестообразной решеткой, параболическими затяжками [5].

Пример расчета

Запроектировать дощатые конструкции мансардного покрытия по следующим данным: пролет $L = 6$ м, шаг рам – 2 м, снеговая нагрузка II район, ветровая нагрузка III район, сорт древесины – 2. Расчетная схема рамы с обозначением основных геометрических размеров и состава покрытия представлена на рис. 8.

Статический расчет рамы выполнен по программе Structure CAD 7.31 для Windows на действие постоянных нагрузок от собственного веса конструкций, снега (2 варианта) и ветра. Получены значения перемещений узлов и усилий в стержнях; по максимальным значениям усилий производим проверки принятых сечений стержней.

Расчетные усилия в стержнях:

$$N_3 = 3,7664 \text{ тс} - \text{нижний пояс,}$$

$$N_8 = - 0,548 \text{ тс} - \text{стойка рамы,}$$

$$N_{10} = - 1,494 \text{ тс} - \text{подкос рамы,}$$

$$N_{16} = - 4,616 \text{ тс} - \text{верхний пояс,}$$

$N_{25} = -1,585$ тс – раскос ,

$N_5 = 0,934$ тс – стойка фермы.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3} = 0,333, \alpha = 18,43^\circ, \cos \alpha = 0,9487, \sin \alpha = 0,3162.$$

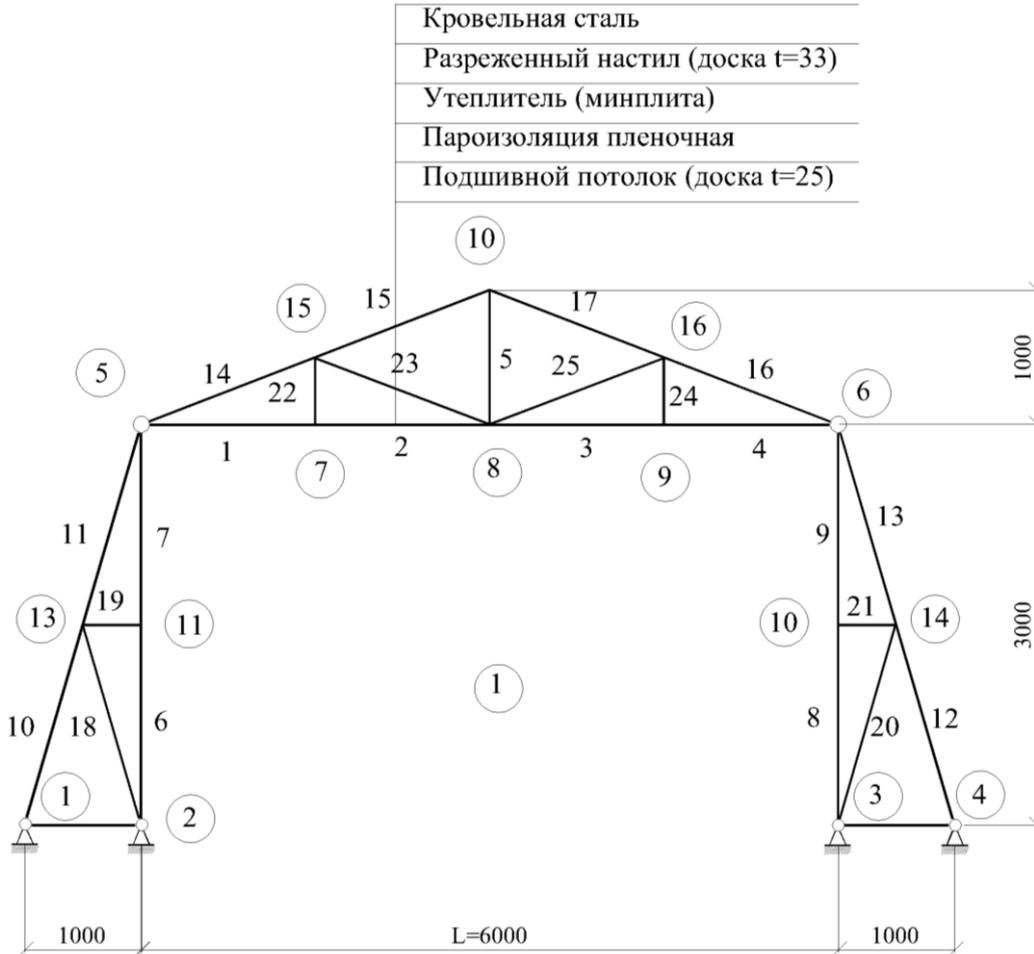
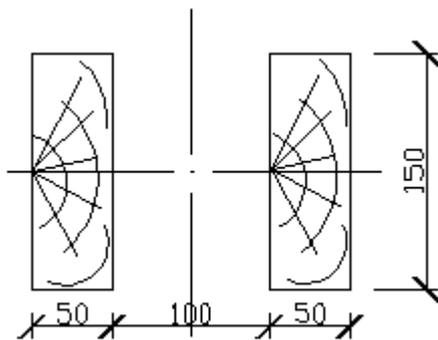


Рис. 8

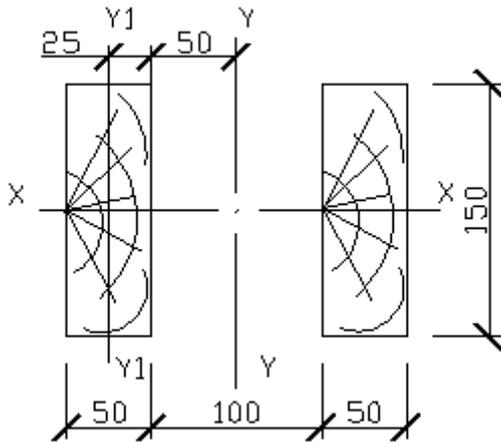
Расчет растянутого нижнего пояса



$$N_3 = 3,7664 \text{ тс} = 37,664 \text{ кН}; \frac{N_3}{F_{HT}} \leq R_p \cdot m_{дл} \cdot m_0;$$

$$F_{HT}^{треб} \geq \frac{N_3}{R_p \cdot m_{дл} \cdot m_0} = \frac{37,664}{10,5 \cdot 10^3 \cdot 0,66 \cdot 0,8} = 67,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из 2 досок 150x50 мм с $F_{БР} = 2 \cdot 15 \cdot 5 = 150 \text{ см}^2$.

Расчет сжатого верхнего пояса


$$N_{16} = -4,616 \text{ тс} = -46,16 \text{ кН};$$

$$\frac{N_{16}}{F_{расч}} + \frac{M_{Д}}{W_{расч}} \leq R_c;$$

$$F_{расч} = 2 \cdot 5 \cdot 15 = 150 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$M_{Д} = \frac{M}{\xi}; \quad M = \frac{q \cdot (L_0/2)^2}{8};$$

$$\frac{L_0}{2} = \frac{316,2}{2} = 158,1 \text{ (см)} - \text{длина стержня 16.}$$

На верхний пояс фермы действует нагрузка от вышележащих частей покрытия, собственного веса фермы и снега, равная $q = 3,44 \text{ кН/м}$.

$$M = \frac{3,44 \cdot (1,58)^2}{8} = 1,07 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$W_x = 2 \cdot 5 \cdot \frac{15^2}{6} = 375 \text{ см}^3,$$

$$\lambda_x = \frac{L_0}{r_x} = \frac{158,1}{0,289 \cdot 15} = 36,5 < 70,$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{36,5}{100} \right)^2 = 0,893,$$

$$\xi = 1 - \frac{N_{16}}{\varphi \cdot R_c \cdot m_{ол} \cdot F_{оп}} = 1 - \frac{46,16}{0,893 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,66 \cdot 150 \cdot 10^{-4}} = 0,732,$$

$$M_{Д} = \frac{1,07}{0,732} = 1,46 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Напряжения в верхнем поясе

$$\frac{41,16 \cdot 10^{-3}}{150 \cdot 10^{-4}} + \frac{1,46 \cdot 10^{-3}}{375 \cdot 10^{-6}} = 2,74 + 3,89 = 6,63 \text{ МПа} < R_c \cdot m_{дл} = 12,87 \text{ МПа}.$$

Расчет сжатого раскоса

$$N_{25} = -1,585 \text{ тс} = -15,85 \text{ кН}, \quad l_0 = 158,1 \text{ см.}$$

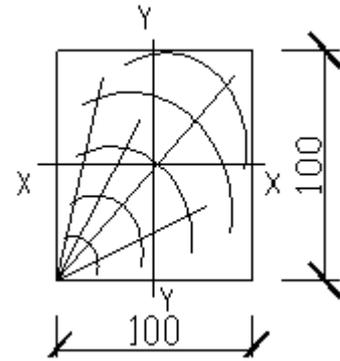
Принимаем сечение из бруса 100x100 мм, тогда $F = 100 \text{ см}^2$;

$$r_y = 0,289 \cdot 10 = 2,89 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{158,1}{2,89} = 54,7; \quad \lambda < 70;$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{54,7}{100} \right)^2 = 0,761;$$

$$\frac{15,85 \cdot 10^{-3}}{0,761 \cdot 100 \cdot 10^{-4}} = \frac{158,5}{76,1} = 2,1 \quad \text{МПа} < 12,87 \text{ МПа.}$$



Расчет сжатой стойки рамы

$$N_8 = -0,548 \text{ тс} = -5,48 \text{ кН}, \quad l_0 = 300 \text{ см.}$$

Принимаем сечение из бруса 100x100 мм, тогда $F = 100 \text{ см}^2$,

$$r_y = 2,89 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{300}{2,89} = 103,8; \quad \lambda > 70; \quad \varphi = \frac{3000}{103,8^2} = 0,278.$$

$$\frac{5,48 \cdot 10^{-3}}{0,278 \cdot 100 \cdot 10^{-4}} = \frac{54,8}{27,8} = 1,97 \text{ МПа} < 12,87 \text{ МПа.}$$

Расчет сжатого подкоса рамы

$$N_{10} = -1,494 \text{ тс} = -14,94 \text{ кН.}$$

Принимаем сечение из 2 досок 100x50 мм, $l_0 = 316,2 \text{ см}$, $F = 2 \cdot 5 \cdot 10 = 100 \text{ см}^2$;

$$r_y = 2,89 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{316,2}{2,89} = 109,4; \quad \lambda > 70; \quad \varphi = \frac{3000}{109,4^2} = 0,251.$$

$$\frac{14,94}{0,251 \cdot 10^2 \cdot 10^{-4}} = \frac{14,94 \cdot 10^{-3}}{0,251 \cdot 10^2 \cdot 10^{-4}} = 5,95 \text{ МПа} < 12,87 \text{ МПа.}$$

Расчет центральной растянутой стойки рамы

Принимаем сечение из бруса 100x100 мм; $N_5 = 0,934 \text{ тс} = 9,34 \text{ кН}$; $F = 100 \text{ см}^2$.

$$\frac{9,34 \cdot 10^{-3}}{100 \cdot 10^{-4}} = \frac{93,4}{100} = 0,934 \text{ МПа} < R_p \cdot m_{дл} = 7 \cdot 0,66 = 12,87 \text{ МПа.}$$

Вследствие небольших напряжений возможна установка стоек 22 и 24 того же сечения для устройства подвесного потолка (подшивка к нижним поясам ферм).

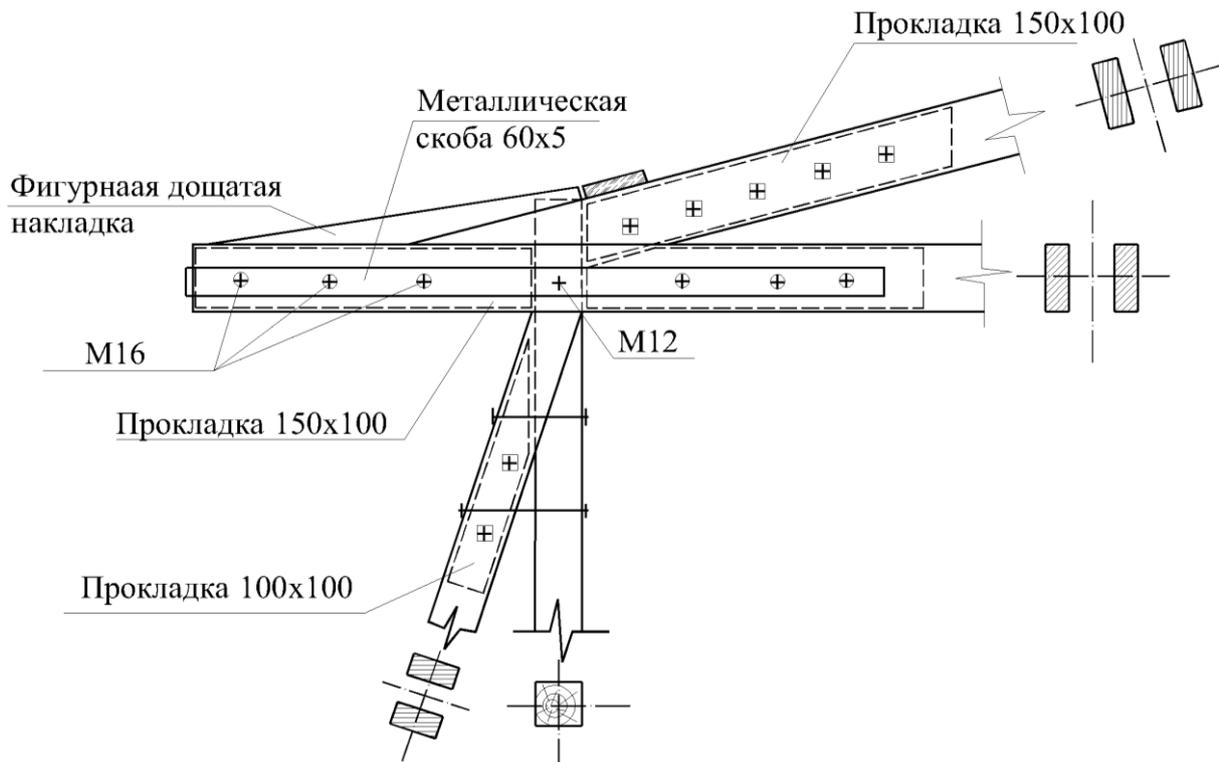
Расчет и конструирование узлов мансарды


Рис. 9

1. Расчет узла присоединения верхнего пояса к вертикальному элементу стойки рамы (рис. 9):

а) смятие по площадке контакта прокладки с вертикальным элементом стойки рамы (в верхнем поясе)

$$\tau_{см} = \frac{N_{16}}{F_{см}} \leq R_{см\alpha}$$

$$R_{см'\alpha} = \frac{R_{см} \cdot m_{дл}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{19,5 \cdot 0,66}{1 + \left(\frac{19,5}{4,5} - 1 \right) \cdot 0,0316} = 11,64 \text{ МПа}$$

$$F_{см} = \frac{15 \text{ см}}{\cos \alpha} \cdot 10 \text{ см} = 158,1 \text{ см}^2$$

$$\frac{46,16 \text{ кН}}{158,1 \text{ см}^2} = \frac{46,16 \cdot 10^{-3} \text{ МН}}{158,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2} = \frac{461,4}{158,1} = 2,9 \text{ МПа} \leq 11,64 \text{ МПа}$$

б) смятие по площадке контакта (на стойке)

$$\frac{N_{16} \cdot \cos \alpha}{F_{см}} \leq R_{см90} \cdot m_{дл} = 4,5 \cdot 0,66 = 2,97 \text{ МПа};$$

$$\frac{46,16 \text{ кН} \cdot 0,9487}{158,1 \text{ см}^2} = \frac{46,16 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9487 \text{ МН}}{158,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2} = 2,77 \text{ МПа} \leq 2,97 \text{ МПа}$$

в) определение количества болтов присоединения прокладки к ветвям верхнего пояса (рис. 10)

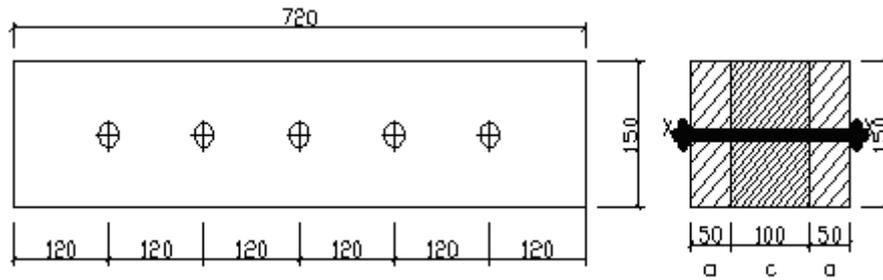


Рис. 10

$$d_B = 16 \text{ мм}; \quad N_{16} = -46.16 \text{ кН};$$

$$T_a = 0,8 \cdot a \cdot d_B = 0,8 \cdot 5 \cdot 1,6 = 6,4 \text{ кН}; \quad T_c = 0,5 \cdot c \cdot d_B = 0,5 \cdot 10 \cdot 1,6 = 8 \text{ кН};$$

$$T_{II} = 2,2 \cdot d_B^2 + 0,025 \cdot a^2 = 6,3 \text{ кН} < 3,1 \cdot d_B^2 = 7,936 \text{ кН}.$$

$$n_H = \frac{N_{16}}{T_{\min} \cdot n_{III}} = \frac{46,16}{6,3 \cdot 2} = 3,66 \approx 4 \text{ шт.} \quad S_I \geq 7 \cdot d_B = 7 \cdot 1,6 \text{ см} = 11,2 \approx 12 \text{ см};$$

2. Расчет узла присоединения нижнего растянутого пояса в карнизном узле

а) определение количества болтов присоединения прокладки к ветвям нижнего пояса:

$$N_3 = 37,664 \text{ кН}; \quad T_{\min} = 6,3 \text{ кН};$$

$$n_H = \frac{N_3}{T_{\min} \cdot n_{III}} = \frac{37,664}{6,3 \cdot 2} = 2,99 \approx 3 \text{ шт.}$$

Из конструктивных соображений предлагается усиление узла при помощи аналогичной прокладки, устанавливаемой с противоположной стороны стойки, и П-образной металлической скобы из полосовой стали 60x5 мм.

$$T_{CM} = 0,5 \cdot c \cdot d_B = 0,5 \cdot 20 \cdot 1,6 = 16 \text{ кН};$$

$$T_{II} = 2,5 \cdot d_B^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,4 \text{ кН};$$

$$n_H \geq \frac{37,664}{6,4 \cdot 2} = 2,9 \approx 3 \text{ шт.}$$

$$S_I = 7 \cdot d_B = 7 \cdot 1,6 = 11,2 \approx 12 \text{ см};$$

$$S_3 = 3 \cdot d_B = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \approx 5 \text{ см}$$

Принимаем прокладку между ветвями нижнего пояса сечением 150x100, длина которой составляет 500 мм (рис. 11).

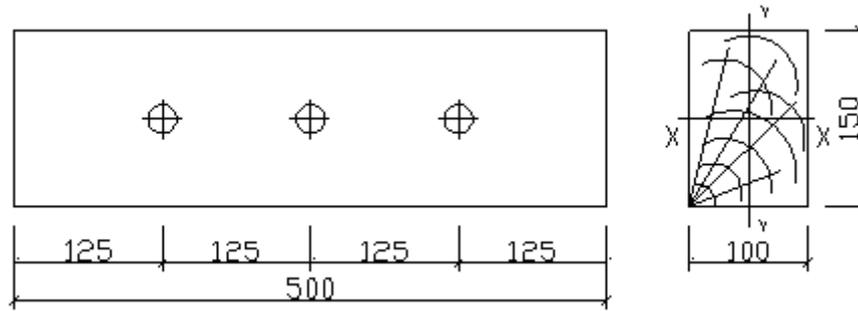


Рис. 11

б) смятие по площадке контакта прокладки с вертикальным элементом стойки рамы:

$$\tau_{см} = \frac{N_3}{F_{см}} \leq R_{см90} \cdot m_{дл} = 4,5 \cdot 0,66 = 2,97 \text{ МПа}; \quad F_{см} = 15 \cdot 10 = 150 \text{ см}^2;$$

$$\frac{37,664}{150} = 2,51 \text{ МПа} < 2,97 \text{ МПа};$$

в) смятие торца нижнего пояса под металлической скобой:

$$F_{см} = 6 \cdot 20 = 120 \text{ см}^2; \quad R_{см} \cdot m_{дл} = 12,87 \text{ МПа};$$

$$\frac{N_3}{F_{см}} \leq R_{см} \quad \frac{37,664 \cdot 10^{-3}}{120 \cdot 10^{-4}} = 3,1 \text{ МПа} < 12,87 \text{ МПа};$$

г) прочность металлической скобы в ослабленном сечении (полоса 60x5 мм, отверстие $\varnothing 17$ мм):

$$F_{HT} = 6 \cdot 0,5 - 1,7 \cdot 0,5 = (6 - 1,7) \cdot 0,5 = 4,3 \cdot 0,5 = 2,15 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{N_3}{F_{HT}} \leq R_y; \quad \frac{37,664 \cdot 10^{-3}}{2,15 \cdot 10^{-4}} = 175 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа}.$$

3. Расчет присоединения подкоса стойки рамы в карнизном узле.

Принимая $N_{11} = N_{10}$, проверяем смятие в дощатых элементах подкоса:

$$\frac{N_{11}}{F_{см}} \leq R_{см\alpha} = 11,64 \text{ МПа}; \quad \frac{14,94 \cdot 10^{-3}}{100 / \cos \alpha \cdot 10^{-4}} = 1,4 \text{ МПа} < R_{сма}.$$

4. Коньковый узел фермы, узлы соединения раскосов и стоек с поясами фермы (рис.12).

Доски верхнего пояса в коньковом узле фермы стыкуются на вертикальной центральной стойке и соединяются при помощи двусторонних дощатых накладок на болтах М16 с гвоздевой подпрессовкой.

Определяем количество болтов в узлах присоединения раскоса фермы:

$$d_B = 20 \text{ мм}; \quad N_{25} = -1,585 \text{ тс} = -15,85 \text{ кН};$$

$$T_a = 0,8 \cdot a \cdot d_B \cdot k_a = 0,8 \cdot 5 \cdot 2 \cdot 0,9 = 7,2 \text{ кН};$$

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d_B \cdot k_a = 0,5 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0,9 = 9 \text{ кН};$$

$$T_{II} = (2,2 \cdot d_B^2 + 0,025 \cdot a^2) \cdot \sqrt{k_\alpha} = (2,2 \cdot 2^2 + 0,025 \cdot 5^2) \cdot \sqrt{0,9} = 8,9 \text{ кН} < 3,1 \cdot d_B^2 \cdot \sqrt{k_\alpha}$$

$$= 3,1 \cdot 2^2 \cdot \sqrt{0,9} = 11,76 \text{ кН};$$

$$T_{min} = 7,2 \text{ кН}; \quad n_H = \frac{N_{25}}{T_{min} \cdot n_{III}} = \frac{15,85}{7,2 \cdot 2} = 1,1.$$

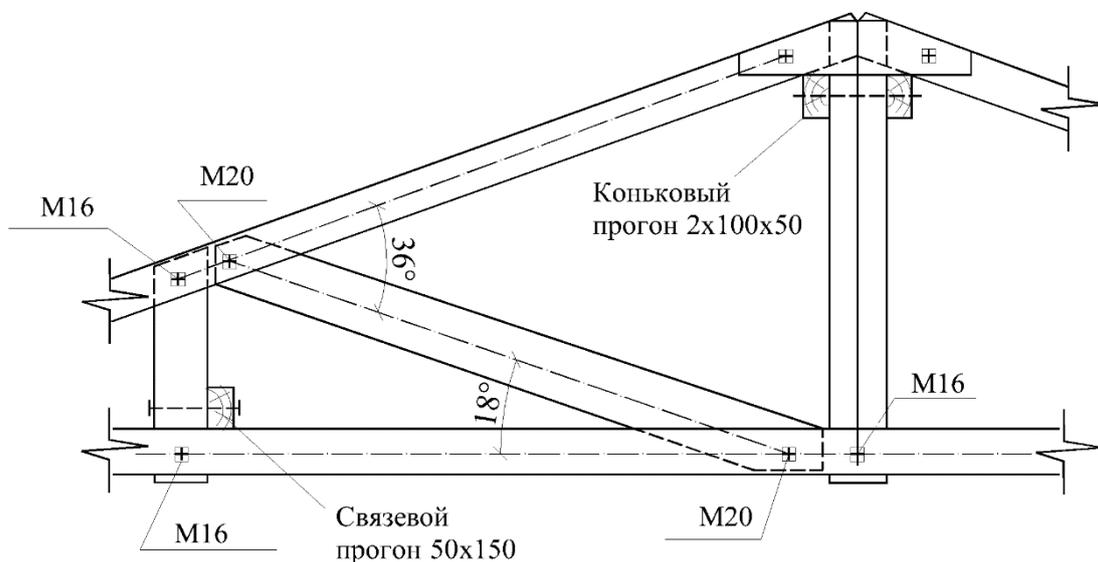


Рис. 12

Ставим 1 болт исходя из условий размещения болтов, принимая во внимание восприятие сжимающего усилия N_{25} опиленными концами раскоса, работающими на смятие.

5. Обеспечение пространственной жесткости рам.

Для обеспечения жесткости каркаса мансардного покрытия в продольном направлении устанавливают коньковый прогон составного сечения из двух досок 100x50 мм, охватывающих центральную стойку. Связевые прогоны по нижнему поясу фермы возможно выполнить одинарными, сечением 100x50 мм, располагая их над досками нижнего пояса и присоединяя к промежуточным стойкам.

По выполненному каркасу мансарды возможно устройство сплошного или разреженного (в зависимости от типа кровли) настила или обрешетки по верхним поясам ферм, что также повышает пространственную жесткость каркаса во всех направлениях. При необходимости к нижним поясам ферм крепятся бруски обрешетки для подшивного потолка, что повышает жесткость диска покрытия в целом.



ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов А.М. Основы расчета элементов строительных в примерах. –М.: Высш. шк., 1986. – 416 с.
2. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции.
3. Калинин А.А. Обследование, расчет и усиление зданий и сооружений: Учеб. пособие – М., 2002. – 160 с.
4. Отрешко А.И. Справочник проектировщика. Деревянные конструкции. –М., 1957. – 264 с.
5. Гетц К.-Г., Хоор Д., Мелер К., Наттерер Ю.. Атлас деревянных конструкций. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.
6. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.