

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет» (ННГАСУ)
Кафедра конструкций из дерева, древесных композитов и пластмасс

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БЕЗРАСКОСНЫХ ТРЕУГОЛЬНЫХ ФЕРМ

Методические указания по выполнению самостоятельной практической работы для студентов
направления 270300.62 Архитектура специальности 270301.65 Архитектура

Расчет и конструирование металлодеревянных безраскосных треугольных ферм. / Методические указания по выполнению самостоятельной практической работы для студентов направления 270300.62 Архитектура специальности 270301.65 Архитектура

Приведены основные сведения о расчете и конструировании треугольных безраскосных ферм. Рассмотрен пример расчёта элементов и узлов этих ферм.

Рисунков – 10, библиографических названий – 7

Составители: проф. к.т.н. Молева Р.И.
ст. пр. к.т.н. Ермолаев В.В.

1. Общие сведения о безраскосных треугольных фермах, их расчете и конструировании.

Безраскосные треугольные фермы, рисунок 1.1, предназначены для покрытий промышленных и сельскохозяйственных зданий пролетами до 24 м и высотой подъема $1/6 - 1/8$ пролета с рулонной кровлей или кровлей из асбоцементных волнистых листов унифицированного и обыкновенного профиля.

Ограждение по фермам решается в виде утепленных плит с обшивками из фанеры или асбоцемента, а также из сборных щитов по прогонам с настилом. Верхние пояса ферм выполняются из клееной древесины прямоугольного массивного сечения. Затяжка – из круглой стали или профильной стали.

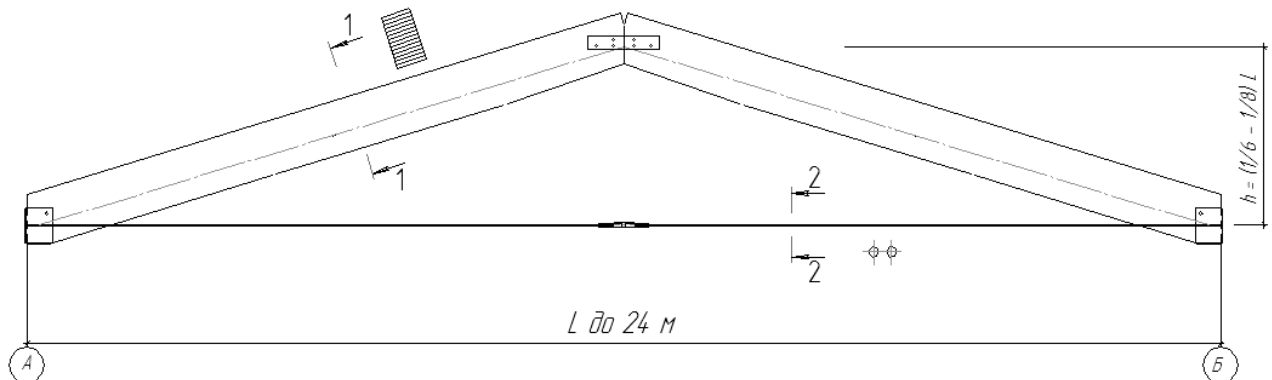


Рисунок 1.1 - Конструктивная схема треугольной безраскосной фермы

Достоинством треугольных безраскосных ферм является простота их изготовления. Недостатком – повышенный расход пиломатериала ввиду значительных изгибающих моментов. Однако, частично этот недостаток компенсируется созданием разгружающего момента – момента противоположного знака, моменту от действующей нагрузки. Разгружающий момент создается за счет внецентренного приложения продольной сжимающей силы. Это достигается неполным опиранием торцов панелей верхнего пояса фермы в опорном и коньковом узлах.

Деревянные элементы в узлах фермы соединяются лобовым упором.

Вид и качество древесины, а также марка клея назначаются в соответствии с требованиями главы СНиП II-25-80 "Деревянные конструкции. Нормы проектирования".

Усилия в элементах фермы для наклона верхнего пояса $\alpha \leq 20^\circ$, следует определять в предположении шарнирности узлов от двух сочетаний нагрузки (рисунок 1.2):

- постоянная и временная нагрузка по всему пролету;
- постоянная нагрузка по всему пролету, а временная на половине.

При других углах наклона верхнего пояса нагрузки определяются согласно указаниям приложения 3 [2].

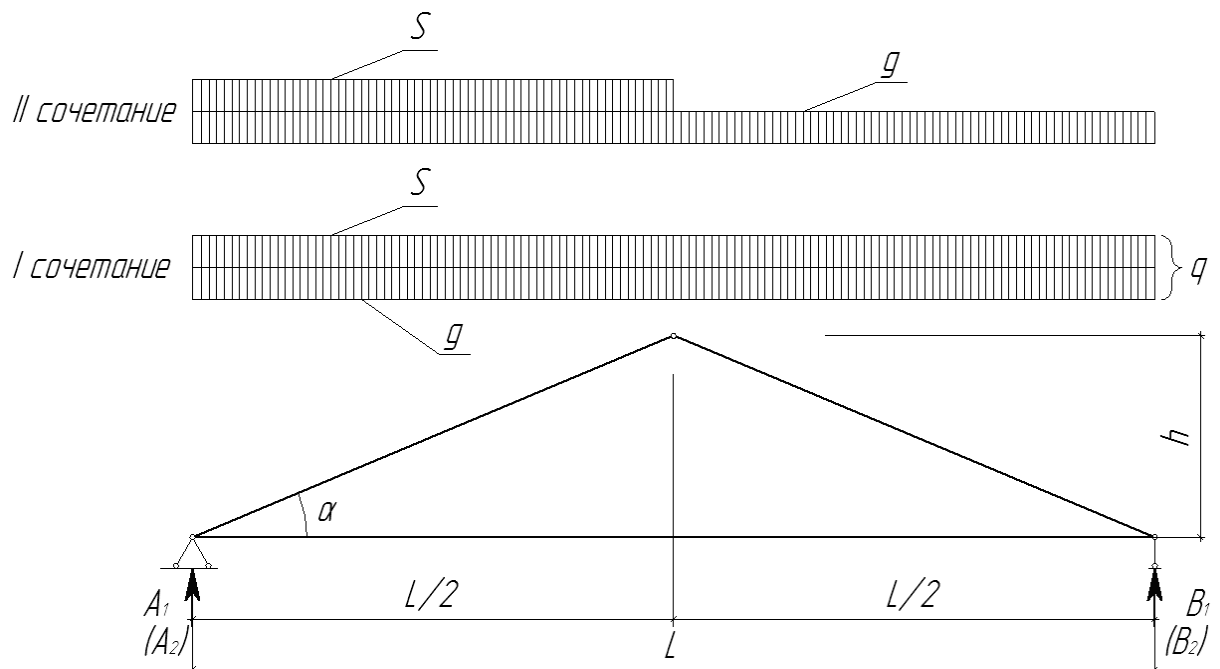


Рисунок 1.2 - Статическая схема фермы при определении усилий в её элементах.

При первом сочетании нагрузок:

- опорные реакции

$$A_1 = B_1 = \frac{q \cdot l}{2};$$

- усилие в нижнем поясе

$$H_1 = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot h};$$

- сжимающее усилие в верхнем поясе

$$N_1 = \frac{H_1}{\cos \alpha};$$

- изгибающий момент

$$M_1 = \frac{q \cdot l^2}{32};$$

- поперечная сила в верхнем поясе у опор

$$Q_1 = \frac{q \cdot l}{4};$$

- сила смятия в опорном сечении верхнего пояса, если площадка упора перпендикулярна к направлению результирующей (рисунок 1.3)

$$N_{1cm} = \sqrt{A_1^2 + H_1^2}$$

При втором сочетании нагрузок:

- опорные реакции

$$A_2 = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{3 \cdot S \cdot l}{8};$$

$$B_2 = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{S \cdot l}{8}$$

- усилие в затяжке

$$H_2 = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot h} + \frac{S \cdot l^2}{16 \cdot h};$$

- сжимающее усилие в верхнем поясе

$$N_2 = \frac{H_2}{\cos \alpha};$$

- сила смятия в опорном сечении верхнего пояса

$$N_{2см} = \sqrt{A_2^2 + H_2^2}.$$

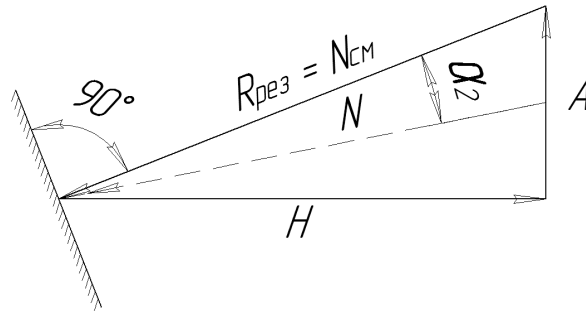


Рисунок 1.3

Расчет элементов и узловых соединений фермы необходимо производить в соответствии с требованиями СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования» [1] и СНиП II-23-81* «Стальные конструкции. Нормы проектирования» [3].

Высоту сечения верхнего пояса рекомендуется определять из условия получения максимально допустимых скалывающих напряжений у опор.

В зависимости от ширины поперечного сечения верхнего пояса рассматривается два варианта образования сплошного сечения (пакета) (рисунок 1.4)

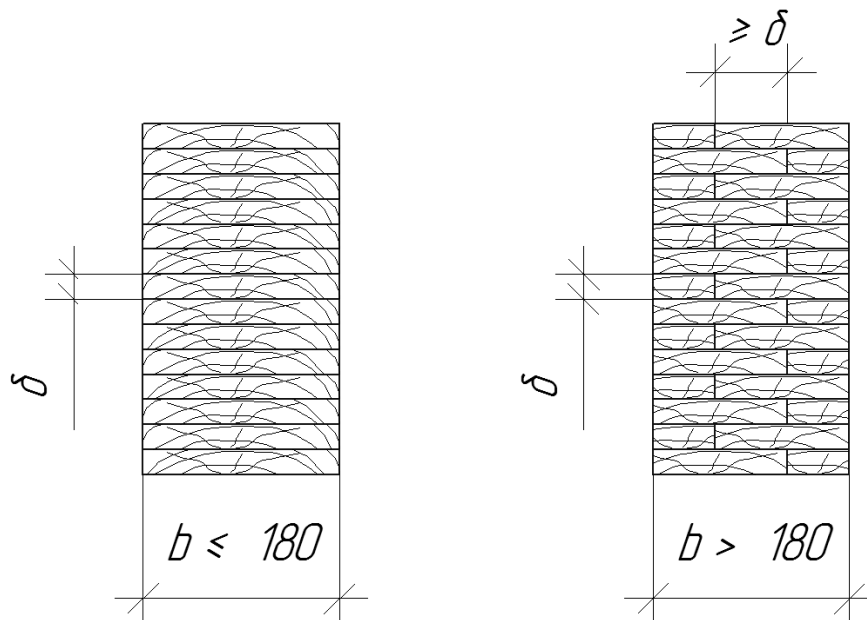


Рисунок 1.4. Варианты образования сплошного сечения

Предполагая, что ширина сечения b будет в пределах 135...185мм (после механической обработки боковых поверхностей верхнего пояса) отношение высоты опорной площадки c_1 к высоте всего сечения пояса h принимают в пределах 0,4-0,6. Толщина слоя в чистоте δ принимается от 26 до 33 мм.

По графику (рисунок 1.4) определяется значение коэффициента $k_{ск}$ и вычисляется минимальная высота сечения пояса по формуле:

$$h = \frac{1,5 \cdot Q \cdot k_{ск}}{R_{ск} \cdot b_{расч}}$$

где $k_{ск}$ – коэффициент, учитывающий концентрацию скальвающих напряжений в зоне опирания фермы.

Высоту сечения пояса фермы окончательно принимают с учетом толщины досок и их механической обработки по пластиам.

Установив высоту сечения верхнего пояса фермы, определяется плечо приложения продольной ,силы e (эксцентриситетом).

Изгибающий момент в верхнем поясе фермы от действия поперечных нагрузок и продольной силы, определяемый по деформированной схеме, согласно п. 4.17 [1], рисунок 1.5 можно представить в виде:

$$M_D = \frac{M_q}{\xi} - \frac{N \cdot e}{k_n \cdot \xi} = \frac{1}{\xi} \cdot \left(M_q - \frac{M_N}{k_n} \right),$$

где ξ и k_n принимаются по п. 4.17 [1]

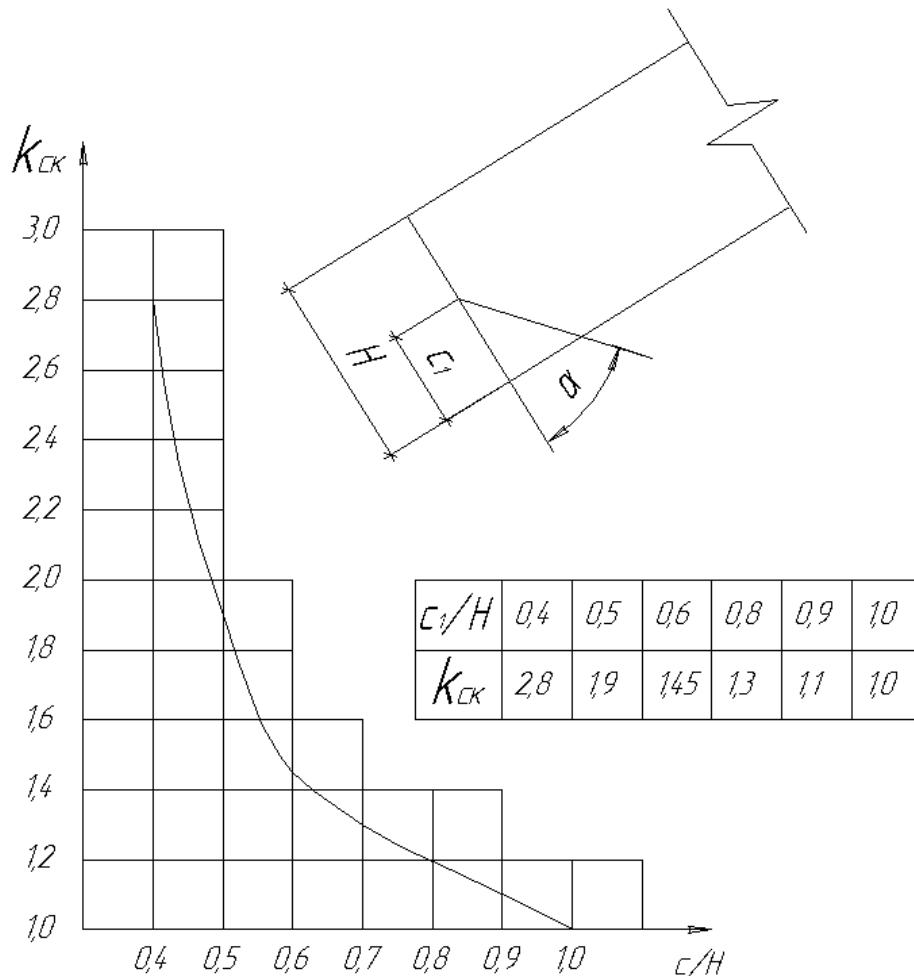


Рисунок 1.4

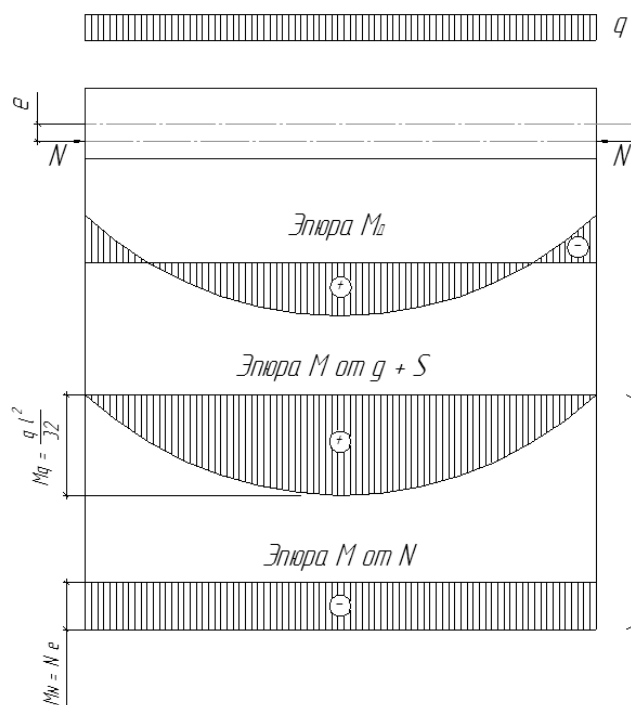


Рисунок 1.5. Разложение разнозначной суммарной эпюры моментов

Проверка напряжений в верхнем поясе фермы производится как в сжато-изгибаемом элементе по формуле

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

где N – расчётная продольная сила;

$F_{расч}$ – площадь расчётного сечения нетто;

$W_{расч}$ – расчётный момент сопротивления площади поперечного сечения;

R_c – расчётное сопротивление принятого сорта древесины согласно табл. 3 [1] с учётом необходимых коэффициентов условий работы по п. 3.2 [1].

2. Пример расчета треугольной безраскосной фермы с клееным верхним поясом покрытия промышленного здания.

2.1. Задание на проектирование

Выполнить расчёт и конструирование несущей конструкции покрытия треугольной безраскосной фермы с клееным верхним поясом однопролетного каркасного здания. Ограждающие конструкции покрытия – плиты с фанерными обшивками.

Опорами ферм являются железобетонные колонны сечением 400×400 мм.

2.1.1. Исходные данные для проектирования.

Район строительства – г. Нижний Новгород.

Участок строительства защищен от прямого воздействия ветра.

Условия эксплуатации конструкций – температура воздуха в основных

помещениях здания $t = 18^{\circ}\text{C}$, относительная влажность воздуха $\varphi = 76\%$.

Пролет здания $l = 18$ м; высота фермы $1/8 l$.

Шаг конструкций 3,0 м.

Материал конструкции:

- древесина лиственница 2-го сорта;

- горячекатаная сталь С245.

Нагрузка от ограждения – плит с фанерными обшивками 432 Па.

Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1$.

2.2. Определение геометрических размеров фермы и тригонометрических функций.

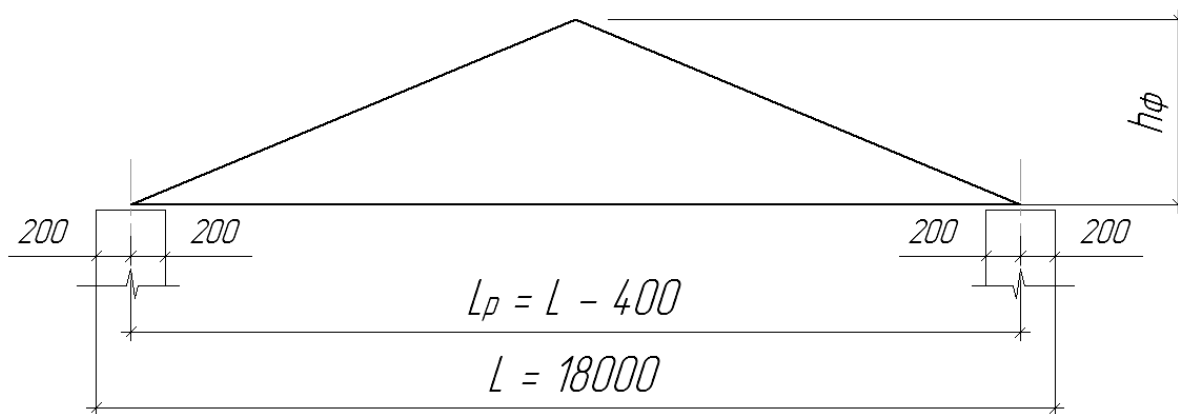


Рисунок 2.1. Схема поперечного разреза здания.

Расчётный пролет фермы, опирающейся на железобетонные колонны ($h_k = 0,4$ м) $l_p = l - 2 \times 0,2 = 17,6$ м.

Высота фермы $h_\phi = \frac{1}{8} \cdot l_p = \frac{17,6}{8} = 2,2$ м.

Угол наклона верхнего пояса $\alpha = 14^{\circ}$

$$\sin \alpha = 0,24; \cos \alpha = 0,97.$$

2.3. Определение нагрузок

Нормативная поверхностная нагрузка от ограждения $g^n = 432$ Па табл.1 [5].

Полное расчетное значение снеговой нагрузки S на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S = S_g \cdot \mu,$$

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 5.2 [2];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п.п. 5.3 - 5.6 [2].

$$S = 2400 \cdot 1 = 2400 \text{ Па.}$$

Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять умножением расчетного значения на коэффициент 0,7.

$$S^n = S \cdot 0,7 = 2400 \cdot 0,7 = 1680 \text{ Па.}$$

Нормативная поверхностная нагрузка от собственной массы фермы со

связями может быть определена по формуле:

$$g_{\phi}^H = \frac{g^H + S^H}{\frac{k_{св}}{k_{св}} \cdot l_p - 1} = \frac{432 + 1680}{\frac{1000}{1000} - 1} = 159,9 \text{ Па},$$

где $k_{св} = 4$ – коэффициент собственной массы стропильной фермы с учётом связей.

Расчётная поверхностная нагрузка от ограждения $g = 506$ Па табл. 1 [5].

Расчётная поверхностная нагрузка от веса фермы со связями

$$g_{\phi} = g_{\phi}^H \cdot \gamma_f = 159,9 \cdot 1,1 = 175,9 \text{ Па}$$

где $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке, определяемый по табл. 1 [2].

Суммарная нормативная поверхностная нагрузка

$$q^H = g^H + g_{\phi}^H + S^H = 432 + 159,9 + 1680 = 2271,9 \text{ Па}$$

Суммарная расчётная поверхностная нагрузка

$$q = g + g_{\phi} + S = 506 + 175,9 + 2400 = 3081,9 \text{ Па}$$

Линейная нормативная нагрузка

$$q_l^H = q^H \cdot B = 2271,9 \cdot 3 = 6815,8 \text{ Н/м}$$

Линейная расчётная нагрузка

$$q_l = q \cdot B = 3081,9 \cdot 3 = 9245,8 \text{ Н/м}$$

где $B = 3,0$ м – шаг конструкций.

Линейная постоянная нагрузка

$$q_l^{ном} = (g + g_{\phi}) \cdot B = (506 + 175,9) \cdot 3 = 2045,8 \text{ Н/м.}$$

Линейная временная нагрузка

$$q_l^{сп} = S \cdot B = 2400 \cdot 3 = 7200 \text{ Н/м.}$$

Проверка

$$q_l = q_l^{ном} + q_l^{сп} \\ 9245,8 = 2045,8 + 7200$$

2.4. Определение усилий в элементах фермы.

Ферма рассчитывается на два сочетания нагрузок: постоянная и временная по всему пролёту (первое сочетание) и постоянная нагрузка по всему пролёту и временная на половине пролёта (второе сочетание), рисунок 2.2.

При первом сочетании нагрузок:

Опорные реакции

$$A_1 = B_1 = \frac{q_l \cdot l_p}{2} = \frac{9245,8 \cdot 17,6}{2} = 81363 \text{ Н}$$

Усилие в затяжке

$$H_1 = \frac{q_l \cdot l_p^2}{8 \cdot h_{\phi}} = \frac{9245,8 \cdot 17,6^2}{8 \cdot 2,2} = 162726 \text{ Н.}$$

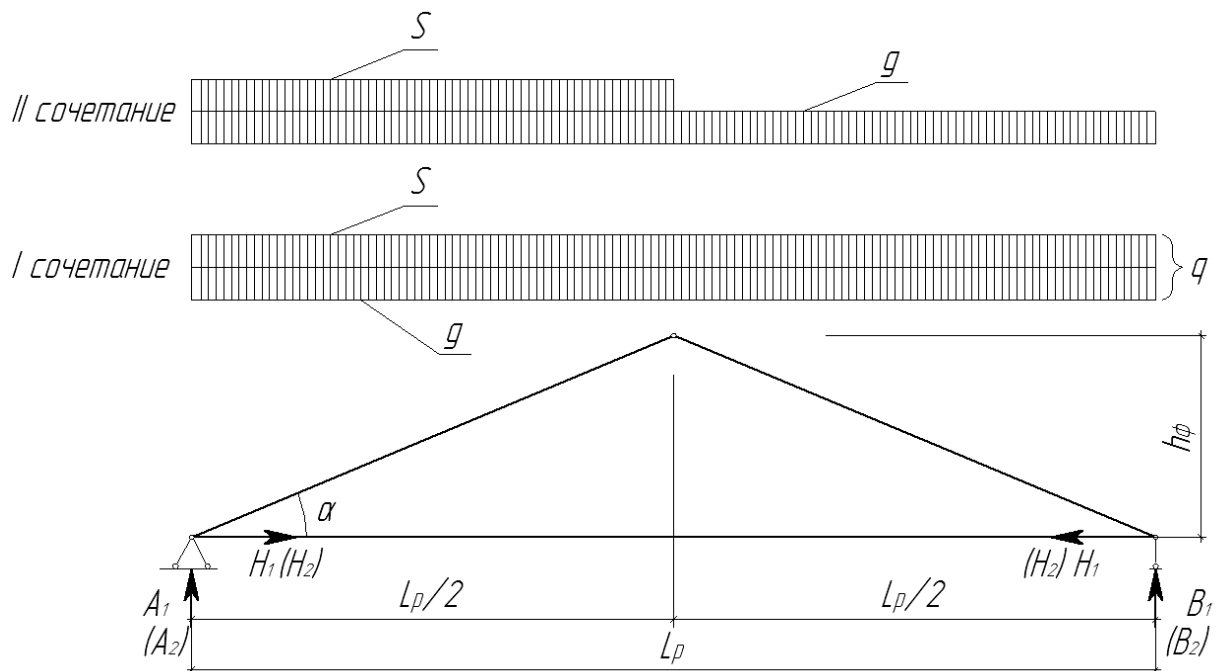


Рисунок 2.2. Расчётная схема фермы.

Сжимающие усилия в верхнем поясе

$$N_1 = \frac{H_1}{\cos \alpha} = \frac{162726}{0,97} = 167759 \text{ Н.}$$

Изгибающий момент от нагрузки по верхнему поясу

$$M_1 = \frac{q_l \cdot l_p^2}{32} = \frac{9245,8 \cdot 17,6^2}{32} = 89500 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

Поперечная сила в верхнем поясе

$$Q_1 = \frac{q_l \cdot l_p}{4} = \frac{9245,8 \cdot 17,6}{4} = 40682 \text{ Н}$$

Сила смятия в опорном сечении верхнего пояса (рисунок 1.3)

$$N'_1 = \sqrt{A_1^2 + H_1^2} = \sqrt{81363^2 + 162726^2} = 181934 \text{ Н.}$$

При втором сочетании нагрузок:

Опорные реакции

$$A_2 = \frac{q_l^{пост} \cdot l_p}{2} + \frac{3}{4} \cdot \frac{q_l^{gp} \cdot l_p}{2} = \frac{2045,8 \cdot 17,6}{2} + \frac{3}{4} \cdot \frac{7200 \cdot 17,6}{2} = 65523 \text{ Н}$$

$$B_2 = \frac{q_l^{пост} \cdot l_p}{2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{q_l^{gp} \cdot l_p}{2} = \frac{2045,8 \cdot 17,6}{2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{7200 \cdot 17,6}{2} = 33843 \text{ Н}$$

Усилие в затяжке

$$H_2 = \frac{q_l^{пост} \cdot l_p^2}{8 \cdot h_{\phi}} + \frac{q_l^{gp} \cdot l_p^2}{16 \cdot h_{\phi}} = \frac{2045,8 \cdot 17,6^2}{8 \cdot 2,2} + \frac{7200 \cdot 17,6^2}{16 \cdot 2,2} = 99366 \text{ Н.}$$

Сжимающие усилия в верхнем поясе у опоры

$$N_2 = \frac{H_2}{\cos \alpha} = \frac{99366}{0,97} = 102440 \text{ Н.}$$

Сила смятия в опорном сечении верхнего пояса

$$N'_2 = \sqrt{A_2^2 + H_2^2} = \sqrt{65523^2 + 99366^2} = 119025 \text{ Н.}$$

2.5. Подбор сечения верхнего пояса

Высоту сечения определим из условия получения максимально допустимых скалывающих напряжений у опор фермы, для чего используем формулу

$$h_{сеч} = \frac{1,5 \cdot Q_1 \cdot k_{ск}}{b_{расч} \cdot R_{ск,табл} \cdot m_{сл} \cdot m_{\sigma} \cdot m_n} = \frac{1,5 \cdot 40682 \cdot 1,9}{0,135 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 1} = 0,609 \text{ м.}$$

где $R_{ск, табл}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон (п. 3.1. [1]);

$m_{сл}$, m_{σ} , m_n – коэффициенты условий работы (п. 3.2. [1])

Задаваясь отношением высоты упорной площадки c_1 к высоте сечения $h_{сеч}$, равным 0,5 [4] принимаем $k_{ск} = 1,9$ (рисунок 1.4).

С учетом сортамента принимаем $h_{сеч} = 0,026 \text{ м} \times 24 = 0,624 \text{ м}$, причем толщину склеиваемых слоев в элементах, как правило, не следует принимать более 33 мм. (п. 5.7. [1]).

Проверяем напряжение в верхнем поясе для первого сочетания нагрузок по формуле

$$\frac{N_1}{F_{расч}} + \frac{M_{Д1}}{W_{расч}} \leq R_c, \text{ где}$$

$$M_{Д1} = \frac{M_{q1}}{\xi_1} - \frac{M_{N1}}{\xi_1 \cdot k_{н1}}$$

Для принятых размеров имеем площадь поперечного сечения

$$F_{расч} = h_{сеч} \cdot b_{сеч} = 0,624 \cdot 0,135 = 0,08424 \text{ м}^2$$

Момент сопротивления

$$W_{расч} = \frac{b_{сеч} \cdot h_{сеч}^2}{6} = \frac{0,135 \cdot 0,624^2}{6} = 0,008761 \text{ м}^3$$

Расчетная длина элемента верхнего пояса

$$l'_p = \frac{l_p}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{17,6}{2 \cdot 0,97} = 9,072 \text{ м.}$$

Гибкость

$$\lambda_x = \frac{\mu \cdot l'_p}{0,289 \cdot h_{сеч}} = \frac{1 \cdot 9,072}{0,289 \cdot 0,624} = 50,3$$

Коэффициент μ определяется согласно п. 4.21 [1]

$M_{q1} = M_I = 89500 \text{ Н} \cdot \text{м}$ (рисунок 1.5)

$$\begin{aligned} \xi_1 &= 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot N_1}{3000 \cdot F_{\sigma p} \cdot R_{ск,табл} \cdot m_{\sigma} \cdot m_{сл} \cdot m_n \cdot m_{\sigma}} = \\ &= 1 - \frac{50,3^2 \cdot 167759}{3000 \cdot 0,08424 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0,945 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 0,9} = 0,8955 \end{aligned}$$

где R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон (п. 3.1. [1]);

m_{δ} , m_{cl} , m_n , m_e – коэффициенты условий работы (п. 3.2. [1])

k_n для прямоугольной эпюры изгибающих моментов (п. 4.17. [1])

$$k_{n1} = \alpha_n + \xi_1 \cdot (1 - \alpha_n), \text{ где } \alpha_n = 0,81$$

тогда $k_{n1} = 0,81 + 0,8955 \cdot (1 - 0,81) = 0,9801$

$$M_{N1} = N_1 \cdot e = 167759 \cdot 0,156 = 26170 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

где эксцентриситет приложения нормальной сжимающей силы. При отношении высоты упорной площадки c к высоте сечения $h_{сеч}$, равном 0,5

$$e = 0,25 \cdot h_{сеч} = 0,25 \cdot 0,624 = 0,156 \text{ м.}$$

$$M_{D1} = \frac{M_{q1}}{\xi_1} - \frac{M_{N1}}{\xi_1 \cdot k_{n1}} = \frac{89500}{0,8955} - \frac{26170}{0,8955 \cdot 0,9801} = 70127 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

Проверка прочности

$$\frac{N_1}{F_{расч}} + \frac{M_{D1}}{W_{расч}} \leq R_{c,табл} \cdot m_{cl} \cdot m_e \cdot m_n \cdot m_{\delta}$$

$$\frac{167759}{0,08424} + \frac{70127}{0,008761} \approx 10 \cdot 10^6 \text{ Па} \leq 15 \cdot 10^6 \cdot 0,945 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 16,07 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Проверяем принятое сечение для второго сочетания нагрузок

$$M_{D2} = \frac{M_q}{\xi_2} - \frac{M_{N2}}{\xi_2 \cdot k_{n2}}$$

$$M_{q2} = M_l = 89500 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

$$M_{N2} = N_2 \cdot e = 102440 \cdot 0,156 = 15981 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

$$\xi_2 = 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot N_2}{3000 \cdot F_{\delta p} \cdot R_c \cdot m_{\delta} \cdot m_{cl} \cdot m_n \cdot m_e} =$$

$$= 1 - \frac{50,3^2 \cdot 102440}{3000 \cdot 0,08424 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0,945 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 0,9} = 0,9362$$

$$k_{n2} = 0,81 + 0,9362 \cdot (1 - 0,81) = 0,9879$$

$$M_{D2} = \frac{M_{q2}}{\xi_2} - \frac{M_{N2}}{\xi_2 \cdot k_{n2}} = \frac{89500}{0,9362} - \frac{15981}{0,9362 \cdot 0,9879} = 78320 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

Проверка прочности

$$\frac{N_2}{F_{расч}} + \frac{M_{D2}}{W_{расч}} \leq R_c$$

$$\frac{102440}{0,08424} + \frac{78320}{0,008761} = 10,16 \cdot 10^6 \text{ Па} \leq 15 \cdot 10^6 \cdot 0,945 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 16,07 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Прочность обеспечена

2.6. Подбор сечения нижнего пояса

$$H = H_l = 162726 \text{ Н}$$

Затяжка в пределах опорного узла выполнена из двух круглых стержней из стали С245, на среднем участке пролета – из одного стержня. Требуемая

площадь двух стержней затяжки с учётом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,95$ (п. 6 б табл. 6* СНиП II-23-81*) [3] и коэффициента $m_a = 0,85$, учитывающего возможную неравномерность распределения усилия в двойном тяжё (СНиП II-25-80 п. 3.4)

$$A_{\text{конц}} = \frac{H}{R_y \cdot m_a \cdot \gamma_c} = \frac{16272,6(\text{кг})}{2450 \cdot 0,85 \cdot 0,95} = 8,23 \text{ см}^2$$

где R_y – расчетное сопротивление при растяжении для стальных конструкций, зданий и сооружений (табл. 51* СНиП II-23-81*) [3]

Принимаем 2 стержня $d = 23$ мм (ГОСТ 2590-88) Приложение 2.

Требуемая площадь сечения стержня на среднем участке пролета

$$A_{\text{средн}} = \frac{H}{R_{bt}} = \frac{16272,6(\text{кг})}{2500} = 6,51 \text{ см}^2$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление болта класса прочности 6.6 растяжению (табл. 58* СНиП II-23-81*) [3].

Принимаем стержень $d = 29$ мм (ГОСТ 2590-88) Приложение 2.

2.7. Расчет узловых соединений

2.7.1. Опорный узел.

Конструкция опорного узла фермы приведена на рисунке 2.3.

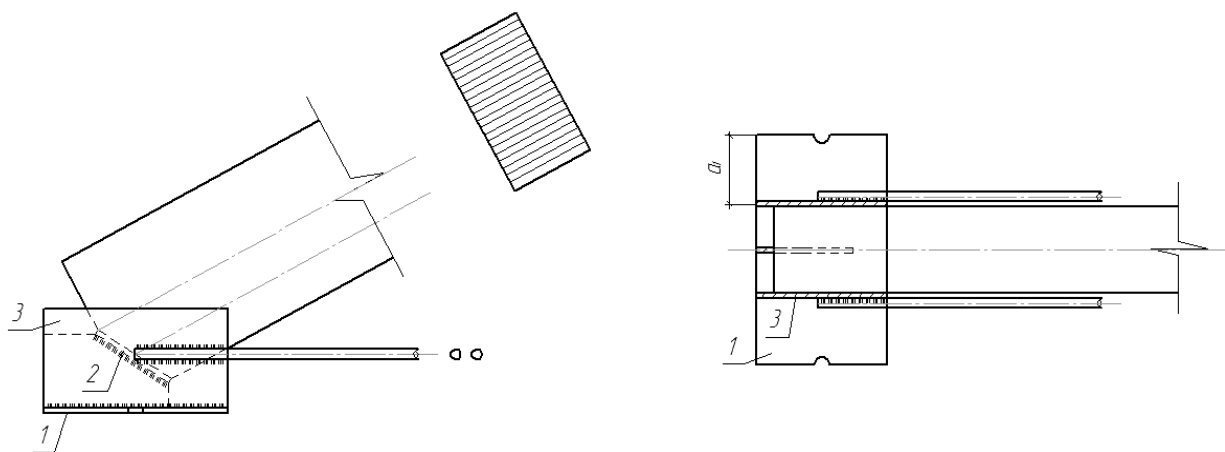


Рисунок 2.3. Опорный узел. 1 – опорная плита; 2 – упорная плита; 3 – фанонка.

В месте упора верхний пояс проверяется на смятие

Площадь смятия

$$F_{\text{см}} = \frac{c_1 \cdot b_{\text{сеч}}}{\cos \alpha}$$

α – угол между направлением волокон и нормалью к опорной площадке;

c – высота опорной площадки, принимаемая в пределах $(0,4-0,6) \cdot h$

$$F_{\text{см}} = \frac{0,312 \cdot 0,135}{0,97} = 0,04342 \text{ м}^2$$

Напряжения смятия

$$\sigma = \frac{N'_1}{F_{\text{см}}} = \frac{181934}{0,04342} = 4,24 \cdot 10^6 < R_{\text{см}} = 15 \cdot 10^6 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 16,2 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Проверка удовлетворяется.

Требуемая площадь опорной плиты из условия передачи ею реакции опоры фермы на железобетонные колонны.

При этом

$$F_{mp}^{nl} = \frac{A_1}{R_{cm}} = \frac{81363}{9 \cdot 10^6} = 0,00904 \text{ м}^2 = 90,4 \text{ см}^2$$

где $R_{cm} = R_{np} = 9 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона марки 200 смятию, равное призмочной прочности R_{np}

Площадь опорной плиты принимаем конструктивно

$$F_{nl}^{\phi} = 150 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$$

При этом площадь опорной плиты

$$F_{nl}^{\phi} = 0,15 \times 0,3 = 0,045 \text{ м}^2 > F_{mp}^{nl} = 0,00904 \text{ м}^2$$

Толщина опорной плиты определяется из условия прочности на изгиб консольного участка (рисунок 2.4)

Изгибающий момент в полосе плиты единичной ширины в сечении определяется

$$M = \frac{\sigma_{cm} \cdot a_1^2}{2} = \frac{1,808 \cdot 10^6 \cdot 0,076^2}{2} = 5221,5 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

где $\sigma_{cm} = \frac{A_1}{F_{nl}^{\phi}} = \frac{81363}{0,045} = 1,808 \cdot 10^6 \text{ Па} = 1,808 \text{ МПа}$

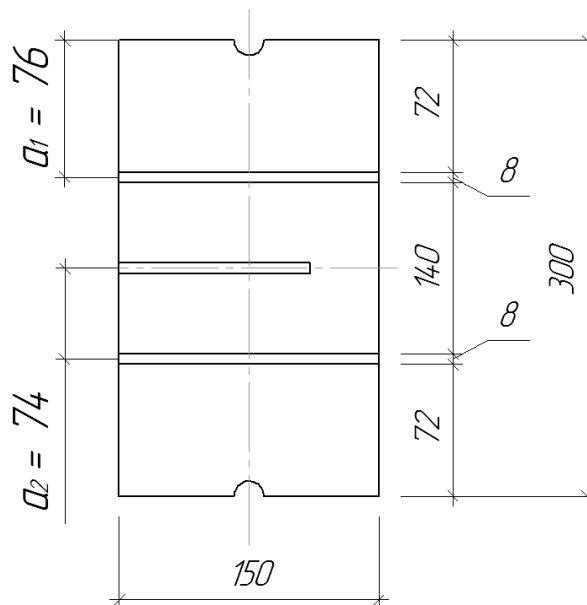


Рисунок 2.4. К определению толщины опорной плиты. a_1 – длина консольного участка плиты; a_2 – половина ширины плиты (ширины полуарки).

Момент сопротивления полосы плиты $W_{n1} = \frac{\delta_1^2}{6}$

Из условий прочности требуемый момент сопротивления площади плиты

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$$

$R_y = 240 \text{ МПа}$ сталь С245 (табл. 51* [3])

$\gamma_c = 1,2$ – коэффициент условий работы (табл. 6 [3])

Приравниваем $W_{mp} = W_{n1}$, получим

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5221,5}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,2}} = 0,0104 \text{ м}$$

Принимаем толщину опорной плиты $\delta_1 = 10,5$ мм (по ГОСТ 19903-74*)

Площадь упорной плиты (2), рисунок (2.3) согласно ранее произведенному расчету торца полуфермы на смятие удовлетворяет условию прочности.

Толщина плиты определяется из условий прочности на изгиб, рассматривая полосу плиты единичной ширины.

Изгибающий момент в плите

$$M = \frac{q \cdot a_2^2}{8} = \frac{4,24 \cdot 10^6 \cdot 0,074^2}{8} = 2902,3 \text{ Н·м}$$

где $q = \sigma = \frac{N'_1}{F_{cm}} = 4,24 \cdot 10^6 \text{ Па}$

a_2 – половина ширины плиты (ширины полуарки)

Момент сопротивления полосы плиты $W_{n2} = \frac{\delta_2^2}{6}$

Из условий прочности требуемый момент сопротивления сечения плиты

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$$

Приравняв $W_{mp} = W_{n2}$, получим

$$\delta_2 = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2902,3}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,2}} = 0,0078 \text{ м}$$

Принимаем толщину упорной плиты $\delta_2 = 8$ мм (по ГОСТ 19903-74*)

Круглые стержни затяжки привариваются к фасонкам (3), (рисунок 2.3) четырьмя угловыми швами, которые должны воспринимать усилие, равное распору фермы.

Расчётная длина сварного шва определяется из условия прочности на срез по двум сечениям – по металлу шва и по металлу границы сплавления.

Максимальный катет шва при сварке листа и круглого стержня

$$k_f = 1,2 \cdot t = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм (п. 12.8 [3])}$$

Минимальная величина k_f согласно таблице 38* [3] при ручной сварке $k_f = 8$ мм.

Расчётная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм, по металлу шва определяется по формуле

$$l_w = \frac{H}{4 \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{162726}{4 \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 0,7 \cdot 0,008 \cdot 1 \cdot 1} = 0,0404 \text{ м}$$

где $R_{wf} = 180$ МПа – расчетное сопротивление срезу по металлу шва для Э42 (табл. 56 [3]);

$\beta_f = 0,7$ – коэффициент, принимаемый при сварке элементов из стали, согласно п. 11.2 [3]

$k_f = 0,008$ – катет шва (8 мм)

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы (табл. 6 п. 6.б примечание 3 [3])

$\gamma_{wf} = 1,0$ – коэффициент условий работы шва, согласно п. 11.2 [3]

Расчётная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм, по металлу границы сплавления определяется по формуле

$$l_w = \frac{H}{4 \cdot R_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{162726}{4 \cdot 166,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,008 \cdot 1 \cdot 1} = 0,0305 \text{ м}$$

где $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа – расчетное сопротивление срезу по металлу границы сплавления (п. 3.4, табл. 51* [3]);

$\beta_z = 1,0$ – коэффициент, принимаемый при сварке элементов из стали, согласно п. 11.2 [3]

$k_f = 0,008$ – катет шва (8 мм)

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы (табл. 6 п. 6.б примечание 3 [3])

$\gamma_{wz} = 1,0$ согласно п. 11.2 [3]

Длину шва принимаем конструктивно, с учетом условий п. 12.8[3], но не менее 51 мм ($l_w + 10 \text{ мм} = 41 + 10 = 51 \text{ мм}$).

2.7.2. Коньковый узел.

Конструкция конькового узла фермы приведена на рисунке 2.5.

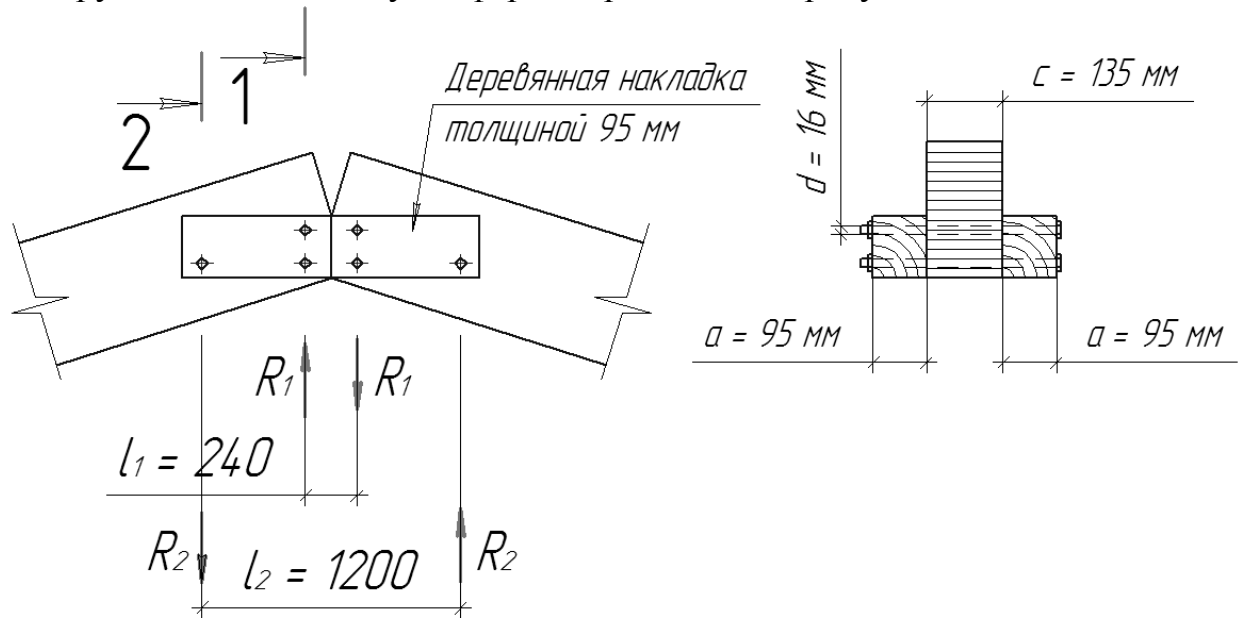


Рисунок 2.5 – Коньковый узел

Расчёт узла сводится к подбору необходимого числа болтов в каждом из двух рядов половины накладки из условия восприятия поперечных сил в узле:

- в сечении 1

$$n_1 = \frac{R_1}{2 \cdot T_{\min}}$$

$$R_1 = \frac{Q}{1 - \frac{l_1}{l_2}}, \text{ где}$$

$$Q = \frac{q_l^{ep} \cdot l_p}{8} \text{ – поперечная сила, определяемая из условия загрузки верхнего}$$

пояса фермы односторонней нагрузкой q_l^{6p}

$$Q = \frac{7200 \cdot 17,6}{8} = 15840 \text{ Н}$$

$$R_1 = \frac{15840}{1 - \frac{0,24}{1,2}} = 19800 \text{ Н} = 19,8 \text{ кН}$$

T_{\min} – минимальная расчётная несущая способность условного среза болта.

Рассчитываемое соединение относится к двухсрезным симметричным, тогда по табл. 17 [1] с учетом передачи усилия под углом к волокнам $\alpha = 76^\circ$ (для верхнего пояса фермы), $k_\alpha = 0,647$ табл. 19 [1]; $\alpha = 90^\circ$ (для деревянных накладок), $k_\alpha = 0,6$ табл. 19 [1];

$$T_{cm}^c = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha \cdot m_n \cdot m_g = 0,5 \cdot 13,5 \cdot 1,6 \cdot 0,647 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 7,55 \text{ кН}$$

$$T_{cm}^a = 0,8 \cdot a \cdot d \cdot k_\alpha \cdot m_n \cdot m_g = 0,8 \cdot 9,5 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 7,88 \text{ кН}$$

$$T_u = (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{k_\alpha \cdot m_n \cdot m_g} = (1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 9,5^2) \cdot \sqrt{0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,9} = 5,16 \text{ кН}$$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha \cdot m_n \cdot m_g} = 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,9} = 5,15 \text{ кН}$$

Необходимое число болтов в сечении 1

$$n_1 = \frac{19,8}{2 \cdot 5,15} = 1,92 \text{ шт.}$$

Принимаем 2 болта
- в сечении 2

$$n_2 = \frac{R_2}{2 \cdot T_{\min}}, \text{ где}$$

$$R_2 = \frac{Q}{\frac{l_2}{l_1} - 1} = \frac{15840}{\frac{1,2}{0,24} - 1} = 3960 \text{ Н} = 3,96 \text{ кН}$$

Тогда необходимое число болтов в сечении 2

$$n_2 = \frac{3,96}{2 \cdot 5,15} = 0,38 \text{ шт.}$$

Принимаем 1 болт.

2.8. Защитные мероприятия от гниения и возгорания.

Вопрос о долговечности деревянных конструкций имеет важное народнохозяйственное значение и требует радикального решения.

Защитные мероприятия по обеспечению долговечности клееных деревянных конструкций направлены:

– на создание защитной водостойкой пленки на поверхности, которая препятствует проникновению в древесину атмосферной влаги и водяных паров;

– на защиту торцов клееных деревянных конструкций. Решение этой задачи особенно важно, поскольку скорость проникновения влаги в древесину вдоль волокон заметно больше, чем поперек. Для выполнения защитных покрытий могут использоваться лакокрасочные материалы, которые создают на поверхности влагостойкую, эластичную и

трещиностойкую пленку.

К ним относятся пентафталевые, уретановые, перхлорвиниловые группы лакокрасочных материалов. Виды лакокрасочных покрытий, их свойства и необходимая толщина слоя приведены в приложении 8 [6]. Эстетические свойства защитных пленок разнообразны – можно использовать как укывистые (эмали), так и прозрачные (лаки).

Для обработки торцов деревянных клееных конструкций (ДКК) могут использоваться тиоколовые мастики У-30М (ГОСТ 13489-79) и УТ-32 (ТУ 38 105462-72), поставляемые в комплекте с вулканизирующей пастой №9. Мастики отличаются высокой влаго-, паро-, газонепроницаемостью, хорошо поддаются ремонту, могут окрашиваться пентафталевыми и перхлорвиниловыми эмалями.

Высокое качество защиты торцов ДКК обеспечивается при использовании составов на основе эпоксидных модифицированных смол К-153 и К-115, а также на основе эпоксидной шпатлевки ЭП-0010.

Защитная обработка ДКК должна производиться в заводских условиях на предприятиях, где они были изготовлены, после выборки гнезд и сверления отверстий. В местах опирания несущих ДКК на железобетонные колонны между древесиной конструкций и материалом опоры при их непосредственном контакте следует вводить прокладки, из двух слоев стеклорубероида (ГОСТ 15879-70), гидроизола (ГОСТ 7415-74*), изола (ГОСТ 10296-79) или одного слоя гидробутила -1 (ТУ 21-27-57-78), гидролена -Р на мастике [«ЛИЛО»(ТУ 21-27-87-80), «Вента» (ТУ 21-27-39-78), «изол» (ТУ 21-27-88-80)], новопласта (ТУ 5774-001-58590414-2002), изопласта (ТУ 5774-005-05766480-95).

Несущие ДКК следует делать открытыми, хорошо проветриваемыми, доступными во всех частях для осмотра и профилактического ремонта, в том числе и возобновления защитных покрытий.

Для огнезащитной обработки несущих ДКК, эксплуатируемых в среде с относительной влажностью воздуха до 75% может быть использована краска ВПМ-2Д, поверхностно-пропиточный состав ПП с последующим нанесением перхлорвиниловых или пентафталевых лаков или эмалей.

Для огнезащиты ДКК, находящихся в условиях помещений с относительной влажностью воздуха выше 75% рекомендуются покрытия на основе ХВ-5169, ОС-12-01, ОС-12-03 [7].

Для защиты от коррозии металлических элементов конструкций используются лакокрасочные материалы, характеристики которых по типу пленкообразующих приведены в приложении 15 [6].

2.9. Оформление пояснительной записки.

В пояснительной записке приводится выполненный студентом расчет в определенной логической последовательности. Содержание должно быть разбито на разделы, подразделы и пункты, соответствующим образом пронумерованные. Порядковый номер раздела обозначается арабской цифрой. Номер подраздела образован номером раздела и подраздела, разделенных точкой. Номера пунктов состоят из номера раздела, подраздела и пункта с точками между ними.

Формулы, которые используются в тексте, должны быть, представлены в буквенном виде с последующей расшифровкой символов и нахождением численного значения искомой величины.

Чертежи и рисунки, необходимые для иллюстрации расчета, должны быть пронумерованы и снабжены подписями, поясняющими содержание изображения.

Нумерация листов пояснительной записки должна быть сквозной.

Список литературы приводится в конце записки.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции [Текст] / Госстрой СССР. -М.: Стройиздат, 1983. - 31 с.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия (Минстрой России – М.: ГП ЦПП, 1996 г. – 96 стр.)
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции [Текст] / Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1983. - 31 с
4. В.Г. Миронов, Е.А. Кравцов. Индустриальные клееные деревянные конструкции. Учебное пособие, ГИСИ. Горький, 1984 г.
5. И.М. Кудряшов. Плиты покрытий с фанерными обшивками. Проектирование и расчёт. Методические указания по выполнению курсового и дипломного проектов студентами специальностей 1202 и 1206. Горький, ГИСИ, 1984 г. – 31 стр.
6. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. –М.:ЦИПТ Госстроя СССР, 1986. – 46 с.
7. Руководство по обеспечению долговечности деревянных клееных конструкций при воздействии на них микроклимата зданий различного назначения и атмосферных факторов./ ЦНИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1981. – 96 с.

Номинальные размеры толщины и ширины обрезных пиломатериалов с параллельными кромками и толщины необрезных и обрезных пиломатериалов с непараллельными кромками должны соответствовать указанным в таблице (применительно к ГОСТ 24454-80).

Номинальные размеры толщины и ширины

Толщина, мм	Ширина, мм								
	Рекомендуемая				Допускаемая				
16	75	100	125	150	–	–	–	–	–
19	75	100	125	150	175	–	–	–	–
22	75	100	125	150	175	200	225	–	–
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	–	100	125	150	175	200	225	250	275
125	–	–	125	150	175	200	225	250	–
150	–	–	–	150	175	200	225	250	–
175	–	–	–	–	175	200	225	250	–
200	–	–	–	–	–	200	225	250	–
250	–	–	–	–	–	–	–	250	–

Диаметр проката, площадь поперечного сечения одного и двух стержней
(применительно к ГОСТ 2590-80)

Диаметр d , мм	Площадь поперечного сечения одного стержня, см ²	Площадь поперечного сечения двух стержней, см ²	Диаметр d , мм	Площадь поперечного сечения одного стержня, см ²	Площадь поперечного сечения двух стержней, см ²
5	0,1963	0,3926	33	8,533	17,066
5,5	0,2376	0,4752	34	9,079	18,158
6	0,2827	0,5654	35	9,621	19,242
6,3	0,3117	0,6234	36	10,18	20,36
6,5	0,3318	0,6636	37	10,75	21,5
7	0,3848	0,7696	38	11,34	22,68
8	0,5027	1,0054	39	11,95	23,9
9	0,6362	1,2724	40	12,57	25,14
10	0,7854	1,5708	41	13,2	26,4
11	0,9503	1,9006	42	13,85	27,7
12	1,131	2,262	43	14,52	29,04
13	1,327	2,654	44	15,2	30,4
14	1,539	3,078	45	15,9	31,8
15	1,767	3,534	46	16,62	33,24
16	2,011	4,022	47	17,35	34,7
17	2,27	4,54	48	18,1	36,2
18	2,545	5,09	50	19,64	39,28
19	2,835	5,67	52	21,24	42,48
20	3,142	6,284	53	22,06	44,12
21	3,464	6,928	54	22,89	45,78
22	3,801	7,602	55	23,76	47,52
23	4,155	8,31	56	24,63	49,26
24	4,524	9,048	58	26,42	52,84
25	4,909	9,818	60	28,27	56,54
26	5,307	10,614	62	30,19	60,38
27	5,726	11,452	63	31,17	62,34
28	6,158	12,316	65	33,18	66,36
29	6,605	13,21	67	35,26	70,52
30	7,069	14,138	68	36,32	72,64
31	7,548	15,096	70	38,48	76,96
32	8,042	16,084	72	40,72	81,44

Толщина листового горячекатаного проката
(применительно к ГОСТ 19903-74*), мм

0,4	3,5	14,5	27	78
0,45	3,8	15	28	80
0,5	3,9	15,5	29	82
0,55	4	16	30	85
0,6	4,5	16,5	31	87
0,63	5	17	32	90
0,65	5,5	17,5	34	92
0,7	6	18	36	95
0,75	6,5	18,5	38	100
0,8	7	19	40	105
0,9	7,5	19,5	42	110
1	8	20	45	115
1,2	8,5	20,5	48	120
1,3	9	21	50	125
1,4	9,5	21,5	52	130
1,5	10	22	55	135
1,6	10,5	22,5	58	140
1,8	11	23	60	145
2	11,5	23,5	62	150
2,2	12	24	65	155
2,5	12,5	24,5	68	160
2,8	13	25	70	
3	13,5	25,5	72	
3,2	14	26	75	

Раиса Ивановна Молева
Виталий Викторович Ермолаев

Расчет и конструирование металлодеревянных безраскосных треугольных ферм

Методические указания по выполнению самостоятельной практической работы для студентов направления 270300.62 Архитектура специальности 270301.65 Архитектура

Подписано к печати 2010 г.

Формат 60 ×90 1/16

Бумага газетная. Печать офсетная. Уч. изд. л. 1,3 п.л. Усл. печ. л. 1,4 п. л.

Тираж 200. Заказ №

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет

603600, г. Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65

Полиграфический центр ННГАСУ

603600, г. Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65