

## Расчет распорной системы треугольного очертания с клееным верхним поясом

Задание: запроектировать распорную систему треугольного очертания (РСТО) с клееным верхним и металлическим нижним поясами.

Размеры здания в плане 18×72 м. Шаг конструкций В=6 м. Здание II класса ответственности. Ограждающие конструкции покрытия приняты из утепленных клефанерных плит. Район строительства – Московская область.

Материал несущих конструкций – сосна 2 сорта с влажностью до 12%, металлические элементы из стали марки С235. Для склеивания древесины принимается фенольно-резорциновый клей марки ФРФ-50м. Несущие и ограждающие конструкции покрытия изготовлены заводским способом.

### Геометрические размеры РСТО

Геометрическую схему системы принимаем по рис.1. Расчетный пролет  $l = 17,6$  м. Высота принята с характерным для треугольной системы отношением  $f/l = 1/5$ . При этом высота конструкции составит  $f = 3,25$  м. Угол наклона верхних поясов  $\alpha = 21^{\circ}50'$ ;  $\operatorname{tg} \alpha = 0,4$ ;  $\sin \alpha = 0,371$ ;  $\cos \alpha = 0,928$ .

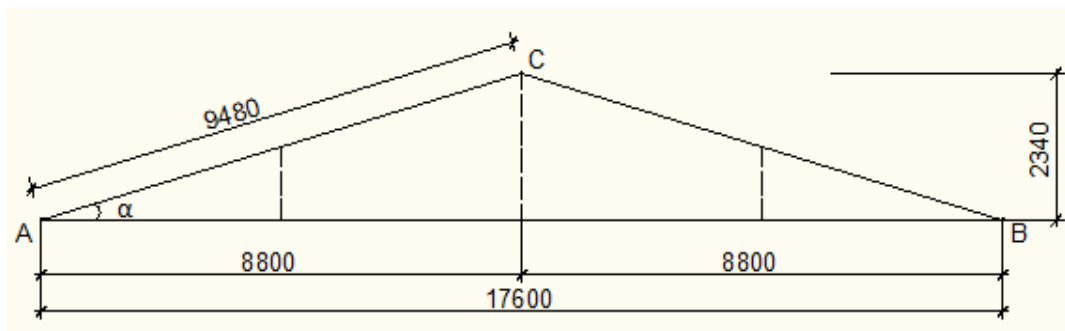


Рис. 1. Геометрическая схема распорной системы треугольного очертания

Длина ската

$$l_{ск} = \frac{l}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{17,6}{2 \cdot 0,928} = 9,48 \text{ м.}$$

### Нагрузки

Полная (постоянная + снеговая) равномерно распределенная расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции ската кровли составляет:

$$g_{расч} = 2,39 \text{ кН/м}^2;$$

Погонная нагрузка на верхний пояс РСТО (рис. 2):

$$q = g_{расч} \cdot B = 2,39 \cdot 6 = 14,34 \text{ кН/м};$$

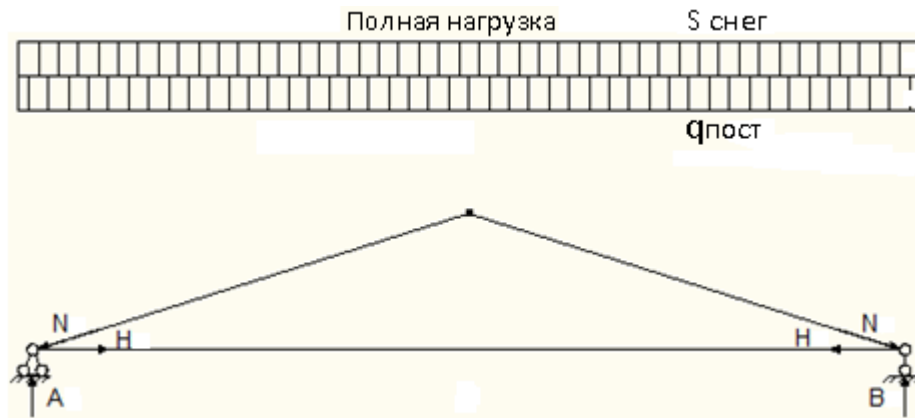


Рис. 2. Расчетная схема распорной системы треугольного очертания

### Статический расчет - определение усилий в элементах системы

Опорные реакции

$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{14,34 \cdot 17,6}{2} = 126,2 \text{ кН};$$

Усилие в затяжке

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{14,34 \cdot 17,6^2}{8 \cdot 3,52} = 157,7 \text{ кН};$$

Нормальная сжимающая сила в верхнем поясе у опор

$$N = H \cdot \cos\alpha + A \cdot \sin\alpha = 157,7 \cdot 0,928 + 126,2 \cdot 0,371 = 193,1 \text{ кН};$$

нормальная сжимающая сила в середине верхнего пояса

$$\begin{aligned} N^{cp} &= H \cdot \cos\alpha + \left[ A - \frac{q \cdot l}{4} \right] \sin\alpha = \\ &= 157,7 \cdot 0,928 + \left[ 126,2 - \frac{14,34 \cdot 17,6}{4} \right] \cdot 0,371 = 169,8 \text{ кН}; \end{aligned}$$

изгибающий момент от нагрузки в четверти пролета

$$M = \frac{q \cdot l^2}{32} = \frac{14,34 \cdot 17,6^2}{32} = 138,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

### Подбор сечения верхнего пояса

Верхний пояс рассчитывается как сжато-изгибаемый стержень, находящийся под воздействием внецентренно приложенной нормальной

силы и изгибающего момента от поперечной нагрузки (рис. 3). В результате внецентренного приложения нормальной силы в опорном и коньковом узлах системы возникают разгружающие (отрицательные) моменты, за счет чего уменьшается изгибающий момент в верхнем поясе (см. рис. 3).

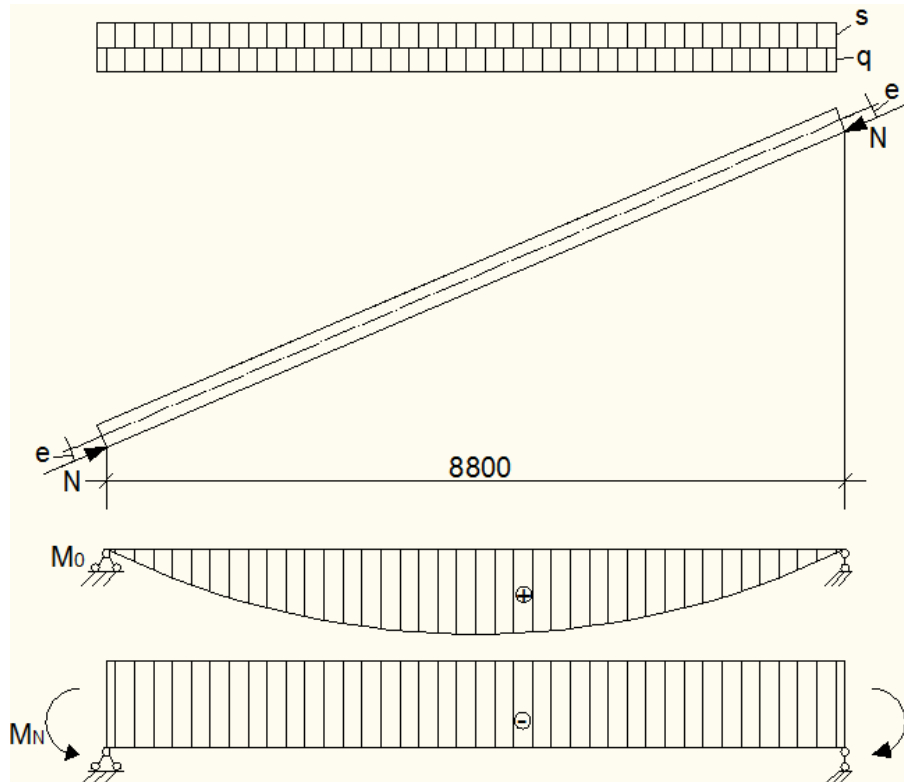


Рис. 3. Изгибающий момент в верхнем поясе распорной системы треугольного очертания

Рекомендуется принимать высоту сечения верхнего пояса  $h_n = \left(\frac{1}{25} + \frac{1}{35}\right)l$ . Верхний пояс выполняется в виде клеёного пакета из черновых заготовок по сортаменту пиломатериалов 2 сорта (ГОСТ 24454) сечением  $40 \times 175$  мм. После фрезерования черновых заготовок по пластиам для склейки отбирают чистые доски сечением  $33 \times 175$  мм. Клееный пакет принимаем из 19 досок общей высотой  $19 \cdot 33 = 627$  мм, что составляет  $\frac{1}{28} \cdot l$ . После склеивания пакета и фрезерования по боковым поверхностям его окончательное сечение  $160 \times 627$  мм.

Задаемся эксцентриситетом приложения нормальной силы в опорном и коньковом узлах с учетом условия  $e \leq \frac{1}{4} \cdot h_n$ , принимаем  $e = 150$  мм.

Площадь поперечного сечения

$$F = 0,16 \cdot 0,627 = 10,3 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_x = \frac{0,16 \cdot 0,627^2}{6} = 1,05 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Момент инерции сечения

$$I_x = \frac{0,16 \cdot 0,627^3}{12} = 0,33 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Принимаем расчетные характеристики древесины 2 сорта .

Расчетное сопротивление изгибу и сжатию

$$R_{и} = R_c = R_{и}^A \cdot m_{дл} = R_c^A \cdot m_{дл} = 22,5 \cdot 0,66 = 15 \text{ МПа}$$

Проверка прочности сжато-изгибаемых элементов выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{N_{ср}}{F_{расч}} + \frac{M_g}{W_{расч}} \leq \frac{R_c \cdot m_{б} \cdot m_{сл}}{\gamma_n},$$

где :

$m_{б} = 0,95$  при  $h = 0,627 \text{ м}$  (см.табл. 10[2]);

$m_{сл} = 1$  при толщине досок 33 мм (см. табл.11[2]);

$\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по назначению здания.

Для шарнирно опертых элементов при эпюрах изгибающих моментов параболического и прямоугольного очертания (см.рис. 3) изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок определяется по формуле

$$M_g = \frac{M_0}{\xi} \pm \frac{M_n}{\xi \cdot K_n},$$

$$\text{где } \xi = 1 - \frac{N_0 \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_c \cdot m_{б} \cdot m_{сл} \cdot F_{бр}}$$

$N_0 = H$  –усилие в ключевом шарнире;

$$K_n = \alpha_n + \xi(1 - \alpha_n);$$

$\alpha_n = 0,81$  – при эпюрах изгибающих моментов прямоугольного очертания, какое и получается от изгибающего момента  $M_n$ .

Проверяем прочность принятого поперечного сечения верхнего пояса от первого варианта сочетания нагрузок:

$$M_0 = M = 138,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Разгружающий момент в узлах от продольной силы, приложенной с эксцентриситетом

$$M_N = N_1^{cp} \cdot e = 169,8 \cdot 0,15 = 25,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Гибкость верхнего пояса в плоскости действия изгибающего момента при расчетной длине деревянного элемента  $l_{ск} = 9,48 \text{ м}$

$$\lambda = \frac{l_{ск}}{0,289 \cdot h} = \frac{9,48}{0,289 \cdot 0,627} = 52,3.$$

Коэффициент продольного изгиба для коэффициента  $\xi$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{52,3^2} = 1,1,$$

Где  $A = 3000$  для древесины согласно п.6.3 [2];

Коэффициенты

$$\xi = 1 - \frac{157,7 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 10,3 \cdot 10^{-2}} = 0,91;$$

$$K_H = 0,81 + 0,91 \cdot (1 - 0,81) = 0,98.$$

Действующий изгибающий момент

$$M_g = \frac{138,8}{0,91} - \frac{25,5}{0,91 \cdot 0,98} = 123,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение в верхнем поясе

$$\sigma = \frac{169,8 \cdot 10^{-3}}{10,3 \cdot 10^{-2}} + \frac{123,9 \cdot 10^{-3}}{1,05 \cdot 10^{-2}} = 13,4 \text{ МПа} < R_c \frac{15 \cdot 0,95 \cdot 1}{0,95} = 15 \text{ МПа}.$$

Так как верхний пояс по всей длине раскреплен плитами покрытия, то расчет на устойчивость плоской формы деформирования не производится ввиду очевидности ее обеспечения.

#### Подбор сечения затяжки.

Расчетное усилие в затяжке:

$$N = H = 157,7 \text{ кН}.$$

Затяжку выполняем из двух стальных равнополочных уголков сечением 45×5 мм (ГОСТ 8509).

Производим проверку принятого сечения на прочность при центральном растяжении по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c}{\gamma_n},$$

где  $A_n = 2 \cdot 0,043 \cdot 10^{-2} = 0,086 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$  – площадь сечения двух уголков;  $\gamma_c = 0,9$  – коэффициент условия работы;  $\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по назначению.

Расчетное сопротивление проката растяжению

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{230}{1,025} = 224,4 \text{ МПа}.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{157,7 \cdot 10^{-3}}{0,086 \cdot 10^{-2}} = 183,4 \text{ МПа} < R_y = \frac{224,4 \cdot 0,9}{0,95} = 212,6 \text{ МПа}.$$

Для совместной работы уголков нижнего пояса их необходимо соединить по длине планками из листовой стали толщиной 6 мм.

Наибольшее расстояние между планками

$$l_{дон} = 80i_x = 80 \cdot 0,013 = 1,04 \text{ м},$$

где  $i_x = 0,013 \text{ м}$  – радиус инерции уголка.

Принимается  $l = 1,0 \text{ м}$ .

Во избежание провисания нижнего пояса необходимо установить подвески из тяжелой Ø12 мм арматуры класса А240.

Максимальное расстояние между подвесками

$$l'_{дон} = 400 \cdot i = 400 \cdot 0,013 = 5,2 \text{ м}.$$

Устанавливают 3 подвески по длине нижнего пояса системы.

Расстояние между подвесками

$$l' = \frac{17,6}{4} = 4,4 \text{ м} < 5,2 \text{ м}.$$

**Опорный узел\_ (рис. 4)**

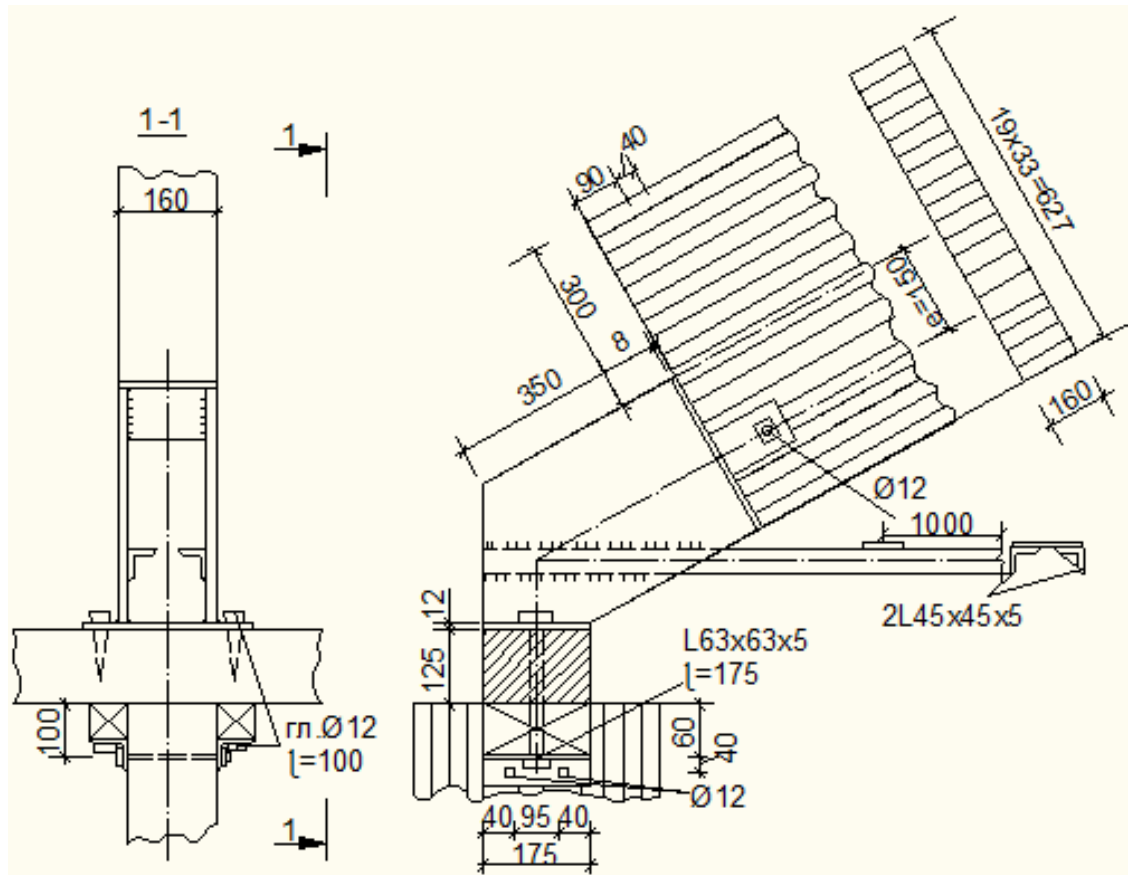


Рис. 4. Конструкция опорного узла распорной системы треугольного очертания

Упорная плита – плита с ребрами жесткости, в которую упирается верхний пояс системы. Упорная плита рассчитывается на изгиб приближённо как однопролетная балка с поперечным сечением тавровой формы (рис. 5).

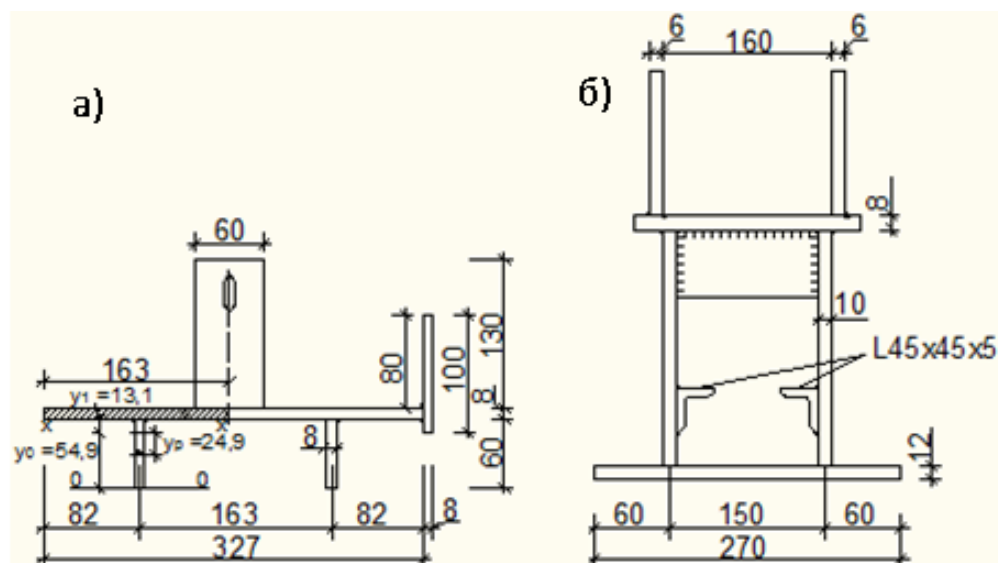


Рис. 5. К расчету опорного узла распорной системы треугольного очертания: а – к расчету упорной пластины; б – к расчету опорной пластины

Для создания принятого эксцентриситета в опорном узле высота упорной плиты должна составлять

$$h_w = h_{e.n} - 2e = 627 - 2 \cdot 150 = 327 \text{ мм.}$$

Ширина упорной плиты принимается по ширине сечения верхнего пояса:

$$b_{пл} = 160 \text{ мм.}$$

Геометрические характеристики плиты таврового сечения:

$$A_w = \frac{h_w}{2} \cdot t_w + h_p \cdot t_p = \frac{327}{2} \cdot 8 + 60 \cdot 8 = 1788 \text{ мм}^2.$$

Статический момент относительно оси «0-0»

$$\begin{aligned} S_0 &= \frac{h_w}{2} \cdot t_w \left( h_p + \frac{t_w}{2} \right) + \frac{t_p \cdot h_p}{2} = \frac{327}{2} \cdot 8 \cdot \left( 60 + \frac{8}{2} \right) + \frac{8 \cdot 60^2}{2} = \\ &= 98,1 \cdot 10^3 \text{ мм}^3 \end{aligned}$$

расстояние от центра тяжести сечения до оси «0-0»

$$y_0 = \frac{S_0}{A_w} = \frac{98,1 \cdot 10^3}{1788} = 54,9 \text{ мм;}$$

расстояние от центра тяжести сечения до верхней грани плиты

$$y_1 = h_p + t_w - y_0 = 60 + 8 - 54,9 = 13,1 \text{ мм;}$$

расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести ребра

$$y_p = y_0 - \frac{h_p}{2} = 54,9 - \frac{60}{2} = 24,9 \text{ мм;}$$

момент инерции поперечного сечения относительно оси «х - х»

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{h_w \cdot t_w^3}{24} + \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \left( y - \frac{t_w}{2} \right)^2 + \frac{t_p \cdot h_p^3}{12} + t_p \cdot h_p \cdot y_p^2 = \\ &= \frac{327 \cdot 8^3}{24} + \frac{327 \cdot 8}{2} \cdot \left( 13,1 - \frac{8}{2} \right)^2 + \frac{8 \cdot 60^3}{12} + 8 \cdot 60 \cdot 24,9^2 = \\ &= 460,5 \cdot 10^3 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Моменты сопротивления:

$$W_{max} = \frac{I_w}{y_1} = \frac{460,5 \cdot 10^3}{13,1} = 35,2 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

$$W_{max} = \frac{I_w}{y_0} = \frac{460,5 \cdot 10^3}{54,9} = 8,4 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Напряжение смятия древесины в листе упора верхнего пояса в плиту

$$\sigma_{cm} = \frac{N_1}{b \cdot h_n} = \frac{193,1 \cdot 10^{-3}}{0,16 \cdot 0,327} = 3,69 < R_{cm} 15 \text{ МПа}.$$

Пролет упорной плиты принимается равным расстоянию в осях между вертикальными фасонками, см. рис.5.

$$l_n = 150 \text{ мм}.$$

Изгибающий момент в однопролетной балке таврового сечения

$$M = \frac{\sigma_{cm} \cdot h_n \cdot l^2}{2 \cdot 8} = \frac{3,69 \cdot 0,327 \cdot 0,15^2 \cdot 10^3}{16} = 1,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение при изгибе в упорной плите

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{min}} = \frac{1,7 \cdot 10^6}{8,4 \cdot 10^3} = 202 \text{ МПа} < R_y = 222 \text{ МПа},$$

где  $R_y = 235 \cdot \frac{0,9}{0,95} = 222 \text{ МПа}$  – расчетное сопротивление стали С235.

Опорная плита – горизонтальная плита, рассчитывается как однопролетная балка с двумя консолями на изгиб под действием напряжения смятия ее основания.

Требуемая ширина опорной плиты определяется из условия смятия мауэрлатного бруса поперек волокон:

$$b_{mp} = \frac{A_{max} \cdot \gamma_n}{R_{cm 90} \cdot l} = \frac{162,2 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{3 \cdot 0,27} = 0,14 \text{ м},$$

где  $R_{cm 90} = 3 \text{ МПа}$  – расчетное сопротивление смятию древесины поперек волокон;  $A_{max} = 126,2 \text{ кН}$  – максимальная опорная реакция;  $l_{оп} = 0,27 \text{ м}$  – длина опорной плиты, см. рис.5,б.

Ширина плиты принимается в соответствии с действующим сортаментом с округлением в большую сторону, но не менее 100 мм.

Принимаем ширину мауэрлатного бруса

$$b_{бр} = 175 \text{ мм},$$

тогда

$$\sigma_{cm} = \frac{A_{max}}{l_{оп} \cdot b_{оп}} = \frac{126,2 \cdot 10^{-3}}{0,27 \cdot 0,175} = 2,67 < \frac{3}{0,95} \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент в консольной части опорной плиты при расчетной ширине 10 мм

$$M_k = \frac{\sigma_{cm} \cdot 0,01 \cdot l_k^2}{2} = \frac{2,76 \cdot 10^3 \cdot 0,01 \cdot 0,06^2}{2} = 0,048 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент в пролете опорной плиты

$$M = \frac{\sigma_{cm} \cdot 0,01 \cdot l_n^2}{8} - M_k = \frac{2,67 \cdot 10^3 \cdot 0,01 \cdot 0,15^2}{8} - 0,048 = 0,027 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Требуемая толщина опорной плиты

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,048}{222 \cdot 10^3 \cdot 0,01}} = 0,011 \text{ м;}$$

$$R_y = 235 \cdot \frac{0,9}{0,95} = 222 \text{ МПа}$$

Принимаем толщину плиты  $t = 12 \text{ мм}$ .

### Расчет сварных швов

а). Сварные швы, прикрепляющие пластинки-ребра упорной плиты к вертикальным фасонкам

Усилие, приходящееся на одну пластинку:

$$N = \frac{N_{max}}{2} = \frac{193,1}{2} = 96,6 \text{ кН.}$$

Требуемая длина шва при его толщине  $k_f = 6 \text{ мм}$  (толщина сварного шва назначается с учетом минимальной толщины свариваемых элементов)

$$l_w^{mp} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_{wf} \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf}} = \frac{96,6 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3}}{180 \cdot 0,006 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 0,85} = 0,14 \text{ м,}$$

где  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$  – расчетное сопротивление шва;

$\beta_f = 0,7$  - коэффициент глубины проплавления шва;

$\gamma_c = 1$  - коэффициент условия работы;

$\gamma_{wf} = 0,85$  – коэффициент условия работы шва;

$\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по назначению.

Фактическая длина шва, зависящая от высоты ребра упорной плиты:

$$l_w = 2 (0,06 + 0,06) = 0,24 \text{ м} > 0,14 \text{ м}.$$

Расчет сварных швов, прикрепляющих нижний пояс из уголков к вертикальным фасонкам металлического башмака опорного узла.

Сила, действующая на один уголок:

$$N = \frac{157,7}{2} = 78,9 \text{ кН}.$$

Толщину швов на пере и обушке принимаем одинаковой, равной  $k_f = 4 \text{ мм}$ , что на 1 мм меньше толщины полки уголка. Требуемая суммарная длина швов, прикрепляющих уголок:

$$l_w^{mp} = \frac{78,9 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3}}{180 \cdot 0,004 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 0,85} = 0,17 \text{ м}.$$

Требуемая длина шва на обушке и пере:

$$l_w^{об} = 0,7 \cdot 0,17 = 0,12 \text{ м}; \quad l_w^n = 0,3 \cdot 0,17 = 0,05 \text{ м}.$$

Принимается длина шва не менее ширины опорной плиты:

$$l_w = 0,17 \text{ м} > 0,12 \text{ м}.$$

Расчет стыка нижнего пояса

Длина нижнего пояса распорной системы 17,6 м. Максимальная длина изготавливаемых уголков 10,5 м; следовательно, необходимо устройство стыка нижнего пояса. Стык нижнего пояса осуществляется с помощью приваренных накладок из листовой стали толщиной 8 мм (рис. 6).

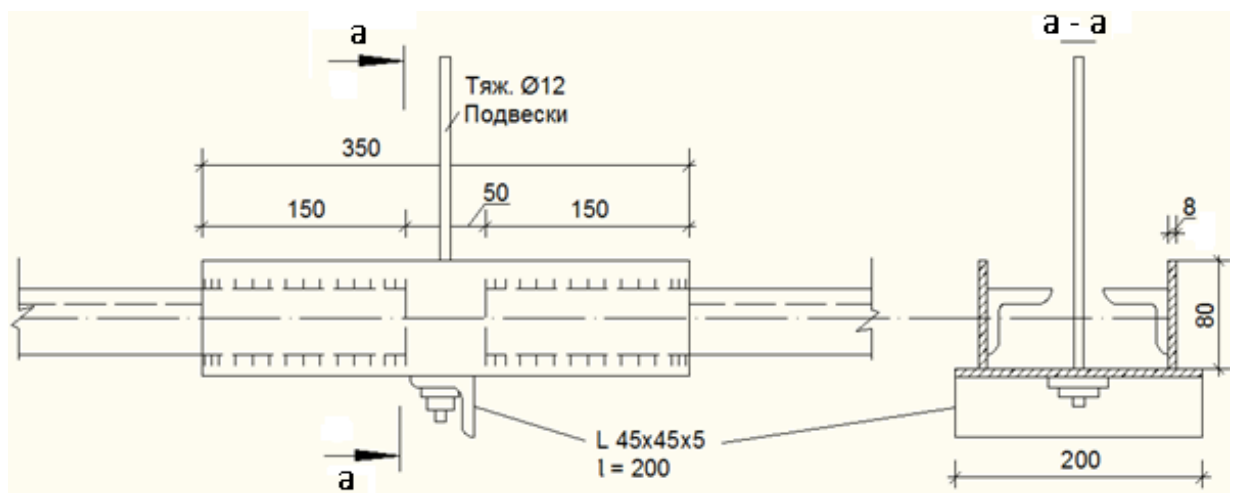


Рис. 6. К расчету укрупнительного стыка затяжки распорной системы треугольного очертания

Ширина накладки определяется из условия равнопрочности накладок и уголков:

$$A_{yz} \cdot R_y = A_{накл} \cdot R_y,$$

где  $A_{yz} = 480 \text{ мм}^2$  – площадь сечения уголка.

Расчетное сопротивление растяжению

$$R_y = 235 \cdot \frac{0,9}{0,95} = 222 \text{ МПа}$$

$$b_n^{mp} = \frac{R_y \cdot A_{yz}}{R_y \cdot t} = \frac{222 \cdot 0,048 \cdot 10^{-2}}{222 \cdot 0,008} = 0,061 \text{ м.}$$

Принимаем ширину накладки с учетом сварных швов ( $k_f = 6 \text{ мм}$ )  $b_n = 80 \text{ мм}$ .

Принимаем длину сварных швов на пере и обушке  $l_w = 0,14 \text{ м}$ .

Длина накладок

$$l_n = 0,05 + 2 \cdot 0,15 = 0,35 \text{ м.}$$

#### Коньковый узел

Торцы верхнего пояса в коньковом узле подвержены сжимающему воздействию горизонтальной силы, достигающей максимального значения при первом варианте сочетания нагрузок. Торцы стыкуются простым лобовым упором (рис. 7).

$$N_{см} = H = 157,7 \text{ кН.}$$

Размеры площадки смятия назначаем из расчета на обеспечение приложения силы, сжимающей верхний пояс, с тем же эксцентриситетом  $e = 150 \text{ мм}$ , что и в опорном узле. Для этого в верхней части сечения устраиваем зазор высотой  $h = 2 \cdot e = 2 \cdot 0,15 = 0,3 \text{ м}$ . Площадь смятия в коньковом узле

$$F_{см} = 0,16 \cdot (0,627 - 0,3) = 5,23 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Смятие в коньковом узле происходит под углом  $\alpha = 21^\circ 51'$  к волокнам. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом  $\alpha$  к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \cdot 0,371} = 12,5 \text{ МПа},$$

где  $R_{см} = R_{см}^A \cdot m_{дл} = 22,5 \cdot 0,66 = 15 \text{ МПа}$  – расчетное сопротивление смятию вдоль волокон;  $R_{см.90} = R_{см.90}^A \cdot m_{дл} = 4,5 \cdot 0,66 = 3 \text{ МПа}$ .

Напряжение смятия в узле

$$\sigma_{см\alpha} = \frac{N_{см}}{F_{см}} = \frac{157,7 \cdot 10^{-3}}{5,23 \cdot 10^{-2}} = 3,02 \text{ МПа} < R_{см\alpha} = 12,5 \text{ МПа}.$$

При несимметричном нагружении снеговой нагрузкой лишь одного из скатов покрытия в коньковом узле возникает поперечная сила  $Q_{сн}$ , которая воспринимается соединительной подкладкой на болтах. Подкладка выполняется из клееного пакета досок.

Поперечная сила в узле при несимметричном нагружении временной снеговой нагрузкой

$$Q_{сн} = \frac{S_{расч} \cdot l}{8} = \frac{10,8 \cdot 17,6}{8} = 23,75 \text{ кН}.$$

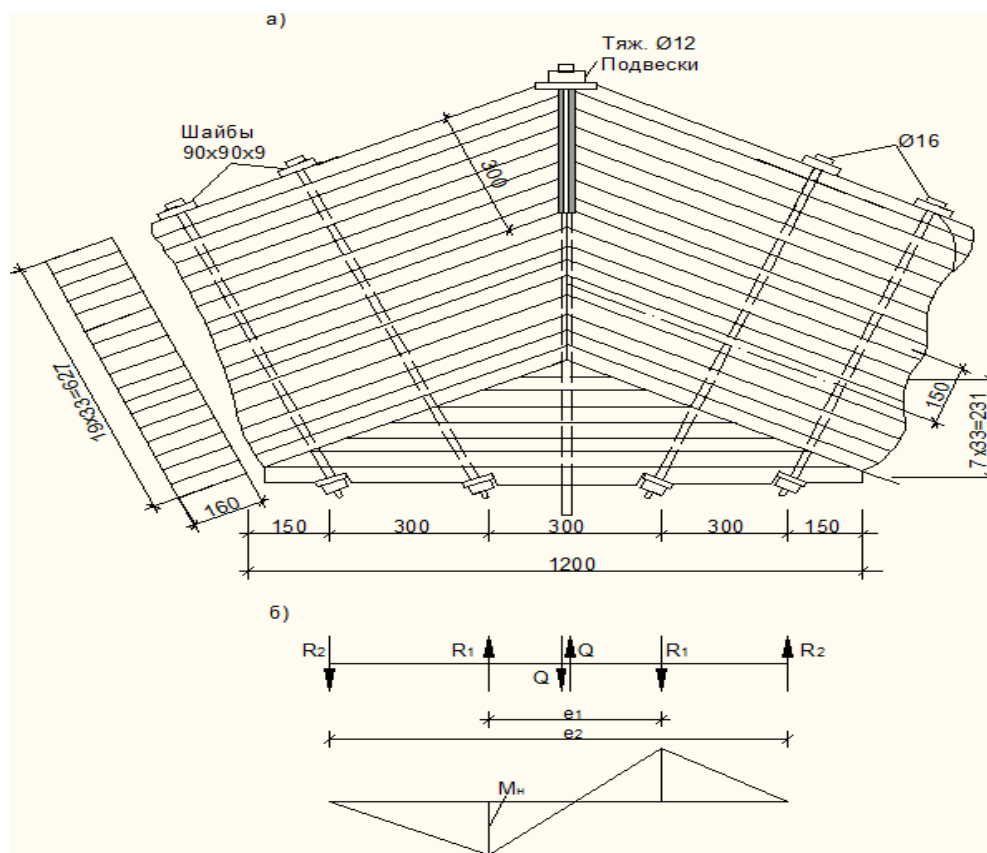


Рис. 7. Коньковый узел распорной системы: а – конструкция; б – к расчету усилий в болтах

Усилия в ближайших к узлу болтах

$$R_1 = \frac{Q}{1 - \frac{e_1}{e_2}} = \frac{23,75}{1 - \frac{1}{3}} = 35,6 \text{ кН.}$$

Усилия в дальних от узла болтах

$$R_2 = \frac{Q}{\frac{e_2}{e_1} - 1} = \frac{23,75}{3 - 1} = 11,9 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения болтов определяется по формуле

$$A_{\text{бн}} = \frac{R_1 \cdot \gamma_n}{R_t \cdot \gamma_c \cdot m_0},$$

где  $R_t = 230 \text{ МПа}$  – расчетное сопротивление растяжению болтов;

$\gamma_c = 0,9$  - коэффициент условия работы;

$m_0 = 0,8$  – коэффициент, учитывающий ослабление тяжа резьбой;

$\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по назначению.

$$A_{\text{бн}} = \frac{35,7 \cdot 0,95 \cdot 10^3}{230 \cdot 0,9 \cdot 0,8} = 205 \text{ мм}^2.$$

Диаметры всех болтов принимаются по 18 мм.

$$A_{\text{бн}} = 254 \text{ мм}^2 > 159 \text{ мм}^2.$$

Требуемая площадь смятия под шайбой

$$F_{\text{см}}^{mp} = \frac{R_1 \cdot \gamma_n}{R_{\text{см}90}} = \frac{35,7 \cdot 0,95 \cdot 10^3}{4} = 8480 \text{ мм}^2,$$

где  $R_{\text{см}90} = R_{\text{см}90}^A \cdot m_{\text{дл}} = 6 \text{ МПа} \cdot 0,66 = 4 \text{ МПа}$ .- расчетное сопротивление смятию древесины под шайбами под углом  $90^\circ$ .

Принимается шайба размерами  $100 \times 100 \times 10 \text{ мм}$ ;

$$F_{\text{см}} = 10000 \text{ мм}^2 > 8480 \text{ мм}^2.$$

Давление под шайбой на ширине 10 мм

$$q = \frac{35,7 \cdot 10}{10000} = 0,036 \text{ кН/мм.}$$

Момент в шайбе

$$M = \frac{q \cdot l_w^2}{8} = \frac{0,036 (100 - 20)^2}{8} = 28,8 \text{ кН} \cdot \text{мм.}$$

Требуемая толщина шайбы

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c \cdot b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 28,8 \cdot 0,95 \cdot 10^3}{230 \cdot 0,9 \cdot 10}} = 8,9 \text{ мм} < 10 \text{ мм}.$$