



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Рубцовский индустриальный институт (филиал)
федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова»
(РИИ АлтГТУ)

МИХАЙЛЕНКО О.А.

Методические указания

к выполнению курсовой работы по дисциплине:

«Конструкции из дерева и пластмасс» на тему:

«Проектирование несущих и ограждающих конструкций покрытия»

для студентов направления 08.03.01 – Строительство всех форм обучения

Рубцовск 2019

УДК 624

Михайленко О.А. Методические указания к выполнению курсовой работы по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс" на тему "Проектирование несущих и ограждающих конструкций покрытия" для студентов направления 08.03.01 "Строительство" всех форм обучения, Рубцовск, 2019, 53 с.

Содержат указания по выполнению студентами направления подготовки «Строительство» курсовой работы по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс».

Рассмотрены и одобрены
на заседании каф. СиМ
РИИ АлтГТУ
Протокол № 7 от 07.06.2019

Рецензент:

доцент каф. СиМ
к.т.н., доцент А.А. Денисенко

© Рубцовский индустриальный институт, 2019

Содержание

1.Задание на курсовую работу.....	3
2.Ограждающие конструкции покрытия.....	4
2.1Прогонное решение.....	4
2.1.1Расчёт дощатого настила.....	4
2.1.2Расчёт неразрезных прогонов.....	8
2.2 Беспрогонное решение.....	11
2.2.1 Расчёт клефанерной плиты покрытия.....	11
3. Сегментная ферма из клеёных элементов.....	17
3.1 Определение расчётных нагрузок.....	17
3.2 Подбор сечений элементов фермы.....	21
3.3 Расчет и конструирование узлов фермы.....	30
4.Расчёт элементов связей покрытия.....	52
4.1 Прогонное решение.....	52
4.2 Беспрогонное решение.....	52
Список литературы.....	53

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		2

2. Ограждающие конструкции покрытия.

2.1 Прогонное решение.

2.1.1 Расчёт досчатого настила.

Щиты настила шириной 1,5 м, длиной 5 м опираются на прогоны, установленные с шагом 1,5 м.

Запроектировать щиты настила под трехслойную рубероидную кровлю неотапливаемого здания. Основанием служит настил из двух слоев досок, которые соединяются гвоздями. Верхний защитный настил принимаем без расчета из досок $b \times \delta = 100 \times 16 \text{ мм}$, расположенных под углом 45° к доскам рабочего настила. Нижний рабочий настил назначаем из досок сечением $b \times \delta = 150 \times 25 \text{ мм}$. Для лучшего проветривания всего настила нижний рабочий настил с толщиной досок по расчету выполняют разреженным зазором $\Delta = 100 \text{ мм}$. Защитный настил образует сплошную поверхность, обеспечивает совместную работу всех досок настила.

Произведем сбор нагрузок на 1 м^2 горизонтальной поверхности настила (табл. 1).

Таблица 1. Сбор нагрузок на 1 м^2 настила.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН}/\text{м}^2$	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, $\text{кН}/\text{м}^2$
Постоянная			
1 Трехслойная рубероидная кровля	0,09	1,3	0,117
2 Защитный настил:	0,08	1,1	0,088
3 Рабочий настил:	0,075	1,1	0,083
Итого	0,245		0,288
Временная			
1 Снеговая	1,26	1,4	1,764
Всего	1,505		2,052

Настил (рабочий слой) рассчитываем как двухпролетную балку на два сочетания нагрузок:

1. Собственный вес и снег – на прочность и прогиб (рис. 1,а);
2. Собственный вес и сосредоточенная нагрузка – только на прочность (рис. 1,б).

Сосредоточенная нагрузка $P_n = 1 \text{ кН}$, а с учетом коэффициента перегрузки 1,2 $P_n = 1,2 \text{ кН}$.

Расчет настила ведем для полосы шириной $b_{расч} = 1 \text{ м}$. Так как ферма сегментная, то рассматриваем 2 угла наклона кровли:

- Угол наклона кровли в виду его незначительности ($\alpha \approx 6^\circ$) при расчете настила не учитываем;

- Угол наклона кровли $\alpha \approx 45^\circ$.

1. Угол наклона кровли $\alpha \approx 0^\circ$

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,052 \cdot 1,5^2}{8} = 0,577 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		4

где $q = b_{расч} \cdot q_{расч} = 1 \cdot 2,052 = 2,052 \text{ кН/м}$

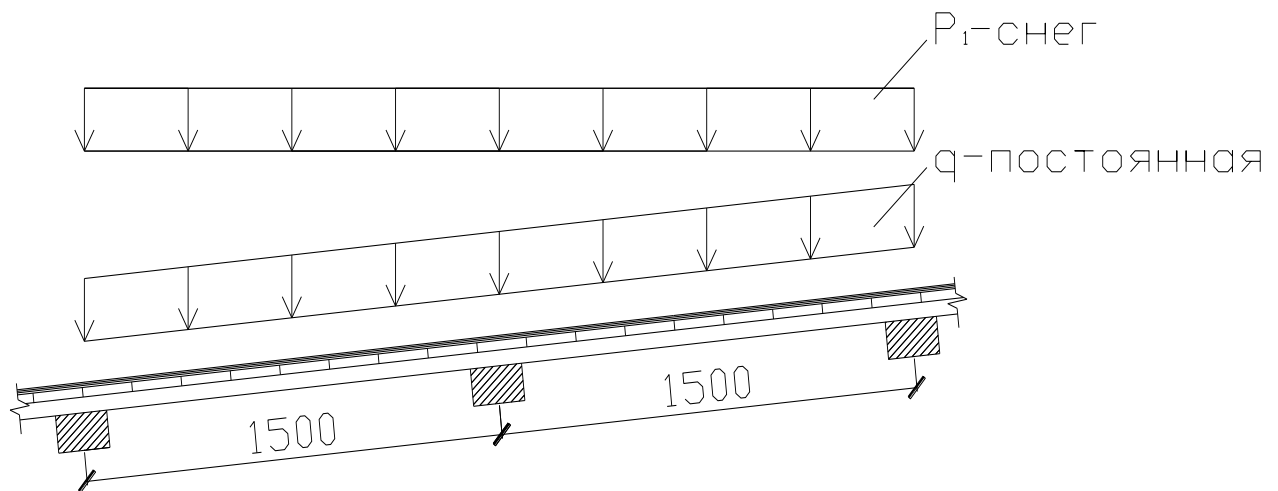
Момент сопротивления настила равен

$$W = \frac{b\delta^2 b_{расч}}{6(b + \Delta)} = \frac{0,15 \cdot 0,025^2 \cdot 1}{6(0,15 + 0,1)} = 0,625 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

где $b \times \delta = 150 \times 25 \text{ мм}$ – размер досок рабочего настила

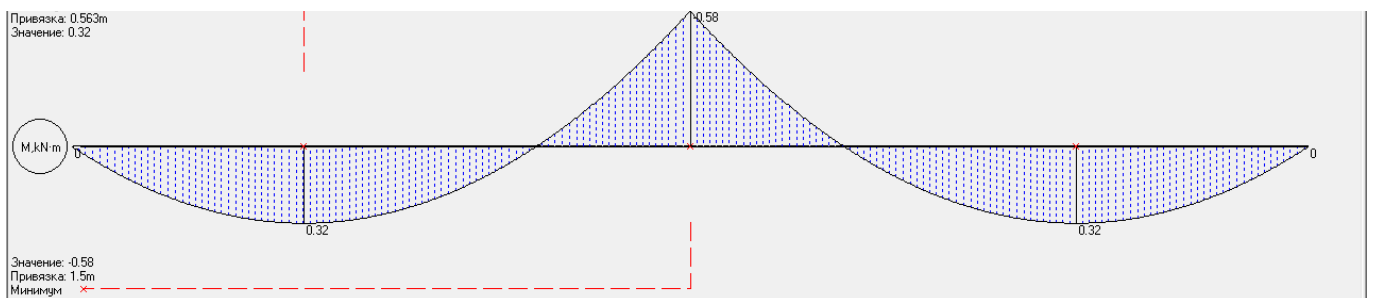
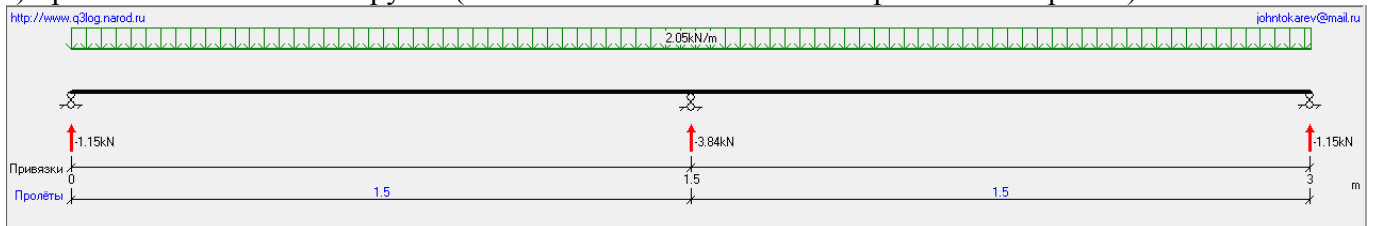
$\Delta = 100 \text{ мм}$ – зазор между досками рабочего настила

$\frac{b_{расч}}{b + \Delta}$ – число досок, укладываемых на ширине рабочего настила на 1 м.



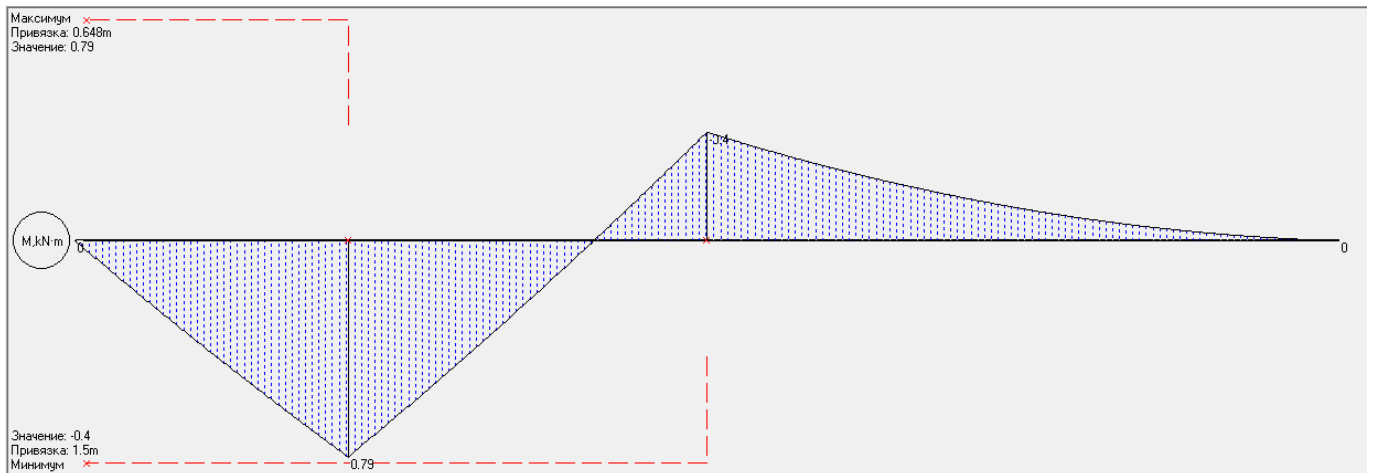
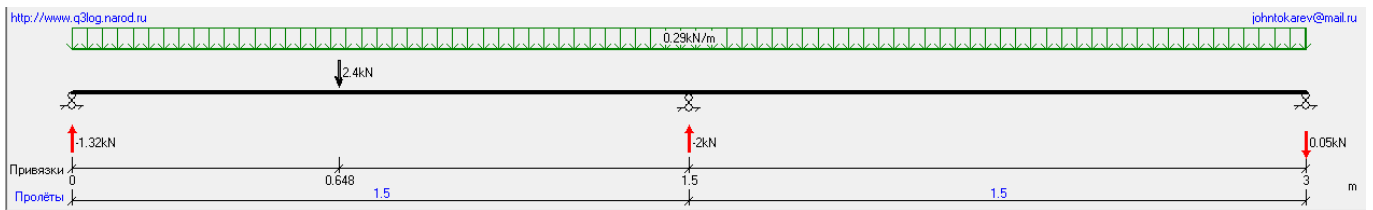
Расчетные схемы настилов.

а) при 1-ом сочетании нагрузок (собственный вес и снег – на прочность и прогиб).



						Лист
						5
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

б) при 2-ом сочетании нагрузок (собственный вес и сосредоточенная нагрузка – на прочность). Сосредоточенная нагрузка находится на расстоянии 0,432L.



Примечание: Принимаем $P=2 \cdot 1,2=2,4$ кН так как на ширине настила в 1 м разместится два груза.

Напряжения при изгибе

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \frac{0,577 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 9,2 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа (130 кгс/см²). Согласно СП 64.13330.20011.

Момент инерции настила

$$J = \frac{Wh}{2} = \frac{0,625 \cdot 10^{-4} \cdot 0,025}{2} = 0,78 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

Прогиб

$$f = \frac{2,13q_{норм}l^4}{384EJ} = \frac{2,13 \cdot 1,505 \cdot 10^{-3} \cdot 1,5^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-6}} = 0,0054 \text{ м}$$

Прогиб для элементов настила и обрешетки не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{150}$. СП 64.13330.20011

$$\frac{f}{l} = \frac{0,0054}{1,5} = \frac{1}{277} < \left[\frac{f}{l} \right]_{np} = \frac{1}{150}$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок

$$M_2 = 0,07ql^2 + 0,207Pl = 0,07 \cdot 0,288 \cdot 1,5^2 + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 1,5 = 0,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		6

Здесь считаем, что, благодаря защитному настилу, действие сосредоточенной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$ распространяется на ширину 0,5 м рабочего настила. Соответственно на ширине настила в 1 м разместится два груза и расчетная сосредоточенная нагрузка составит $P = 2,4 \text{ кН}$

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W} = \frac{0,79 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 12,6 \text{ МПа} < R_u m_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа}$$

где $m_n = 1,2$ – коэффициент условия работы для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия монтажных нагрузок. СП 64.13330.20011

2. Угол наклона кровли $\alpha \approx 45^\circ$.

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,085 \cdot 1,5^2}{8} = 0,508 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

где $q = (q + P \cos \alpha) \cos \alpha = (0,288 + 1,764 \cdot \cos 45^\circ) \cdot \cos 45^\circ = 1,085 \text{ кН} / \text{м}$

Момент сопротивления настила равен

$$W = \frac{b\delta^2 b_{расч}}{6(b + \Delta)} = \frac{0,15 \cdot 0,025^2 \cdot 1}{6(0,15 + 0,1)} = 0,625 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

Напряжения при изгибе

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \frac{0,508 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 8,1 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}$$

Момент инерции настила

$$J = \frac{Wh}{2} = \frac{0,625 \cdot 10^{-4} \cdot 0,025}{2} = 0,78 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

Прогиб

$$f = \frac{2,13 q_{норм} l^4}{384 EJ} = \frac{2,13 \cdot 1,505 \cdot 10^{-3} \cdot 1,5^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-6}} = 0,0054 \text{ м}$$

Прогиб для элементов настила и обрешетки не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{150}$. СП 64.13330.20011

$$\frac{f}{l} = \frac{0,0054}{1,5} = \frac{1}{277} < \left[\frac{f}{l} \right]_{нр} = \frac{1}{150}.$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок

$M_2 = 0,07 ql^2 \cos \alpha + 0,207 P \cos \alpha \cdot l = 0,07 \cdot 0,288 \cdot 1,5^2 \cdot \cos 45^\circ + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot \cos 45^\circ = 0,559 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W} = \frac{0,559 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 8,9 \text{ МПа} < R_u m_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа}$$

Вывод: Выбираем первый вариант, когда угол наклона кровли $\alpha \approx 0^\circ$, т.к. при этом наибольший изгибающий момент и нормальные напряжения σ_1 и σ_2 .

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		7

2.1.2 Расчет неразрезных прогонов.

Спаренные неразрезные прогоны состоят из двух рядов досок, поставленных на ребро и соединенных из двух рядов досок, поставленных на ребро и соединенных гвоздями, забиваемыми конструктивно с шагом 50см. Каждый ряд досок выполнен по схеме консольно – балочного прогона последовательным расположением стыков, но первый ряд не имеет стыка в первом пролете, а второй ряд досок – в последнем пролете. Доски одного ряда соединяются по длине без консольного прируба. Концы досок одного ряда прибиваются гвоздями к доске другого ряда, не имеющего в данном месте стыка. Гвоздевой забой стыка должен быть рассчитан на восприятие поперечной силы. Стыки досок устраиваются в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой по всей их длине, меняет знак, т.е. на расстояниях от опоры, равных $0,21l$. Крайний пролет прогонов уменьшаем до $0,79l$.

Принимаем многопролетные неразрезные спаренные прогоны из двух досок сечением 50×175 мм.

Нагрузка от покрытия – см. Таблица 1.

$$g^n = 0,245 \cdot 1,5 = 0,37 \text{ кН/м}$$

$$g = 0,288 \cdot 1,5 = 0,43 \text{ кН/м}$$

Снеговая нагрузка

$$p^n = 1,26 \cdot 1,5 = 1,89 \text{ кН/м}$$

$$p = 1,764 \cdot 1,5 = 2,65 \text{ кН/м}$$

Нагрузка от собственного веса прогона

$$g_{св}^n = 1,4 \cdot 0,05 \cdot 0,175 \cdot 5 = 0,06125 \text{ кН/м}$$

$$g_{св} = 0,06125 \cdot 1,1 = 0,0674 \text{ кН/м}$$

Нормальная составляющая нагрузки

$$q_x^n = (g^n + g_{св}^n + p^n \cdot \cos \alpha) \cdot \cos \alpha = (0,37 + 0,06125 + 1,89 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 2,3 \text{ кН/м}$$

$$q_x = (g + g_{св} + p \cdot \cos \alpha) \cdot \cos \alpha = (0,43 + 0,0674 + 2,65 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 3,12 \text{ кН/м}$$

$\alpha \approx 0^\circ$

Изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{q_x l^2}{12} = \frac{3,12 \cdot 5^2}{12} = 6,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

						Лист
						8
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{0,1 \cdot 0,175^2}{6} = 5,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Нормальные напряжения

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6,5 \cdot 10^{-3}}{5,1 \cdot 10^{-4}} = 12,7 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}$$

Момент инерции сечения

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,1 \cdot 0,175^3}{12} = 4,47 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$$

Прогиб прогона определяем по формуле

$$f = \frac{q^n l^4}{384 EJ} = \frac{2,3 \cdot 10^{-3} \cdot 5^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 1,63 \cdot 10^{-5}} = 0,0099 \text{ м}$$

Прогиб для прогонов не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{200}$. Согласно СП 64.13330.20011

$$\frac{f}{l} = \frac{0,0099}{5} = \frac{1}{505} < \left[\frac{f}{l} \right]_{np} = \frac{1}{200}$$

В стыке досок прогона ставим гвозди диаметром 4 мм и длиной 100 мм в два ряда с каждой стороны стыка.

$$S_1 = 15d = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см}$$

$$a = c = 5 \text{ см}$$

a, c – толщина соединяемых элементов

$$a_1 = a - 1,5d = 5 - 1,5 \cdot 0,4 = 4,4 \text{ см}$$

a_1 – расчетная длина защемленного конца гвоздя

Расчетная несущая способность одного гвоздя. Согласно СП 64.13330.20011

– по смятию элемента толщиной c

$$T_c = 0,35cd = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,4 = 0,7 \text{ кН}$$

– по смятию элемента толщиной a_1

$$T_a = K_\phi a_1 d = 0,374 \cdot 4,4 \cdot 0,4 = 0,66 \text{ кН}$$

$$K_\phi = 0,374 \text{ при } a_1 / c = 0,88; \text{ Согласно СП 64.13330.20011}$$

– по изгибу гвоздя

$$T_u = 2,5d^2 + 0,01a_1^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 4,4^2 = 0,59 \text{ кН}$$

$$X_{zg} = 0,21l - 1,5S_1 = 0,21 \cdot 5 - 1,5 \cdot 0,06 = 0,96 \text{ м}$$

X_{zg} – расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя

						Лист
						9
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Количество гвоздей определяем по формуле

$$n_{гв} = \frac{M_{\max}}{2X_{гв}T_{\min}} = \frac{6,5}{2 \cdot 0,96 \cdot 0,59} = 5,74$$

Принимаем 6 гвоздей.

						Лист
						10
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

2.2 Без прогонное решение.

2.2.1 Расчёт клеёфанерной плиты покрытия.

Панели покрытия состоят из деревянного несущего каркаса и фанерных обшивок, соединенных с каркасом водостойким клеем в одно целое, и образующие коробчатое сечение. Целесообразность применения клеёфанерных панелей определяется малой массой при высокой несущей способности, что обеспечивается совмещением в фанерной обшивке ограждающих и несущих функций как поясов панели, так и настила.

В качестве утеплителя применяют, как правило, негорючие и биостойкие теплоизоляционные материалы, например пенопласт или стекловаты. При изготовлении панели на верхнюю обшивку наклеивают один слой рубероида, второй и третий слои рубероида приклеивают после установки панелей на место.

Запроектировать и рассчитать клееную фанерную панель покрытия под рубероидную кровлю.

Фанерные листы обшивок стыкуются между собой на усовое соединение с длиной уса 10δ , где δ – толщина обшивки. Наружные слои фанеры располагаются вдоль пролета панели.

Обшивки – фанера марки ФСФ сорта В/ВВ ГОСТ 3916-69*, толщиной: нижняя – 6 мм, верхняя – 9 мм, плотностью $\rho = 7 \text{ кН/м}^3$.

Утеплитель – плиточный полистирольный пенопласт ($\gamma = 0,4 \text{ кН/м}^3$) толщина 40мм приклеиваем к нижней обшивке панели на слое полистирольной краски, которая одновременно выполняет роль пароизоляции.

Каркас – 4 продольных ребра из досок 50×175 . После острожки кромок $h_p = 170 \text{ мм}$.

Поперечные ребра не ставятся (кроме двух обрамляющих в торцах). Ширина панели 1370мм. Высота панели из условия жёсткости и теплотехнического расчёта принимается $h = (1/25 - 1/35)l$; $h = 17 + 0,6 + 0,9 = 18,5 \text{ см} \approx 1/27 \cdot l$

Нагрузки на 1 м^2 панели сведены в таблицу 2.

Таблица 2 Сбор нагрузок на 1 м^2 панели

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
1 Рубероидный рулонный трехслойный ковер	0,1	1,2	0,12
2 Собственный вес панели:	0,11	1,1	0,121
– фанера			
– каркас из продольных и поперечных ребер	0,133	1,1	0,146
– утеплитель	0,1	1,2	0,12
– слой пароизоляции	0,02	1,2	0,024
Итого	0,463		0,531
Временная:			
1 Снеговая	1,26	1,4	1,764
Всего	1,723		2,295

									Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					11

Ширина площади опирания – 6 см (не менее 5,5 см). Согласно СП 64.13330.20011
 Полные нагрузки на 1 погонный метр панели при ее ширине 2м составят:

$$g'' = 1,723 \cdot 1,4 = 2,41 \text{ кН/м}$$

$$g = 2,295 \cdot 1,4 = 3,21 \text{ кН/м}$$

$$M = \frac{gl_p^2}{8} = \frac{3,21 \cdot 5^2}{8} = 10,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = R = \frac{gl_p}{2} = \frac{3,21 \cdot 5}{2} = 8,025 \text{ кН}$$

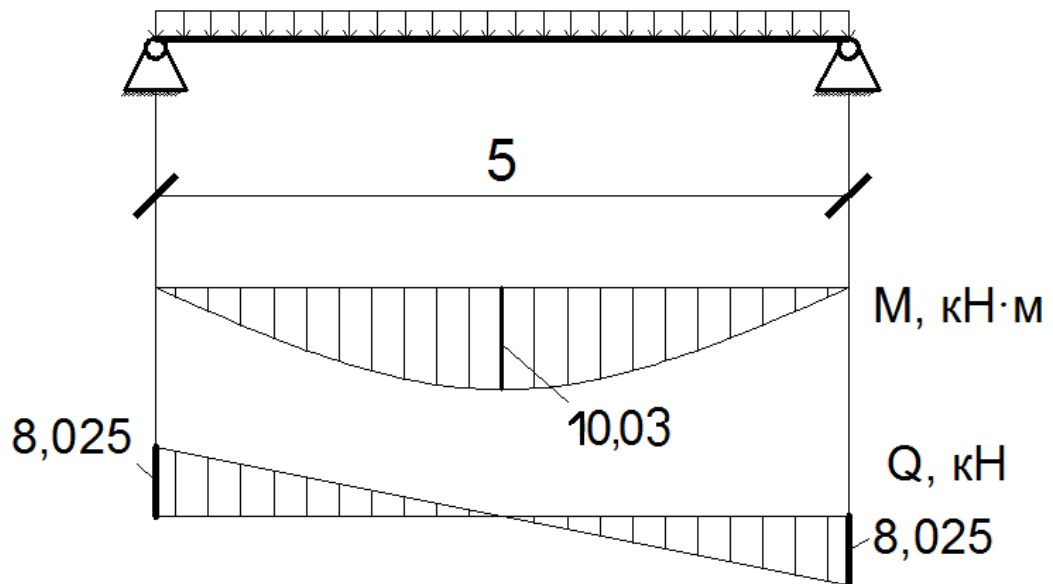


Рисунок 1. Расчетная схема плиты.

Ввиду совместности работы деревянных ребер и фанерных обшивок, имеющих разные модули упругости, конструктивный расчет следует выполнять по методу приведенного сечения.

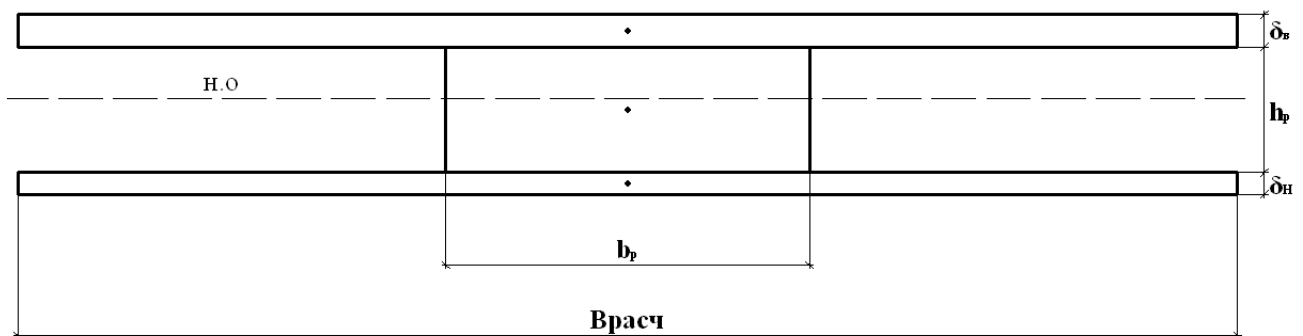


Рисунок 2. Расчетное сечение.

$$h_p = 0,17 \text{ м}$$

$$b_p = 4 \cdot 0,05 = 0,2 \text{ м}$$

$$B_{расч} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ м}$$

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		12

Согласно этому методу геометрические характеристики приводят к тому материалу, в котором проверяется напряженное состояние. При расчете панели приводим к материалу где определяются напряжения.

Определяем геометрические характеристики поперечного сечения плиты.

Коэффициент приведения к материалу фанеры

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

$E_{\phi} = 9000 \text{ МПа}$ – модуль упругости фанеры (древесина, сосна 2 сорт)

$E_{\delta} = 10000 \text{ МПа}$ – модуль упругости древесины

Площадь поперечного сечения плиты приведённая к фанере:

$$F_{np} = F_{\phi}^n + F_{\phi}^e + F_{\delta} \cdot m = 126 \cdot 0,6 + 126 \cdot 0,9 + 20 \cdot 17 \cdot 1,11 = 566,4 \text{ см}^2.$$

Приведённый статический момент сечения относительно нижней грани плиты:

$$S_{np}^{\phi} = F_{\phi}^n \cdot \frac{\delta_n}{2} + F_{\phi}^e \cdot \left(h - \frac{\delta_e}{2} \right) + F_{\delta} \cdot \left(\delta_n + \frac{h_p}{2} \right) \cdot m,$$

$$S_{np}^{\phi} = 75,6 \cdot \frac{0,6}{2} + 113,4 \cdot \left(18,5 - \frac{0,9}{2} \right) + 340 \cdot \left(0,6 + \frac{17}{2} \right) \cdot 1,11 = 5503,89 \text{ см}^3.$$

Расстояние от нижней грани плиты до нейтральной оси равно:

$$y_0 = \frac{S_{np}^{\phi}}{F_{np}} = \frac{5503,89}{566,4} = 9,72 \text{ см}.$$

Приведённый момент инерции сечения:

$$I_{np}^{\phi} = F_{\phi}^n \cdot \left(y_0 - \frac{\delta_n}{2} \right)^2 + F_{\delta} \cdot \left[\left(\frac{h_p}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(y_0 - \frac{h_p}{2} - \delta_n \right)^2 \right] \cdot m + F_{\phi}^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2} \right)^2,$$

$$I_{np}^{\phi} = 75,6 \cdot \left(9,72 - \frac{0,6}{2} \right)^2 + 340 \cdot \left[\left(\frac{17}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(9,72 - \frac{17}{2} - 0,6 \right)^2 \right] \cdot 1,11 + 113,4 \cdot \left(18,5 - 9,72 - \frac{0,9}{2} \right)^2 = 23810,03 \text{ см}^4$$

Приведённый к фанере статический момент верхней обшивки:

$$S_{np\phi}^e = F_{\phi}^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2} \right) = 113,4 \cdot \left(18,5 - 9,72 - \frac{0,9}{2} \right) = 944,62 \text{ см}^3.$$

Приведённый к фанере статический момент отсечённой выше нейтральной оси части сечения:

$$S_{np\phi}^0 = S_{np\phi}^e + \frac{1}{2} \cdot m \cdot b_p \cdot (h - y_0 - \delta_e)^2 = 944,62 + \frac{1}{2} \cdot 1,11 \cdot 20 \cdot (18,5 - 9,72 - 0,9)^2 = 1633,87 \text{ см}^3$$

$$I_{np\phi} = 23810,03 \text{ см}^4$$

$$S_{np\phi}^e = 944,62 \text{ см}^3$$

$$S_{np\phi}^0 = 1633,87 \text{ см}^3$$

$$y_0 = 9,72 \text{ м}$$

										Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						13

Конструктивный расчет

1. Расчет по несущей способности

1.1 Нормальные напряжения в растянутой обшивке

$$\sigma = \frac{M}{I_{np,\phi}} y_0 = \frac{1003}{23810,03} \cdot 9,72 = 0,41 \text{ кН} / \text{см}^2 = 3,3 \text{ МПа} < R_{\phi p} m_{\phi} = 14 \cdot 0,6 = 8,4 \text{ МПа}$$

$R_{\phi p} = 14 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на растяжение

$m_{\phi} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий ослабление сечения стыком «на ус».

1.2 Устойчивость сжатой обшивки

$$a = \frac{(b - b_p)}{3} = \frac{(1,37 - 0,2)}{3} = 0,39 \text{ м}$$

$$\frac{a}{\delta_p} = \frac{0,39}{0,2} = 1,95 < 50, \text{ тогда } \varphi_0 = 1 - \frac{(a/\delta_p)^2}{5000} = 1 - \frac{(0,39/0,2)^2}{5000} = 0,624$$

a – расстояние между ребрами в свету

φ_0 – коэффициент продольного изгиба

$$\sigma = \frac{M}{I_{np,\phi} \varphi_0} (h - y_0) = \frac{1003}{23810,03 \cdot 0,624} \cdot (18,5 - 9,72) = 0,47 \text{ кН} / \text{см}^2 = 6,15 \text{ МПа} < R_{\phi c} = 12 \text{ МПа}$$

$R_{\phi c} = 12 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на сжатие

1.3 Местный изгиб верхней обшивки от сосредоточенного груза (монтажник с инструментами $P=1,2 \text{ кН}$)

$$c = a + \frac{b_p}{4} = 0,39 + \frac{0,2}{4} = 0,44 \text{ м}$$

c – расстояние между ребрами в осях

Предполагается, что действие сосредоточенной нагрузки распределяется на ширину $b=1 \text{ м}$, а расчетная схема при этом представляет собой балку с защемленными концами.

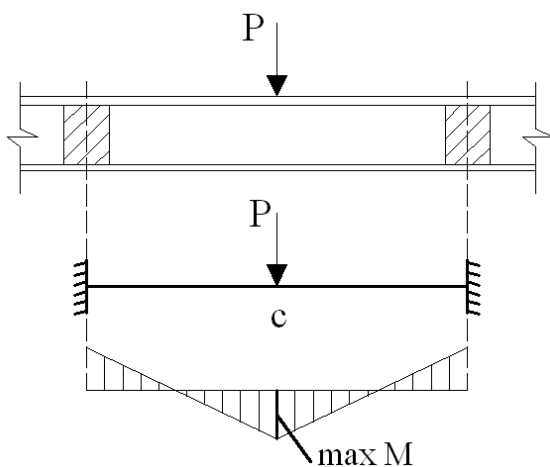


Рисунок 3. Расчетная схема. При расчете обшивки на местный изгиб от действия сосредоточенного груза

$$M = \frac{Pc}{8} = \frac{1,2 \cdot 0,44}{8} = 6,6 \cdot 10^{-2} \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{\phi}} = \frac{6,6 \cdot 10^{-5}}{1,35 \cdot 10^{-5}} = 4,89 \text{ МПа} < R_{\phi}^{90} \cdot m_n = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа}$$

$$W_{\phi} = \frac{b \cdot \delta_e^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,9^2}{6} = 13,5 \text{ см}^3$$

m_n – коэффициент, учитывающий кратковременное действие монтажной нагрузки

$R_{\phi}^{90} = 6,5 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на изгиб поперёк волокон наружных слоев

					Лист
					14
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	

1.4 Скалывание по клеевому шву в местах приклейки верхней обшивки к ребрам.

$$\tau = \frac{QS_{np,\phi}^e}{I_{np,\phi} b_p} = \frac{8,025 \cdot 10^{-3} \cdot 0,945 \cdot 10^{-3}}{2,381 \cdot 10^{-4} \cdot 0,2} = 0,16 \text{ МПа} < R_{\phi,ск} = 0,8 \text{ МПа}$$

$R_{\phi,ск} = 0,8 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на скалывание

Площадь поперечного сечения плиты приведённая к древесине:

Коэффициент приведения к материалу фанеры

$$m = \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} = \frac{9000}{10000} = 0,9$$

$$F_{np} = F_{\phi}^n \cdot m + F_{\phi}^e \cdot m + F_{\delta} = 126 \cdot 0,6 \cdot 0,9 + 126 \cdot 0,9 \cdot 0,9 + 20 \cdot 17 = 510,1 \text{ см}^2$$

Приведённый статический момент сечения относительно нижней грани плиты:

$$S_{np}^{\delta} = F_{\phi}^n \cdot \frac{\delta_n}{2} \cdot m + F_{\phi}^e \cdot \left(h - \frac{\delta_e}{2} \right) \cdot m + F_{\delta} \cdot \left(\delta_n + \frac{h_p}{2} \right)$$

$$S_{np}^{\delta} = 75,6 \cdot \frac{0,6}{2} \cdot 0,9 + 113,4 \cdot \left(18,5 - \frac{0,9}{2} \right) \cdot 0,9 + 340 \cdot \left(0,6 + \frac{17}{2} \right) = 4956,595 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани плиты до нейтральной оси равно:

$$y_0 = \frac{S_{np}^{\delta}}{F_{np}} = \frac{4956,595}{510,1} = 9,72 \text{ см}$$

Приведённый момент инерции сечения:

$$I_{np}^{\delta} = F_{\phi}^n \cdot \left(y_0 - \frac{\delta_n}{2} \right)^2 \cdot m + F_{\delta} \cdot \left[\left(\frac{h_p}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(y_0 - \frac{h_p}{2} - \delta_n \right)^2 \right] + F_{\phi}^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2} \right)^2 \cdot m$$

$$I_{np}^{\delta} = 75,6 \cdot \left(9,72 - \frac{0,6}{2} \right)^2 \cdot 0,9 + 340 \cdot \left[\left(\frac{17}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(9,72 - \frac{17}{2} - 0,6 \right)^2 \right] + 113,4 \cdot \left(18,5 - 9,72 - \frac{0,9}{2} \right)^2 \cdot 0,9 = 16041,686 \text{ см}^4$$

Статический момент верхней обшивки:

$$S_{np,\delta}^e = F_{\phi}^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2} \right) \cdot m = 108 \cdot \left(8,4 - 4,57 - \frac{0,9}{2} \right) \cdot 0,9 = 850,16 \text{ см}^3$$

Приведённый к фанере статический момент отсечённой выше нейтральной оси части сечения:

$$S_{np,\delta}^0 = S_{np,\delta}^e + \frac{1}{2} \cdot b_p \cdot (h - y_0 - \delta_e)^2 = 850,16 + \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot (18,5 - 9,72 - 0,9)^2 = 1471,104 \text{ см}^3$$

$$I_{np,\delta} = 16041,686 \text{ см}^4$$

$$S_{np,\phi}^e = 850,16 \text{ см}^3$$

$$S_{np,\delta}^0 = 1471,104 \text{ см}^3$$

$$y_0 = 9,72 \text{ м}$$

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		15

1.5 Прочность продольных ребер по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M}{I_{np,\delta}}(y_0 - \delta_n) = \frac{1003}{16041,686} \cdot (9,72 - 0,6) = 0,57 \text{ кН/см}^2 = 4,5 \text{ МПа} < R_{\phi\delta} = 7 \text{ МПа}$$

$R_{\phi\delta} = 7 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на растяжение вдоль волокон

1.6 Прочность ребер на скалывание по нейтральной оси у опор

$$\tau = \frac{QS_{np,\delta}^0}{I_{np,\delta} b_p} = \frac{8,025 \cdot 10^{-3} \cdot 1,471 \cdot 10^{-3}}{1,6041 \cdot 10^{-4} \cdot 0,2} = 0,37 \text{ МПа} < R_{\delta,ск} = 1,6 \text{ МПа}$$

$R_{\delta,ск} = 1,6 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на скалывание вдоль волокон

1.7 Скалывание по клеевому шву в местах приклейки верхней обшивки к ребрам

(по древесине)

$$\tau = \frac{QS_{np,\delta}^6}{I_{np,\delta} b_p} = \frac{8,025 \cdot 10^{-3} \cdot 0,850 \cdot 10^{-3}}{1,6041 \cdot 10^{-4} \cdot 0,2} = 0,21 \text{ МПа} < R_{\delta,ск} = 1,6 \text{ МПа}$$

Расчет по деформациям

Прогиб панели в середине пролета

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q_n l_p^3}{E_\delta I_{np,\delta}} = \frac{5 \cdot 2,41 \cdot 10^{-3} \cdot 5^3}{384 \cdot 10000 \cdot 1,6041 \cdot 10^{-4}} = \frac{1}{409} < \left[\frac{f}{l} \right]_{np} = \frac{1}{250}$$

Прогиб для плит покрытия не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{250}$. Согласно СП 64.13330.20011

Условия прочности и деформативности выполнены.

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		16

3 Сегментная ферма из клеёных элементов

3.1 Определение расчётных нагрузок

Верхний пояс клееных сегментных ферм очерчен по дуге и разбит на панели крупных размеров. В строительстве применяют главным образом металлодеревянные сегментные фермы с клееным верхним поясом и с прямолинейным нижним поясом профильной или круглой стали.

Принимаем сегментную металлодеревянную ферму с клееным верхним поясом. Расчетный пролет фермы. $l_{расчт.} = 21м$

Назначаем высоту фермы $h = 1/6l_{расчт.} = 21/6 = 3,5 м.$

$$\text{Радиус оси верхнего пояса } R = \frac{l_{расчт.}^2}{8 \cdot h} + \frac{h}{2} = \frac{21^2}{8 \cdot 3,5} + \frac{3,5}{2} = 15,75 + 1,75 = 17,5 м$$

$$\text{Длина дуги верхнего пояса } S = \pi \cdot R \cdot \frac{\alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 17,5 \cdot 73,8}{180} = 22,53 м$$

α – центральный угол

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l_{расчт.}}{2 \cdot R} = \frac{21}{2 \cdot 17,5} = 0,6; \alpha = 73,8^\circ$$

Верхний пояс разбиваем на восемь равных панели, а нижний на четыре.

$$\text{Длина панели верхнего пояса } S_e = \frac{S}{n} = \frac{22,53}{8} = 2,816 м$$

Выполним сбор нагрузок, действующих на ферму:

Таблица 3 Сбор нагрузок на ферму

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
1 Плиты покрытия	0,463		0,531
2 Собственный вес фермы	0,12	1,1	0,132
Итого	0,583		0,663
Временная:			
1 Снеговая	1,26	1,4	1,764
Всего	1,843		2,427

Собственный вес фермы в зависимости от нормативного веса кровли и снега определяем по формуле прил.

$$g_{св}^н = \frac{g^н + P_{сн}^н}{\frac{1000}{K_{св}} \cdot l_{расчт.} - 1} = \frac{0,463 + 1,26}{\frac{1000}{3 \cdot 21} - 1} = \frac{1,723}{14,873} = 0,12 кН / м^2$$

$K_{св}$ – коэффициент собственного веса, зависит от типа деревянных конструкций (сегментные металлодеревянные фермы 2,5 ÷ 3)

Статический расчёт фермы производим два раза на ПК «Лира 2013». При определении расчетных усилий и моментов в элементах сегментных ферм рассматривают следующие сочетания постоянной и временной нагрузок:

а) Для определения расчетных усилий:

									Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					17

1. Узловая постоянная и временная нагрузки по свему пролету здания;
2. Одновременное действие узловой нагрузки и снеговой на половине пролёта фермы.

Переход к узловой нагрузки:

а) снеговая нагрузка: г. Красноармейск - III снеговой район:

$$S_g = 1.8 \text{ кПа} = 180 \text{ кг/м}^2;$$

$$S_{\text{норм}} = 0.7 \cdot 180 = 126 \text{ кг/м}^2;$$

$$S_{\text{расч}} = 1.4 \cdot S_{\text{норм}} = 1.4 \cdot 126 = 176 \text{ кг/м}^2;$$

$$S_{\text{гр}} = 21 \cdot 5 = 105 \text{ м}^2;$$

$$\sum P_{\text{сн}} = 105 \cdot 176 = 18480 \text{ (кг)};$$

$$P_{\text{пром}} = \frac{\sum P_{\text{сн}}}{13-1} = \frac{18480}{8} = 2310 \text{ (кг)};$$

$$P_{\text{кр}} = \frac{2310}{2} = 1155 \text{ (кг)};$$

в) нормативная нагрузка:

$$\sum P_{\text{норм}} = 105 \cdot 53.1 = 5575.5 \text{ (кг)};$$

$$P_{\text{пром}} = \frac{\sum P_{\text{нагр}}}{13-1} = \frac{5575.5}{8} = 696.94 \text{ (кг)};$$

$$P_{\text{кр}} = \frac{696.94}{2} = 348.47 \text{ (кг)};$$

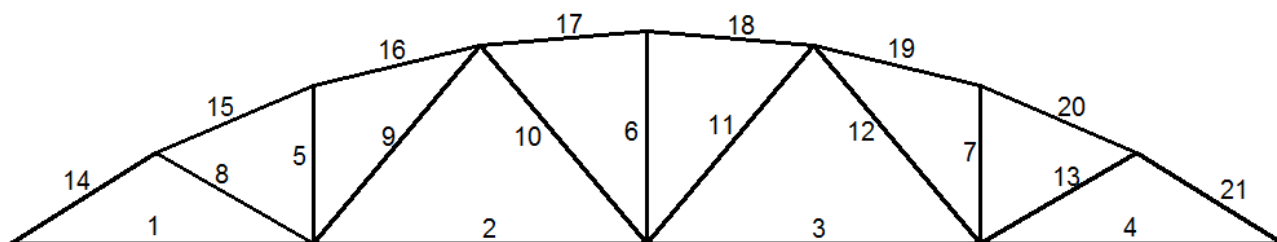
Таким образом:

- суммарная промежуточная нагрузка: $\sum P_{\text{пром}} = 2310 + 696.94 = 3006.94 \text{ кг} = 30069.4 \text{ Н} = 30.069 \text{ кН}$;

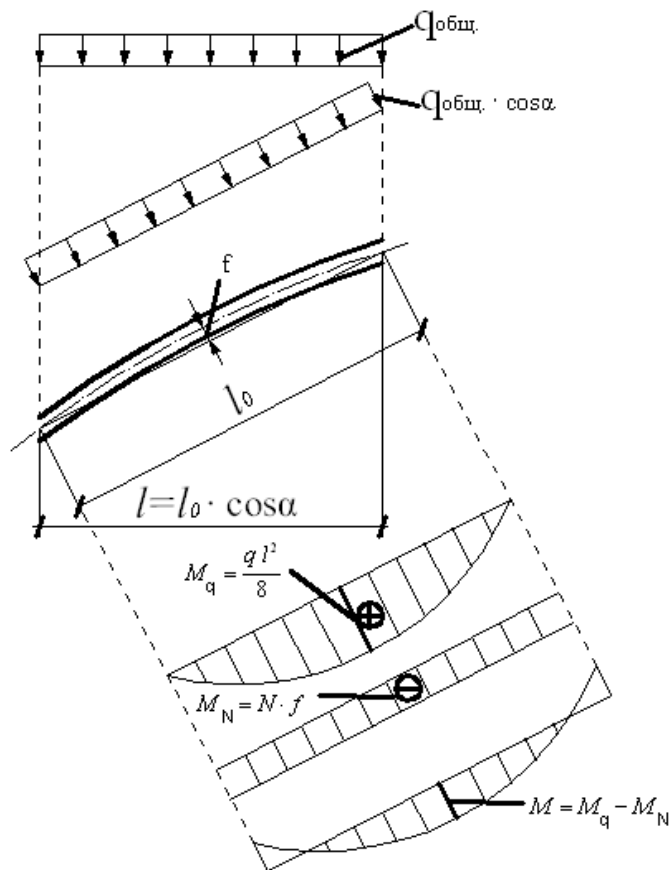
- суммарная нагрузка на крайних опорах: $\sum P_{\text{кр}} = 1155 + 348.47 = 1503.47 \text{ кг} = 15034.7 \text{ Н} = 15.03 \text{ кН}$;

б) Для определения расчетных моментов:

1. Равномерно распределенные по всему пролету постоянная и временная нагрузки
2. Одновременное действие постоянной нагрузки и временной на половине пролёта фермы.
3. Одновременное действие постоянной нагрузки и временной на половине пролёта фермы по закону треугольника.



										Лист
										18
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						



$$f = \frac{l_0^2}{8 \cdot R} = \frac{2,82^2}{8 \cdot 17,5} = 0,06 \text{ м}$$

$$M_{\text{расч}} = M - N \cdot f;$$

$$M_{14} = -1,45 - (-198,047 \cdot 0,06) = -1,45 + 11,88 = 10,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{15} = -1,97 - (-187,217 \cdot 0,06) = -1,97 + 11,23 = 9,26 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{16} = -1,71 - (-177,413 \cdot 0,06) = -1,71 + 10,64 = 8,93 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{17} = -2,31 - (-176,42 \cdot 0,06) = -2,31 + 10,59 = 8,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{18} = -1,7 - (-176,413 \cdot 0,06) = -1,7 + 10,58 = 8,88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{19} = -2,32 - (-177,489 \cdot 0,06) = -2,32 + 10,65 = 8,33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{20} = -1,42 - (-187,284 \cdot 0,06) = -1,42 + 11,24 = 9,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = -1,97 - (-198,091 \cdot 0,06) = -1,97 + 11,89 = 9,92 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.2 Подбор сечений элементов фермы

Расчет верхнего пояса

$$N = -198,091 \text{ кН}, M = 10,43 \text{ кНм}$$

Принимаем поперечное сечение элемента верхнего пояса из 12 досок толщиной 33мм, $h_n = 12 \cdot 33 = 396 \text{ мм} = 39,6 \text{ см}$ и шириной 14см после острожки.

$$R_n = R_c = R_{cm} = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,396 = 554,4 \cdot 10^{-2} \text{ мм}^2$$

$$W_{расч} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,14 \cdot 0,396^2}{6} = 365,9 \cdot 10^{-4} \text{ мм}^3$$

Расчет по прочности

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_\delta}{W_{расч}} = \frac{198,1 \cdot 10^3}{554,4 \cdot 10^2} + \frac{16,3 \cdot 10^6}{365,9 \cdot 10^4} = 8,03 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \gamma_f = 15 \cdot 0,95 = 15,8 \text{ МПа}$$

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

$$M_\delta = \frac{M}{\xi} = \frac{10,43}{0,64} = 16,3 \text{ кНм}$$

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

ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{орт}} = 1 - \frac{198,1 \cdot 10^3}{0,62 \cdot 15,8 \cdot 554,4 \cdot 10^2} = 0,64$$

φ – коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{69,59^2} = 0,62 \text{ – для сжато-изгибаемых элементов}$$

$A = 3000$ – для древесины

Гибкость панели в плоскости изгиба

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = \frac{2,816}{0,289 \cdot 0,14} = 69,59; \lambda < 120$$

Расчет плоской формы деформирования

$$\frac{N}{\varphi R_c F_n} + \left(\frac{M_\delta}{\varphi R_c W_{орт}} \right)^n \leq 1$$

									Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					20

$$\left(\frac{198,091 \cdot 10^3}{0,62 \cdot 15,8 \cdot 554,4 \cdot 10^2} \right) + \left(\frac{10,43 \cdot 10^6}{2,78 \cdot 15,8 \cdot 365,9 \cdot 10^4} \right)^2 = 0,36 \leq 1$$

$F_{бр}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке

$n = 2$ – для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования

φ – коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2 \cdot k_\phi}{l \cdot h} = 140 \cdot \frac{14^2 \cdot 1,13}{281,6 \cdot 39,6} = 2,78$$

k_ϕ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов

Расчет нижнего пояса

Расчетное усилие $N = 174,742$ кН

Сечение пояса проектируем из двух равнополочных уголков. Требуемая площадь сечения:

$$F_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{174,742}{24 \cdot 0,95} = 7,91 \text{ см}^2$$

Принимаем $2 \perp 50 \times 5$, $F = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2$.

Расчет элементов решетки

Раскос №8

Расчетное усилие $N = 12,236$ кН, длина раскоса 2992 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа.}$$

$m_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий ослабление

$R_p = 9 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов

γ_n – коэффициент надежности по назначению зданий

Требуемая площадь сечения раскоса:

$$F_{бр} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,012236}{0,75 \cdot 7,58} = 0,0022 \text{ м}^2 = 2,2 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто;

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33 мм, $h = 33 \text{ мм}$ и шириной

140 мм после острожки. $F = 4620 \text{ мм}^2$

$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,992}{0,289 \cdot 0,033} = 313,7 > 120$ – данная гибкость не удовлетворяет изначальному условию,

поэтому увеличиваем количество досок. Принимаем 4доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,99}{0,289 \cdot 0,132} = 78,37$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 3 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Раскос №9

Расчетное усилие $N = 19,919$ кН, длина раскоса 4263мм.

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам: на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330.20011

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа,}$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.20011

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,263}{0,289 \cdot 0,099} = 148,99$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{148,99^2} = 0,14$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,099 = 0,0139 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,019919}{0,0139} = 1,43 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,14 = 2,212 \text{ МПа}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Раскос №10

Расчетное усилие $N = 28,407$ кН, длина раскоса 4310мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9/\gamma_n = 0,8 \cdot 9/0,95 = 7,58 \text{ МПа.}$$

										Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Площадь	Дата						23

$m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление

$R_p=9\text{МПа}$ —расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий

Требуемая площадь сечения раскоса:

$$F_{op} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,028407}{0,75 \cdot 7,58} = 0,0049\text{м}^2 = 4,9 \cdot 10^3 \text{мм}^2$$

здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто;

Принимаем поперечное сечение раскоса из двух досок толщиной 33мм, $h = 2 \cdot 33 = 66\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки. $F = 9240\text{мм}^2$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,066} = 225,96 > 120 - \text{данная гибкость не удовлетворяет изначальному условию,}$$

поэтому увеличиваем количество досок. Принимаем 4 доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,132} = 148,99$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки.

Раскос №11

1) Расчетное усилие $N=1,882$ кН, длина раскоса 4310 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа.}$$

$m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление

$R_p=9\text{МПа}$ —расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{op} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,001882}{0,75 \cdot 7,58} = 0,00033\text{м}^2 = 0,33 \cdot 10^3 \text{мм}^2$$

здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто;

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки. $F = 4620\text{мм}^2$

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		24

2) Расчетное усилие $N = -14,549$ кН, длина раскоса 4310 мм

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам: на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330.20011

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа,}$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.20011

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,099} = 150,64 \text{ - данная гибкость не удовлетворяет изначальному условию, поэтому}$$

увеличиваем количество досок. Принимаем 4 доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,132} = 112,98$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{112,98^2} = 0,24$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,132 = 0,0185 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,014549}{0,0185} = 0,786 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,24 = 3,79 \text{ МПа}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Раскос №14

1) Расчетное усилие $N = 7,606$ кН, длина раскоса 4263мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 7/\gamma_n = 0,8 \cdot 9/0,95 = 7,58 \text{ МПа.}$$

$m_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий ослабление

$R_p = 9$ МПа – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий

						Лист
						25
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{бр} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,007606}{0,75 \cdot 7,58} = 0,001 м^2 = 1 \cdot 10^3 мм^2$$

здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто;

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33 мм$ и шириной 140мм после острожки. $F = 4620 мм^2$

2) Расчетное усилие $N = 3,598$ кН, длина раскоса 4263мм

Принимаем поперечное сечение раскоса из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132 мм$ и шириной 140мм после острожки.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам: на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330.20011

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа,}$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.20011

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,263}{0,289 \cdot 0,132} = 111,75$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{111,75^2} = 0,24$$

$$F_{расч} = 0,140 \cdot 0,132 = 0,01848 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{расч}} = \frac{0,003598}{0,01848} = 0,19 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,24 = 3,79 \text{ МПа}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132 мм$ и шириной 140мм после острожки.

Раскос №13

1) Расчетное усилие $N = 5,551$ кН, длина раскоса 2992 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		26

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа.}$$

$m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление

$R_p=9\text{МПа}$ —расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{бр} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,005551}{0,75 \cdot 7,58} = 0,00097 \text{ м}^2 = 0,97 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади brutto;

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки. $F = 4620\text{мм}^2$

2) Расчетное усилие $N=0,533 \text{ кН}$, длина раскоса 2992 мм

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам: на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330.20011

$$R_c = 15 / \gamma_n = 15 / 0,95 = 15,8 \text{ МПа,}$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.20011

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,992}{0,289 \cdot 0,099} = 104,58$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{104,58^2} = 0,27$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,099 = 0,0139 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,000533}{0,0139} = 0,038 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,27 = 4,266 \text{ МПа}$$

						Лист
						27
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Стойка 5:

Расчетное усилие $N=10,247$ кН, длинна стойки 2601 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа.}$$

$m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление

$R_p=9$ МПа—расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{op} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,010247}{0,75 \cdot 7,58} = 0,0018 \text{ м}^2 = 1,8 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто;

Принимаем поперечное сечение стойки из одной доски толщиной 33мм, $h = 33$ мм и шириной 140мм после острожки. $F = 4620 \text{ мм}^2$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,601}{0,289 \cdot 0,033} = 272,7 > 120 - \text{данная гибкость не удовлетворяет изначальному условию,}$$

поэтому увеличиваем количество досок. Принимаем 3 доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,601}{0,289 \cdot 0,099} = 90,91$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99$ мм и шириной 140мм после острожки.

Стойка 6:

Расчетное усилие $N=9,189$ кН, длинна стойки 3500мм

Принимаем поперечное сечение раскоса из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчёт центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам: на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП

64.13330.20011.

					Лист
					28
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.20011

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{3,5}{0,289 \cdot 0,132} = 91,75$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{91,75^2} = 0,36$$

$$F_{расч} = 0,140 \cdot 0,132 = 0,01848 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{расч}} = \frac{0,009189}{0,01848} = 0,49 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,36 = 5,688 \text{ МПа}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132 \text{ мм}$ и шириной 140мм после острожки.

Стойка 7:

1) Расчетное усилие $N = 1,272 \text{ кН}$, длина стойки 2601 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа}.$$

$m_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий ослабление

$R_p = 9 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{сп} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,001272}{0,75 \cdot 7,58} = 0,00022 \text{ м}^2 = 0,22 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто;

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33 \text{ мм}$ и шириной 140мм после острожки. $F = 4620 \text{ мм}^2$

2) Расчетное усилие $N = -4,279 \text{ кН}$, длина стойки 2601 мм

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99 \text{ мм}$ и шириной 140мм после острожки.

Расчёт центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам:

на устойчивость:

						Лист
						29
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330.20011

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа,}$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.20011

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,601}{0,289 \cdot 0,099} = 90,91$$

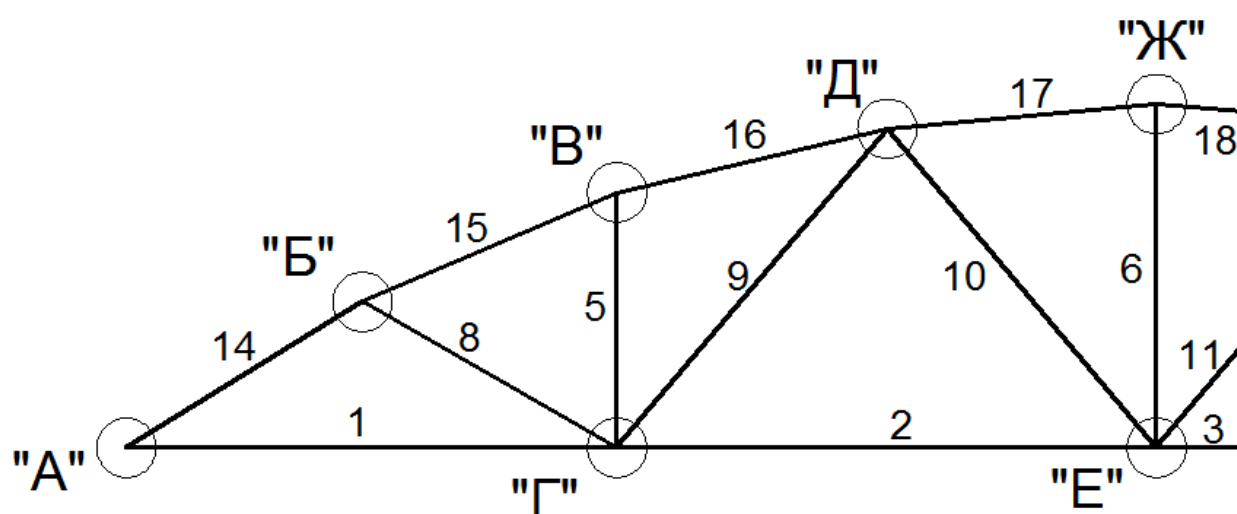
$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{90,91^2} = 0,36$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,099 = 0,0139 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,004279}{0,0139} = 0,31 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,36 = 5,688 \text{ МПа}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

3.3 Расчет и конструирование узлов фермы



Опорный узел "А":

1) Требуемая высота швеллера $h_{ш}$ определяем из условия смятия древесины верхнего пояса фермы:

$$F_{см} = b \cdot h_{ш} = N / R_{см\alpha}$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 32,26^0} = 9,32 \text{ МПа}$$

$\alpha = 34,21^0$ угол наклона касательной к горизонту

$$h_{ш} = \frac{N}{R_{см\alpha} \cdot b} = \frac{174,742 \cdot 10^{-3}}{9,32 \cdot 0,14} = 13,4 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 13,4 \text{ см}$$

По сортаменту выбираем швеллер №14 высотой $h_{ш} = 14 \text{ см}$ (выборка из ГОСТ 8240-72)

2) Поперечная сила на опоре

$$Q_{\max} = \frac{q_{\text{общ}} l}{2} = \frac{9,993 \cdot 21}{2} = 104,927 \text{ кН},$$

где $q_{\text{общ}} = (q_n + q_{\phi} + s_0 \cdot \mu_1 \cdot \gamma_f) \cdot b = (0,531 + 0,132 + 1,8 \cdot 0,53 \cdot 1,4) \cdot 5 = 9,993 \text{ кН/м}$

$\mu_1 = \cos 1,8 \cdot \alpha = \cos 1,8 \cdot 32,26 = 0,53$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке по первому варианту загрузки (СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция. Приложение 3.)

α – угол покрытия

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке

$$\frac{Q}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см\alpha};$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 32,26} = 9,32 \text{ МПа}$$

$\alpha = 32,26^0$ угол наклона касательной к горизонту

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{Q}{R_{см\alpha}} = \frac{104,927 \cdot 10^{-3}}{9,32} = 0,0113 \text{ м}^2 = 113 \text{ см}^2$$

$$\frac{Q}{A_{см}^{mp}} = \frac{104,927 \cdot 10^{-3}}{0,0113} = 9,29 \text{ МПа} \leq R_{см\alpha} = 9,32 \text{ МПа}$$

Принимаем площадь сечения колонны

$$A_{см}^{mp} = l_{см} \cdot b = 40 \cdot 14 = 560 \text{ см}^2$$

3) Нагели в опорном узле устраиваем конструктивно с учетом расстановки.

						Лист
						31
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

4) Рассчитываем сварные швы, прикрепляющие уголки нижнего пояса к вертикальным фасонкам в опорном узле.

Продольная сила в нижнем поясе $N=174,742\text{кН}$

Принимаем катет шва $k=5\text{мм}$. Расчетная длина шва (с учетом количества уголков-2шт и $m=0,85$)

$$l_{w.b} = \frac{0,7 \cdot N}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf} \cdot m} \gamma_n = \frac{0,7 \cdot 174,742 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,005 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,85} 0,95 = 0,120\text{м} \approx 12\text{см}$$

$$l_{w.p} = \frac{0,3 \cdot N}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf} \cdot m} \gamma_n = \frac{0,3 \cdot 174,742 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,005 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,85} 0,95 = 0,052\text{м} \approx 6\text{см}$$

$R_{wf} = 180\text{МПа}$ – расчетное сопротивление металла швов сварных соединений с угловыми швами;

$\beta_f = 0,7$ – коэффициент глубины проплавления по металлу шва;

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

$\gamma_{wf} = 1$ – коэффициент условий работы шва;

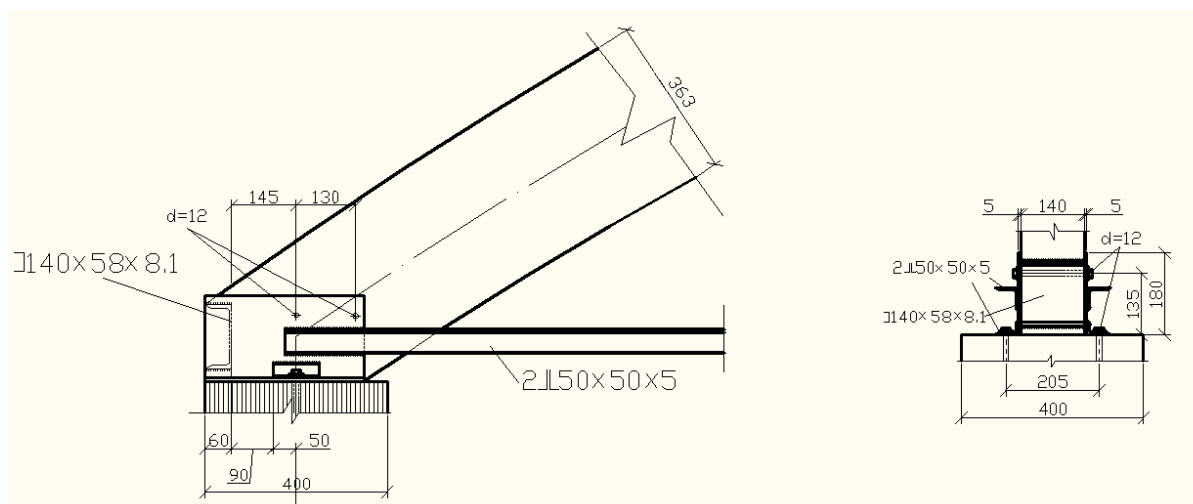
$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению зданий;

5) Рассчитываем сварные швы, прикрепляющие швеллер к фасонкам в опорном узле.

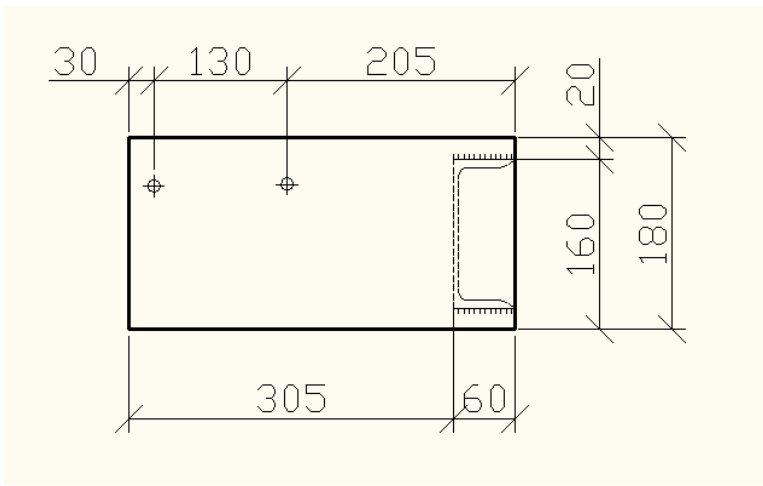
Принимаем катет шва $k=6\text{мм}$. Расчетная длина шва (с учетом количества фасонки-2шт и $m=0,85$)

$$l_w = \frac{N}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf} \cdot m} \gamma_n = \frac{174,742 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,006 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,85} 0,95 = 0,14\text{м} \approx 14\text{см}$$

Имеется $l = (70 \cdot 2) = 140\text{мм}$



						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		32



Узел Б

1) Раскосы №8, №13 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением 6x80мм. Выбираем самое не благоприятное усилие, в нашем случае $N = -0,533$ кН возникает в раскосе №13. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора, клееного раскоса в пластину.

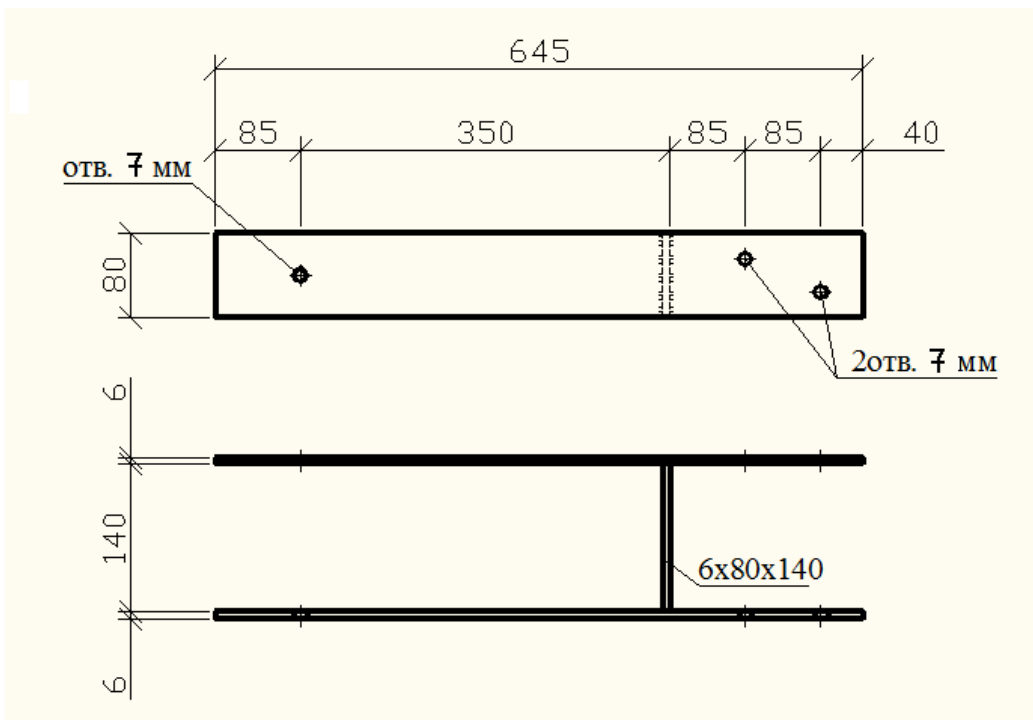
Свободная длина пластинок $l_0 = 350$ мм

Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$

Расчет на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 4,31 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}$$



2) Узловой болт, работает на изгиб.

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		33

Изгибающий момент

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{0,533 \cdot 6}{4} = 0,7995 \text{ кНм}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{0,7995 \cdot 10^3}{235} = 2,46 \text{ мм}^3$$

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; d_{\text{пр}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 2,46}{3,14}} = 2,93 \text{ мм}, \text{ принимаем болт } d = 6 \text{ мм}$$

Напряжение смятия пластины

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,006} = 7,402 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа}$$

$R_{bp} = 360 \text{ МПа}$ – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие. СП 16.13330.2011
стальные конструкции (Таблица 59*).

$\gamma_c = 0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284 МПа

γ_b – коэффициент условий работы соединения

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

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приблизенно) как однопролетную балку.

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{ мм}^2$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{ мм}^3$$

Напряжение смятия древесины в месте опирание раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,08} = 0,047 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 0,047 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,0067 \cdot 10^{-3} \text{ МН / мм}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,0067 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,018 \text{ МН} \cdot \text{мм} = 0,18 \cdot 10^{-4} \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,18 \cdot 10^{-4}}{840 \cdot 10^{-9}} = 21,4 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

4) При другом сочетании нагрузок раскосы №8, №13 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

									Лист
									34
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

Проектируем соединение на болтах диаметром 6 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330.20011

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,57 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{12,236}{4,57 \cdot 2} = 1,34$$

N – расчетное усилие

T – наименьшая расчетная несущая способность

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля

Принимаем 2 болта

5) При растяжении нужно проверить прочность пластины

$$\frac{N}{2 \cdot F_{пл}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{12,236 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,08} = 12,75 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа}$$

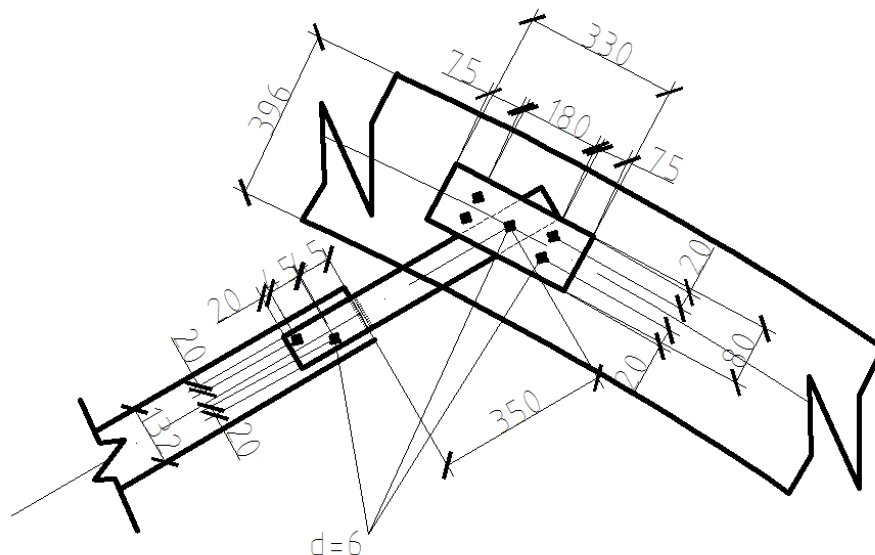
6) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$;



Узел В

1) Стойка №5, №7 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением 6x80мм. Выбираем самое не благоприятное усилие, в нашем случае $N = -4,279 \text{ кН}$ возникает в стойке № 7. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора, клееной стойки в пластину.

						Лист
						35
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Свободная длина пластинок $l_0 = 350 \text{ мм}$

Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$

Расчет на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 34,61 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}$$

2) Узловой болт, работает на изгиб.

Изгибающий момент

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{4,279 \cdot 6}{4} = 6,42 \text{ кНм}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{6,42 \cdot 10^3}{235} = 19,75 \text{ мм}^3$$

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; d_{\text{мп}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 19,75}{3,14}} = 5,86 \text{ мм}, \text{ принимаем болт } d = 6 \text{ мм}$$

Напряжение смятия пластины

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,006} = 59,43 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа}$$

$R_{bp} = 360 \text{ МПа}$ – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие. СП 16.13330.2011 стальные конструкции (Таблица 59*).

$\gamma_c = 0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284 МПа

γ_b – коэффициент условий работы соединения

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

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приближено) как однопролетную балку.

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{ мм}^2$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{ мм}^3$$

Напряжение смятия древесины в месте опирание стойки на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,08} = 0,38 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 0,38 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,053 \cdot 10^{-3} \text{ МН / мм}$$

Изгибающий момент

									Лист
									36
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,053 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,14 \text{ МН} \cdot \text{мм} = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1,4 \cdot 10^{-4}}{840 \cdot 10^{-9}} = 166,7 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

4) При другом сочетании нагрузок стойки №5, №7 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к стойкам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 6 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330.20011

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,57 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{10,247}{4,57 \cdot 2} = 1,08$$

N – расчетное усилие

T – наименьшая расчетная несущая способность

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля

Принимаем 2 болта

5) При растяжении нужно проверить прочность пластины

$$\frac{N}{2 \cdot F_{нл}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{10,247 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,08} = 10,67 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа}$$

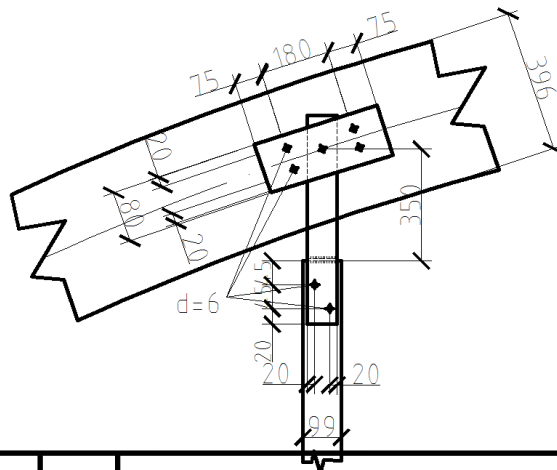
б) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$;



										Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						37

Узел Г

К профильным элементам нижнего пояса приварены вертикальные фасонки из полосовой стали. Раскосы и стойка размещают между фасонками и прикрепляются к ним нагелями.

1) Пластина, в которую опирается раскос при неблагоприятном сочетании нагрузок один раскос №8 сжат, стойка №5 сжата, а раскос №9 растянут и суммарное значение будет не значительно. Размеры определяем при конструировании.

2) При сочетании нагрузок раскосы №8, №9 и стойку №5 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 6 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330.2011

Для раскоса №8

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 4,2 \cdot 0,7 = 2,94 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,568 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 4,568 \cdot \sqrt{0,7} = 3,82 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_u = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{12,236}{3,82 \cdot 2} = 1,6$$

N – расчетное усилие

T – наименьшая расчетная несущая способность

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля

Принимаем 2 болта

Для раскоса №9

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 4,2 \cdot 0,7 = 2,94 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,568 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 4,568 \cdot \sqrt{0,7} = 3,82 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

									Лист
									38
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

Принимаем площадь сечения раскоса:

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 \cdot \cos 53,16^0 = 159,86 \text{ см}^2 > 10 \text{ см}^2$$

Для раскоса №8

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$;

Раскос №10

а) Смятие торца раскоса

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.\alpha};$$

$$R_{см.\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 50,17} = 5,36 \text{ МПа}$$

$\alpha = 50,17^0$ угол наклона касательной к горизонту

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.\alpha}} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{5,36} = 0,0037 \text{ м}^2 = 3,7 \text{ см}^2$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{0,0037} = 5,32 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 5,36 \text{ МПа}$$

Принимаем площадь сечения раскоса

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 \cdot \cos 50,17 = 118,37 \text{ см}^2 > 5,36 \text{ см}^2$$

Для раскоса №10

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$;

Стойка №5

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.90};$$

$R_{см.90} = 3 \text{ МПа}$ - смятие поперек волокон в узловом примыкании элемента для 2-го сорта древесины.

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.90}} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{3} = 0,0014 \text{ м}^2 = 1,4 \text{ см}^2$$

									Лист
									40
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{0,0014} = 2,7 \text{ МПа} \leq R_{см,\alpha} = 3 \text{ МПа}$$

Принимаем площадь сечения раскоса

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 = 184,8 \text{ см}^2 > 3 \text{ см}^2$$

4) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

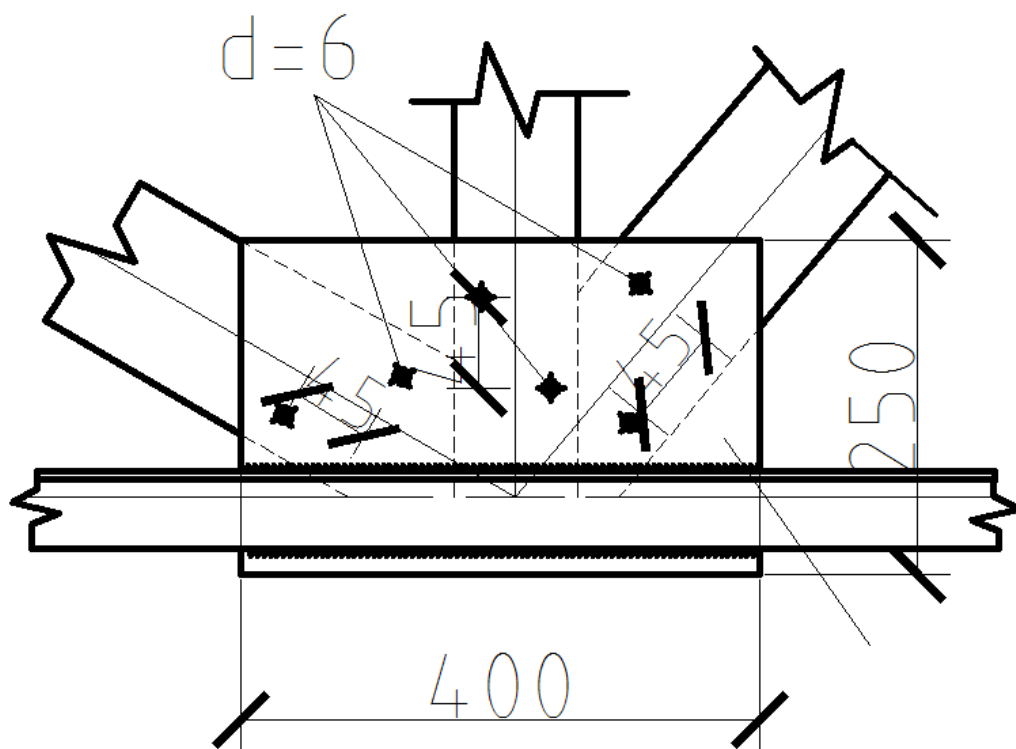
Для стойки №5

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$;



Узел Д

1) Раскосы №9, №10 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением 6x80 мм. Выбираем самое не благоприятное усилие, в нашем случае $N = -19,919 \text{ кН}$ возникает в раскосе №10. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора, клееного раскоса в пластину.

Свободная длина пластинок $l_0 = 350 \text{ мм}$, толщина 6 мм

Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$

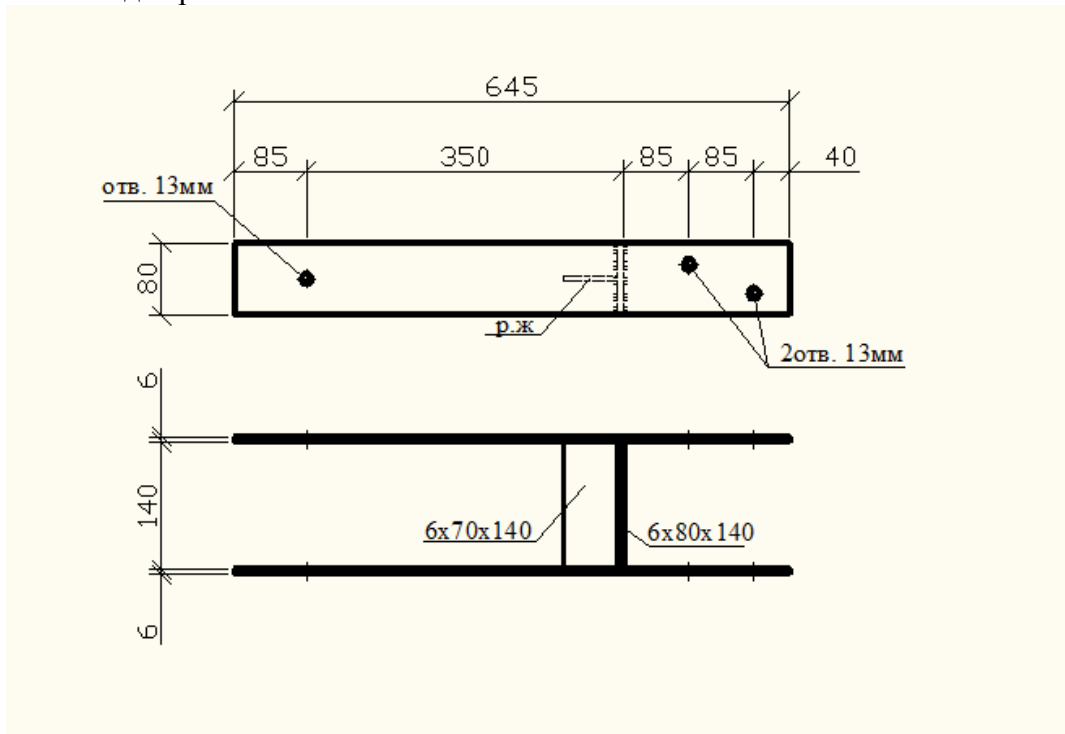
Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$

Расчет на устойчивость

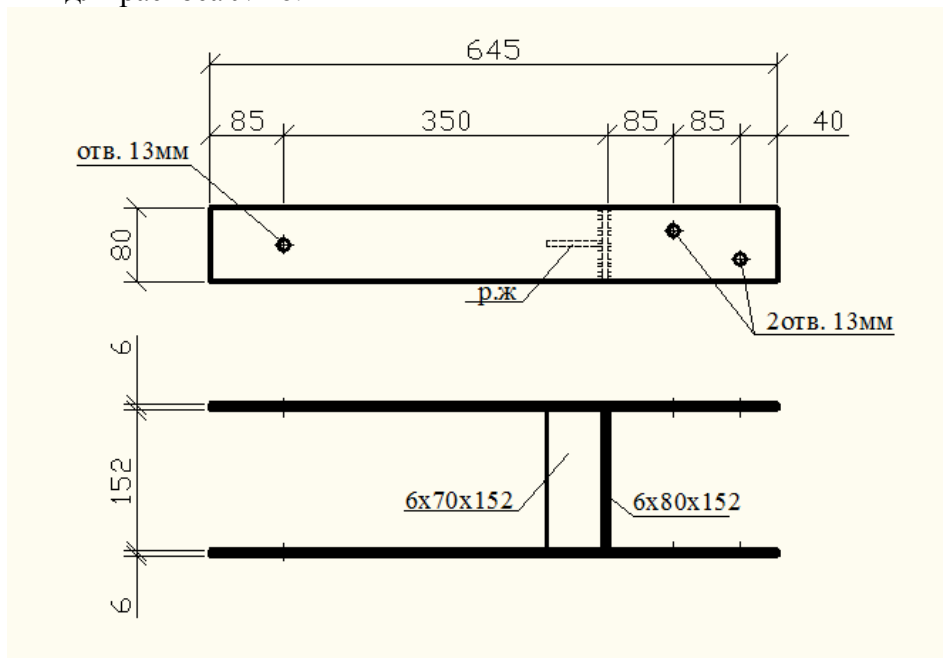
										Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						41

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot m / \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 161,09 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}$$

Размеры пластины для раскоса №9.



Размеры пластины для раскоса №10.



2) Узловой болт, работает на изгиб.

Изгибающий момент

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{19,919 \cdot 6}{4} = 29,88 \text{ кНм}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{29,88 \cdot 10^3}{235} = 127,15 \text{ мм}^3$$

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		42

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; d_{mp} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 127,15}{3,14}} = 10,9 \text{ мм}, \text{ принимаем болт } d = 12 \text{ мм}$$

Напряжение смятия пластины

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,012 \cdot 0,006} = 138,33 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа}$$

$R_{bp} = 360 \text{ МПа}$ – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие. СП 16.13330.2011 стальные конструкции (Таблица 59*).

$\gamma_c = 0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284 МПа

γ_b – коэффициент условий работы соединения

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

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приближено) как однопролетную балку.

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{ мм}^2$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{ мм}^3$$

Напряжение смятия древесины в месте опирание раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,080} = 1,78 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 1,78 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ МН / мм}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,53 \text{ МНмм} = 0,53 \cdot 10^{-3} \text{ МНм}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,53 \cdot 10^{-3}}{840 \cdot 10^{-9}} = 631 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}$$

Условие не выполняется, поставим ребра жесткости 6x70x140

Статический момент

$$S = 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2) + 70 \cdot 6 \cdot (\frac{70}{2}) = 76020 \text{ мм}^2$$

$$y = \frac{S}{F} = \frac{76020}{1260} = 60,33 \text{ мм}$$

$$F = 140 \cdot 6 + 70 \cdot 6 = 1260 \text{ мм}^2$$

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} + 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2 - 60,33)^2 + \frac{70 \cdot 6^3}{12} + 70 \cdot 6 \cdot (70 - 60,33)^2 = 177898,04 \text{ мм}^2$$

						Лист
						43
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{177898,04}{60,33} = 2949 \text{ мм}^3$$

Напряжение смятия древесины в месте опирание раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{15,873 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,080} = 1,42 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 1,42 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ МН / мм}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,53 \text{ МНмм} = 0,53 \cdot 10^{-3} \text{ МНм}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,53 \cdot 10^{-3}}{2949 \cdot 10^{-9}} = 179,7 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}$$

4) При другом сочетании нагрузок раскосы №9, №10 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 12 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330.2011

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ui}} = \frac{19,919}{6,51 \cdot 2} = 1,53$$

Принимаем 2 болта

5) При растяжении нужно проверить прочность пластины

$$\frac{N}{2 \cdot F_{nl}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,08} = 20,75 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа}$$

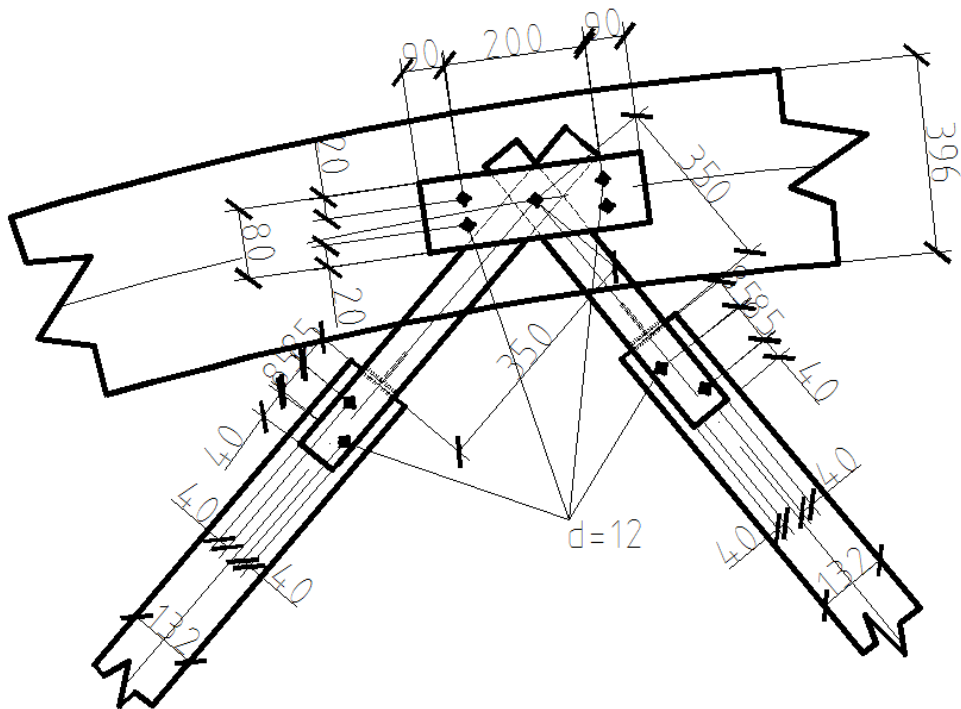
6) Нагели с учетом расстановки:

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 12 = 84 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 12 = 42 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ мм}$;

									Лист
									44
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					



Узел Е

К профильным элементам нижнего пояса приварены вертикальные фасонки из полосовой стали. Раскосы и стойка размещают между фасонками и прикрепляются к ним нагелями.

1) Пластина, в которую опирается раскос при не благоприятном сочетании нагрузок один раскос №11 сжат, стойка №6 сжата, а раскос №10 растянут и суммарное значение будет не значительно. Размеры определяем при конструировании.

2) При сочетании нагрузок раскосы №10, №11 и стойка №6 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 12 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330.2011

Для раскоса №10

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 8,4 \cdot 0,7 = 5,88 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 6,51 \cdot \sqrt{0,7} = 5,45 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_u} = \frac{28,407}{5,45 \cdot 2} = 2,6$$

N – расчетное усилие

										Лист
										45
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

T – наименьшая расчетная несущая способность

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля

Принимаем 3 болта

Для раскоса №11

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 8,4 \cdot 0,7 = 5,88 \text{ кН}$$

–по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 6,51 \cdot \sqrt{0,7} = 5,45 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{1,646}{5,45 \cdot 2} = 0,15$$

N – расчетное усилие

T – наименьшая расчетная несущая способность

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля

Принимаем 2 болта.

Для стойки №6

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 8,4 \cdot 0,7 = 5,88 \text{ кН}$$

–по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 6,51 \cdot \sqrt{0,7} = 5,45 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{9,189}{5,45 \cdot 2} = 0,84$$

N – расчетное усилие

T – наименьшая расчетная несущая способность

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля

Принимаем 2 болта

3) Смятие торцов раскосов, стойки, и смятие при состыковке раскосов и стойки в узле.

Раскос №10 не рассчитываем, т.к. при загрузении фермы в обоих случаях он работает на растяжение.

						Лист
						46
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Для раскоса №8

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$;

Раскос №11

а) Смятие торца раскоса

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.\alpha};$$

$$R_{см.\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 49,43} = 5,45 \text{ МПа}$$

$\alpha = 49,43^\circ$ угол наклона касательной к горизонту

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.\alpha}} = \frac{14,549 \cdot 10^{-3}}{5,45} = 0,0027 \text{ м}^2 = 2,7 \text{ см}^2$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{14,549 \cdot 10^{-3}}{0,0027} = 5,38 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 5,45 \text{ МПа}$$

Принимаем площадь сечения раскоса

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 \cdot \cos 49,43 = 120,19 \text{ см}^2 > 5,45 \text{ см}^2$$

Для раскоса №10

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 12 = 84 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 12 = 42 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ мм}$;

Стойка №6

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.90};$$

$R_{см.90} = 3 \text{ МПа}$ - смятие поперек волокон в узловом примыкании элемента для 2-го сорта древесины.

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.90}} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{3} = 0,003 \text{ м}^2 = 3 \text{ см}^2$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{0,003} = 2,7 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 3 \text{ МПа}$$

									Лист
									47
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

Принимаем площадь сечения стойки

$$A_{см}^{мп} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 = 184,8 \text{ см}^2 > 3 \text{ см}^2$$

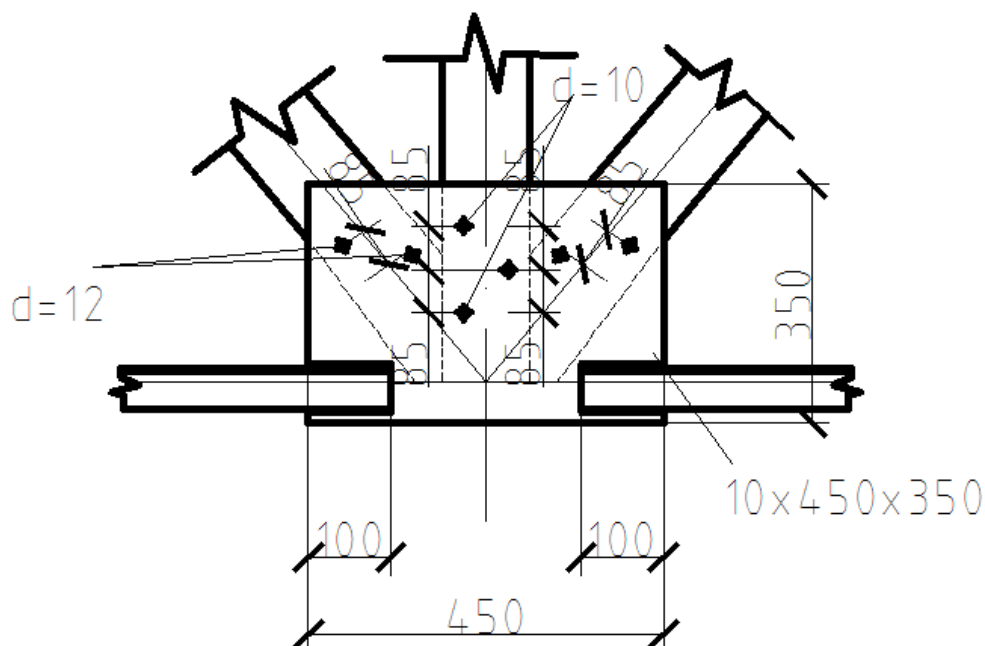
Для стойки №6

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 12 = 84 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 12 = 42 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ мм}$;



Узел Ж

1) Стойка №6 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением 6x80мм. Выбираем самое не благоприятное усилие $N = -9,189 \text{ кН}$. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора, клееной стойки в пластину.

Свободная длина пластинок $l_0 = 350 \text{ мм}$

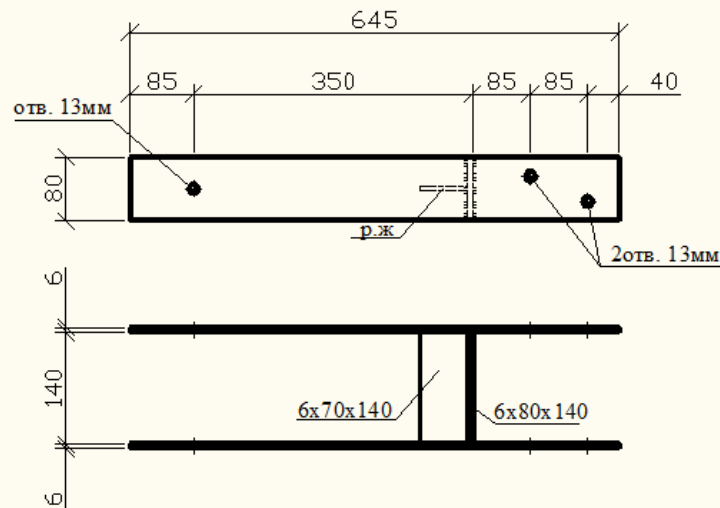
Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$

Расчет на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 73,99 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}$$

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		48



2) Узловой болт, работает на изгиб.

Изгибающий момент

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{9,189 \cdot 6}{4} = 13,78 \text{ кНм}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{13,78 \cdot 10^3}{235} = 58,64 \text{ мм}^3$$

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; d_{\text{пр}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 58,64}{3,14}} = 8,42 \text{ мм}, \text{ принимаем болт } d = 10 \text{ мм}$$

Напряжение смятия пластины

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,01 \cdot 0,006} = 76,24 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа}$$

$R_{bp} = 360 \text{ МПа}$ – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие. СП 16.13330.2011 стальные конструкции (Таблица 59*).

$\gamma_c = 0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284 МПа

γ_b – коэффициент условий работы соединения

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

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приближено) как однопролетную балку.

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{ мм}^2$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{ мм}^3$$

Напряжение смятия древесины в месте опирание стойки на пластину

						Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		49

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,08} = 0,82 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 0,82 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,11 \cdot 10^{-3} \text{ МН / мм}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,11 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,29 \text{ МН} \cdot \text{мм} = 2,9 \cdot 10^{-4} \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2,9 \cdot 10^{-4}}{840 \cdot 10^{-9}} = 345 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}$$

Условие не выполняется, поставим ребра жесткости 6x70x140

Статический момент

$$S = 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2) + 70 \cdot 6 \cdot (\frac{70}{2}) = 76020 \text{ мм}^2$$

$$y = \frac{S}{F} = \frac{76020}{1260} = 60,33 \text{ мм}$$

$$F = 140 \cdot 6 + 70 \cdot 6 = 1260 \text{ мм}^2$$

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} + 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2 - 60,33)^2 + \frac{70 \cdot 6^3}{12} + 70 \cdot 6 \cdot (70 - 60,33)^2 = 177898,04 \text{ мм}^4$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{177898,04}{60,33} = 2949 \text{ мм}^3$$

Напряжение смятия древесины в месте опирание раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{15,873 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,080} = 1,42 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 1,42 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ МН / мм}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,53 \text{ МН} \cdot \text{мм} = 0,53 \cdot 10^{-3} \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,53 \cdot 10^{-3}}{2949 \cdot 10^{-9}} = 179,7 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

						Лист
						50
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

4) Проектируем соединение на болтах диаметром 10 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330.2011

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1 = 7 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 2,08 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{9,189}{2,08 \cdot 2} = 2,21$$

N – расчетное усилие

T – наименьшая расчетная несущая способность

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля

Принимаем 3 болта

5) При растяжении нужно проверить прочность пластины

$$\frac{N}{2 \cdot F_{пл}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{9,189 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,01 \cdot 0,08} = 5,74 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа}$$

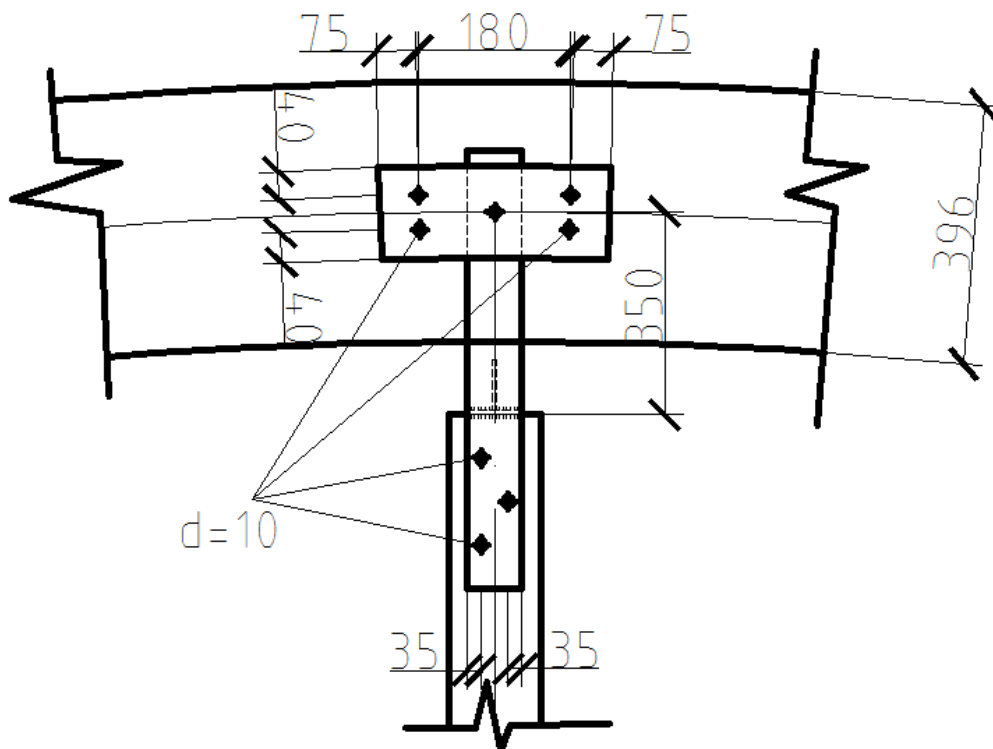
6) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 10 = 70 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 10 = 35 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 10 = 30 \text{ мм}$;



4 Расчёт элементов связей покрытия

4.1 Прогонное решение:

Связи принимаем из древесины 1-го сорта.

Гибкость связей:

$$\lambda = \frac{l_p}{r} \leq [\lambda] = 200.$$

Отсюда

$$l_p = [\lambda] \cdot r = 200 \cdot r = 200 \cdot 0,289 \cdot a = 57,8 \cdot a,$$

$$\text{где } l_p = \sqrt{1,5^2 + 4,45^2} = 4,69 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда } a = \frac{4,69}{57,8} = 0,08 \text{ м.}$$

$$\text{Принимаем брус } 90 \times 90 \text{ мм, для которого } \lambda = \frac{4,69}{0,289 \cdot 0,09} = 180,3 \leq [\lambda] = 200.$$

4.2 Беспрогонное решение.

Материал связей принимаем стальные тязи и древесина 3-го сорта.

Расчёт тязя.

Гибкость тязя равна:

$$\lambda = \frac{l_p}{r} \leq [\lambda] = 400.$$

Откуда

$$l_p = [\lambda] \cdot r = 400 \cdot r = 400 \cdot r,$$

$$\text{где } l_p = \sqrt{4,45^2 + 1,4^2} = 4,66 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда } r = \frac{4,66}{400} = 0,0117 \text{ м} = 1,12 \text{ см}$$

Принимаем тязь из равнополочного уголка 50×5, для которого $r = 1,53 \text{ см}$

$$\lambda = \frac{4,66}{0,0153} = 304,58 \leq [\lambda] = 400.$$

Расчёт бруса.

Гибкость бруса равна:

$$\lambda = \frac{l_p}{r} \leq [\lambda] = 200.$$

$$\text{Откуда } l_p = 200 \cdot r = 200 \cdot 0,289 \cdot a = 57,8 \cdot a$$

$$\text{где } l_p = 4,6 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда } a = \frac{4,6}{57,8} = 0,079 \text{ м.}$$

$$\text{Принимаем брус } 80 \times 80 \text{ мм, для которого } \lambda = \frac{4,6}{0,289 \cdot 0,08} = 198,7 \leq [\lambda] = 200.$$

									Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					52

Список литературы

1. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменениями N 1, 2): Дата введения 2017-08-28. - М.: Стандартиформ, 2018; М.: Стандартиформ, 2019. – 98 с.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*: Дата введения 2017-06-04. - М.: Стандартиформ, 2018 год; М.: Стандартиформ, 2019.
3. А.Б.Шмидт, Ю.В.Халтурин, Л.Н. Пантюшина, 15 примеров расчета деревянных конструкций. АлтГТУ им. И.И.Ползунова. Барнаул. 1997
4. П.А. Дмитриев. Деревянные балки и балочные клетки. Учебное пособие. – Новосибирск: ППО «Печать»,1989, - 160 с.
5. М.М. Гаппоев, И.М. Гуськов, Л.К. Ермоленко, В.И. Линьков, Е.Т. Серова, Б.А. Степанов, Э.В. Филимонов Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник. – М.: Издательство АСВ, 2004, - 440с.
6. Г.Г. Карлсен, В.В. Большаков, М.Е. Каган, К.В. Александровский Деревянные конструкции. Издание 3-е, переработанное и дополненное. Учебное пособие. – Гос. издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам. Москва 1962. – 643 с.
7. А.Б.Шмидт, Ю.В.Халтурин Расчет деревянных конструкций. Примеры для курсового проектирования с использованием микроЭВМ: Учебное пособие. - АлтГТУ им. И.И.Ползунова. Барнаул. 1989. – 86 с.

										Лист
										53
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						