

Минобрнауки России

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение

“Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет” (ННГАСУ)

Инженерно-строительный факультет

Кафедра конструкций из дерева, древесных композитов и пластмасс

ПОКРЫТИЕ ПО ТРАПЕЦИЕВИДНЫМ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫМ ФЕРМАМ

Проектирование и конструктивный расчёт

Методические указания для выполнения курсового и дипломного проектов по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов 4-го курса направления 270100.62 – “Строительство” с профилем – “Промышленное и гражданское строительство” и для студентов 5-го курса по специальности 270102.65 – “Промышленное и гражданское строительство”

Нижний Новгород, 2011

Минобрнауки России

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение

“Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет” (ННГАСУ)

Инженерно-строительный факультет

Кафедра конструкций из дерева, древесных композитов и пластмасс

ПОКРЫТИЕ ПО ТРАПЕЦИЕВИДНЫМ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫМ ФЕРМАМ

Проектирование и конструктивный расчёт

Методические указания для выполнения курсового и дипломного проектов по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов 4-го курса направления 270100.62 – “Строительство” с профилем – “Промышленное и гражданское строительство” и для студентов 5-го курса по специальности 270102.65 – “Промышленное и гражданское строительство”

УДК 624.011.1; 674.028.9

Покрытие по трапециевидным металлодеревянными фермам. Проектирование и конструктивный расчет. Методические указания для выполнения курсового и дипломного проектов по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов 4-го курса направления 270100 – “Строительство” с профилем 270102 – “Промышленное и гражданское строительство” и для студентов 5-го курса по специальности 270102 – “Промышленное и гражданское строительство”, Н.Новгород, издание ННГАСУ, 2011, 63 с.

Рассмотрены основные принципы проектирования элементов и узлов, и порядок конструктивного расчёта трапециевидной металлодеревянной фермы с разрезным верхним поясом.

Приведен пример конструктивного расчёта трапециевидной металлодеревянной фермы.

СОСТАВИТЕЛЬ: В.В. ЕРМОЛАЕВ, А.С. ТОРОПОВ, И.Н. ШУРЫШЕВ

Оглавление

Введение	5
1. Задание на проектирование	8
2. Выбор конструктивного решения	8
3. Расчет плиты покрытия	10
4. Расчет фермы	18
Список используемой литературы	50
Приложения 1.....	51
Приложения 2.....	53

ВВЕДЕНИЕ

Металлодеревянные трапециевидные фермы относятся к современным индустриальным конструкциям заводского изготовления и применяются, главным образом, в покрытиях промышленных и общественных зданий с наружным отводом воды в пролетах от 12 до 24 метров. Применение фонарей верхнего света и подвесного оборудования значительно усложняют конструкции ферм и поэтому в покрытиях с трапециевидными фермами не рекомендуются.

Верхний пояс ферм выполняется разрезным в узлах сопряжения его с элементами решетки или неразрезным.

Элементы верхнего пояса и сжатые стержни решетки выполняются из клееной древесины или брусьев, нижний пояс и растянутые раскосы – металлические. Приопорные (нулевые) панели нижнего пояса - деревянные. Использование клееной древесины позволяет повысить индустриальность изготовления ферм и исключить влияние естественных пороков древесины, таких как сучки, косослой, свилеватость, усушечные трещины и т.п.

Применяются, в основном, два типа ферм с растянутыми или сжатыми опорными раскосами (рисунок 1). Предпочтение следует отдавать первому типу ферм, так как во втором случае возникают значительные трудности при решении узлового соединения верхнего пояса со сжатым опорным раскосом и следующим за ним растянутым.

С целью укрупнения монтажных единиц фермы изготавливаются четырехпанельными (рисунок 1). При этом верхний пояс собирается из двух блоков на одном скате.

Опорные узлы ферм решаются упором верхнего пояса в металлический башмак. Опорный растянутый раскос выполняется металлическим, из двух уголков, которые привариваются в узлах верхнего и нижнего пояса к металлическим фасонкам. В коньковом узле средние деревянные раскосы с помощью металлических деталей присоединяются к верхнему поясу.

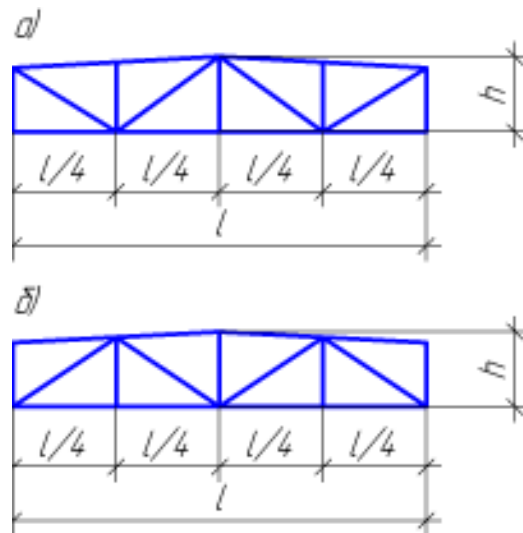


Рисунок 1 - Геометрические схемы двускатных трапециевидных ферм

а – с растянутым опорным раскосом;

б – со сжатым опорным раскосом

Рекомендуемая высота трапециевидных металлодеревянных ферм с клееным верхним поясом (посередине пролета между осями поясов) составляет $h = \frac{1}{6}$ пролета.

Уклон верхнего пояса таких ферм принимается равным $\frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$ [5].

Фермы следует проектировать со строительным подъемом не менее $\frac{1}{200}$ пролета.

При определении расчетных усилий в элементах фермы принимаются следующие сочетания постоянной и временной (снеговой) нагрузок: постоянная и временная нагрузки по всему пролету – для определения продольных усилий в поясах фермы; постоянная нагрузка по всему пролету и временная на половине пролета – для определения продольных усилий в решетке фермы.

Усилия в элементах фермы могут быть определены любым из известных способов (графическим, вырезания узлов, сечений, конечных элементов и т.п.) в предположении шарнирности всех узлов.

Панели верхнего пояса ферм воспринимают как продольные сжимающие усилия, так и поперечную нагрузку от веса кровли и снега и рассчитываются как сжато-изгибаемые стержни. Для уменьшения изгибающих моментов в верхнем поясе от поперечной нагрузки места сопряжения панелей выполняются с эксцентриситетом за счет упора только с нижней части сечения. В результате этого сжимающее усилие в верхнем поясе создает изгибающий момент обратного знака по отношению к моменту от поперечной нагрузки M_0 . Расчетный изгибающий момент в панели верхнего пояса равен:

$$M_p = M_0 - N_c \cdot e. \quad (1)$$

Здесь:
$$M_0 = \frac{ql_n^2}{8}, \quad (2)$$

q - расчетная равномерно распределенная по длине панели нагрузка;

l_n - длина панели верхнего пояса.

Сжатые элементы решетки рассчитываются на прочность с учетом продольного изгиба. Расчетная длина сжатых элементов при расчете в плоскости фермы принимается равной расстоянию между центрами узлов, а из плоскости – между точками закрепления их из плоскости.

Растянутые раскосы и нижний пояс ферм рассчитываются на прочность при растяжении с учетом ослаблений от стяжных болтов.

Сборка трапециевидных ферм осуществляется в следующей последовательности: Элементы нижнего пояса раскладываются на ровном месте на подкладках, после чего выполняется сварка монтажных стыков и одновременная проверка длины пролета и панелей нижнего пояса. Ставятся деревянные накладные верхнего пояса, стыковые металлические накладные и болты. Строительный подъем получается автоматически, так как длины раскосов и стоек вычисляются с учетом подъема.

1. Задание на проектирование

Рассчитать и сконструировать деревянное покрытие над отапливаемым зданием столярного цеха (рисунок П2.1 а, Приложения 2). Здание каркасное с размерами в плане 24 х 66 м. Шаг колонн вдоль здания $B = 6,0$ м. Район строительства – г. Владимир. Клас условий эксплуатации – 2. Отметка низа ферм + 6,700. Порода древесины - сосна, сорт - 2. Здание защищено от прямого воздействия ветра.

2. Выбор конструктивного решения

В качестве несущих конструкций покрытия принимаются трапециевидные металлодеревянные фермы с клееным верхним и металлическим нижним поясами. Фермы опираются на клееные деревянные колонны. *Предварительные* размеры поперечного сечения колонн приняты по расчетам из условия достижения предельной гибкости $\lambda_{np} = 120$ по формулам:

$$h_{min} = \frac{\mu_0 H}{0,289 \lambda_{np}} = \frac{2,2 \cdot 6,5}{0,289 \cdot 120} = 0,41 \text{ м}$$

$$b_{min} = \frac{\mu_0 l_p}{0,289 \lambda_{np}} = \frac{1 \cdot 3,25}{0,289 \cdot 120} = 0,09 \text{ м}$$

где: μ_0 – коэффициент, учитывающий условия закрепления концов колонны, значения которого принимаются по п.6.23 [1];

$H = 6,7 - 0,2 = 6,5$ м - высота колонн,

где 0,2 м – высота бетонной подготовки;

$l_p = \frac{H}{2} = 3,25$ м - расчетная длина колонны из плоскости изгиба.

Ширина и высота поперечного сечения колонн назначается с учетом существующего сортамента пиломатериалов по ГОСТ 24454-80* (таб. П.1.1, Приложения 1), припусков на фрезерование пластей досок перед склеиванием (таб. П1.2, Приложения 1) и припусков на фрезерование по ширине клееного пакета.

Принимаем, конструктивно, для изготовления колонн 16 досок шириной 175 мм и толщиной 26 мм (32 мм до острожки). Учитывая последующую

чистовую острожку боковых граней колонн устанавливаются размеры их поперечного сечения (Рис. П 2.1 б, Приложения 2):

$$h_k = 16 \cdot 26 = 416 \text{ мм} \text{ и } b_k = 175 - 15 = 160 \text{ мм}.$$

Привязка колонн к продольным осям здания нулевая. Крайний к торцам здания шаг колонн – 5,5 м.

По верхнему поясу ферм укладываются асбестоцементные утепленные плиты покрытия с деревянным каркасом и соединениями на шурупах с номинальными размерами в плане 6,0 x 1,5 м. (Рис. П2.1. Приложения 2) По плитам устраивается рулонная кровля типа К-1 (прилож. Г [3]), состоящая из трёх слоёв стеклоизола.

Пространственное крепление несущих конструкций покрытия обеспечивается связями жесткости, соединяющими элементы трапециевидных ферм в общую неизменяемую связевую систему. Связевая система состоит из трапециевидных ферм 1 (Рис.2.1а. Приложения 2), продольных связей в виде сборных плит покрытия 2, вертикальных продольных связей 3 и горизонтальных поперечных связей 4. Связи 4 образуют связевые фермы и располагаются в плоскости верхнего пояса несущих ферм непосредственно у торцовых стен и в промежутках между ними не реже, чем через 30 м. В качестве поясов связевых ферм используются верхние пояса несущих ферм покрытия, а решетка выполняется из брусьев сечением 100 x 100 мм. Продольные вертикальные связи располагаются в плоскости деревянных стоек трапециевидных ферм, соединяя их попарно. Вертикальные связи изготавливаются в виде ферм, решетка которых выполняется из досок сечением 50x150 мм, а стойки – из брусьев 125x125 мм. Связевая система воспринимает ветровые нагрузки, действующие вдоль здания. Горизонтальные нагрузки от ветра, действующие перпендикулярно стенам здания, воспринимаются колоннами и обвязочными брусьями 5.

3. Расчёт плиты покрытия

3.1. Конструкция плиты

Унифицированной шириной плит покрытий при шаге несущих конструкций 3-6 м является номинальный размер, равный 1,5 м. С учетом зазоров между плитами на неточность изготовления в продольном (20 мм) и поперечном (5 мм) направлении размеры плит принимаются равными:

$$\text{- длина } l_n = 6000 - 20 = 5980 \text{ мм};$$

$$\text{- ширина } b_n = 1500 - 5 = 1495 \text{ мм}.$$

Конструкция плиты показана на рисунке 2.2а Приложения 2.

В соответствии с п. 2.12 [10] рекомендуемая высота плит покрытия с деревянным каркасом и асбестоцементными обшивками составляет $\frac{1}{20} \div \frac{1}{32}$ длины плиты.

Каркас плиты выполняется из четырех продольных (несущих) ребер **1** сечением 219 x 69 мм (из досок до острожки 225 x 75 мм), четырех поперечных ребер **2** сечением 94 x 69 мм (из досок до острожки 100 x 75 мм) и двух поперечных ребер **3** сечением 144 x 69 мм (из досок до острожки 150 x 75 мм) (Рис.П2.1 Прилож.2). Продольные ребра изготавливаются из древесины сосны 2-го сорта, поперечные – древесины 3-го сорта по ГОСТ 24454 – 80*. Для образования продольных стыков между плитами к наружным несущим ребрам каркаса **1** прибавляются гвоздями деревянные бруски **4** сечением 50 x 50 мм и доски **5** сечением 50 x 150 мм, образующие четверть.

Обшивки плиты выполняются из плоских асбестоцементных листов ЛП-П-3,0x1,5x10 по ГОСТ 18124-95 с номинальными размерами 3000x1500 мм.

Асбестоцементные листы крепятся к деревянным ребрам каркаса оцинкованными шурупами **6** из низкоуглеродистой стали с потайной головкой диаметром 6 мм и длиной 50 мм по ГОСТ 1145-80, поставленными в раззенкованные отверстия диаметром 7-8 мм.

В качестве утеплителя используются полужесткие минераловатные плиты **7** толщиной 50 мм на синтетическом связующем (с плотностью $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$)

по ГОСТ 9573-96, которые приклеивают к нижней обшивке на слое битума, выполняющего одновременно роль пароизоляции.

Верхняя обшивка плиты на заводе-изготовителе оклеивается одним слоем стеклоизола на битумной мастике марки МБК-Г-65 для предотвращения атмосферного увлажнения плит при транспортировке и хранении.

3.2. Исходные данные для расчета и проектирования

В соответствии с п. 8.7 [1] принимаем ширину площадок опирания плит на верхние пояса ферм равной 60 мм. В этом случае расчетный пролет плиты равен:

$$l_p = l_n - 60 = 5980 - 60 = 5920 \text{ мм} = 5,92 \text{ м.}$$

Расчетная ширина плиты: $b_p = b_n = 1,495 \text{ м.}$

Расчетные сопротивления материалов плиты:

- для древесины ребер (см.таблицу 3 [1]):

- расчетное сопротивление древесины сосны 2-го сорта изгибу $R_u = 13 \text{ МПа};$

- расчетное сопротивление древесины сосны 2-го сорта скалыванию вдоль волокон $R_{ск} = 1,6 \text{ МПа};$

- расчетный модуль упругости $E = 10^4 \text{ МПа};$

- для асбестоцементных листов (см.таблицу 1 [5]):

- расчетное сопротивление изгибу при продольном расположении волокон $R_{a.u.} = 14 \text{ МПа};$

- расчетное сопротивление изгибу при поперечном расположении волокон $R_{a.u.90} = 11,5 \text{ МПа};$

- модуль упругости $E_a = 0,1 \text{ МПа.}$

Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливаются путем умножения приведенных величин на переходные коэффициенты $m_{п}$, указанные в таблице 5 [1].

Независимо от породы древесины расчетные сопротивления необходимо умножить на коэффициенты условий работы:

m_b – коэффициент, учитывающий класс условий эксплуатации конструкций (см. таблицу 1 [1]), принимаемый по таблице 7[1];

m_g – коэффициент, равный 0,8, если напряжения в элементе, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок п.5.2.в [1].

Модуль упругости древесины для конструкций, находящихся в различных условиях эксплуатации, подвергающихся совместному воздействию постоянной и временной длительной нагрузок, следует определять умножением указанной выше величины E на коэффициенты m_b и $m_g = 0,8$.

3.3. Подсчёт нагрузок на плиту

Подсчет нагрузок на плиту должен выполняться в соответствии с указаниями [2].

3.3.1. Нормативная нагрузка от собственной массы элементов покрытия, если их размеры и материалы уже известны, определяется из выражения:

$$g_{с.в.}^H = V \cdot \rho \cdot \frac{1}{b_n l_n} \cdot g, \text{ Н/м}^2 \text{ (Па)}$$

Если элемент непрерывен по всей площади плиты и имеет постоянную толщину, то его вес может быть определен по формуле:

$$g_{с.в.}^H = \delta \cdot \rho \cdot g, \text{ Н/м}^2 \text{ (Па)}$$

Здесь: l_n и b_n – размеры плиты в плане, м;

ρ – плотность материала, кг/м³;

V – объем элемента, м³;

$g \approx 10 \text{ м/сек}$ – округленное значение ускорения силы тяжести;

δ – толщина элемента, м.

3.3.2. Расчетные нагрузки от собственной массы элементов покрытия определяются умножением нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке, значения которого определяются по таблице 7.1 [2].

3.3.3. Нормативное расчетное значение снеговой нагрузки S_0 на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле 10.1 [2]:

$$S_0 = 0,7 \cdot S_g \cdot \mu \cdot c_e \cdot c_t$$

где: S_g – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с п.10.2 [2];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п. 10.4 [2];

c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п.10.5 [2] по формуле:

$$c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot b)$$

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п.10.6 [2];

$$S_0 = 0,7 \cdot 1800 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1260 \text{ Па.}$$

3.3.4. Расчетное значение снеговой нагрузки следует определять как произведение её нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , п. 4.2 [2], коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f следует принимать равным 1,4 (п. 10.12 [2]):

$$S = 1260 \cdot 1,4 = 1764 \text{ Па.}$$

3.3.5. Длительное нормативное значение снеговой нагрузки следует определять умножением расчетного значения на коэффициент 0,5:

$$S^{\partial n} = 1800 \cdot 0,5 = 882 \text{ Па.}$$

3.3.6. Подсчет нагрузок на плиту приведен в таблице 3.1.

Подсчет нагрузок на плиту

Таблица 3.1.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Па	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Па
1	2	3	4
<i>Постоянная нагрузка</i>			
1. Трехслойная рулонная кровля 30x3 – $g_{кр}$	90	1,3	117
2. Плита покрытия:			
2.1. Слой стеклоизола на битумной мастике	30	1,2	36
2.2. Верхняя обшивка $\delta_{в.о} \cdot \rho_{в.о} \cdot g = 0,01 \cdot 1800 \cdot 10$	180	1,2	216
2.3. Нижняя обшивка $\delta_{н.о} \cdot \rho_{н.о} \cdot g = 0,008 \cdot 1800 \cdot 10$	144	1,2	172,8
2.4. Продольные ребра $(4 \cdot b_p \cdot h_p \cdot \rho_g \cdot g) / b_n =$ $= (4 \cdot 0,219 \cdot 0,069 \cdot 500 \cdot 10) / 1,5$	201,5	1,1	221,7
2.5. Продольные бруски $(b'_p \cdot h'_p + b''_p \cdot h''_p) \rho_g g / b_n =$ $(0,050 \cdot 0,150 + 0,050 \cdot 0,050) \cdot 500 \cdot 10 / 1,5$	33,3	1,1	36,6
2.6. Поперечные ребра $[(4 \cdot b_{pn} \cdot h_{pn} + 2 \cdot b'_{pn} \cdot h'_{pn}) \rho_g g] / b_n l_n =$ $=[(4 \cdot 0,094 \cdot 0,069 + 2 \cdot 0,144 \cdot 0,069) \cdot$ $\cdot 500 \cdot 10] / (6 \cdot 1,5)$	25,5	1,1	28,1
2.7. Утеплитель $[3a(l_n - 2b'_{pn} - b_{pn}) h_y \rho_y g] / b_n l_n =$ $= [3 \cdot 0,388(5,98 - 2 \cdot 0,144 - 0,094) \cdot$ $\cdot 0,05 \cdot 100 \cdot 10] / (1,5 \cdot 6)$	36,2	1,2	43,4
2.8. Пароизоляция $\delta_{из} \cdot \rho_{из} \cdot g = 0,0015 \cdot 1300 \cdot 10$	19,5	1,2	23,4
<i>Итого нагрузка от плиты – $g_{пл}$:</i>	670		778,0
3. Всего постоянная нагрузка на 1 м ² площади покрытия – $g_n = g_{пл} + g_{кр}$	760		895,0
4. Всего постоянная нагрузка на 1 м ² верхней обшивки – $g_{в.о}$	300,0		369,0
5. Всего постоянная нагрузка на 1 м ² нижней обшивки – $g_{н.о}$	199,7		239,6

<i>Временная нагрузка</i>			
6. Снеговая нагрузка на горизонтальную поверхность верхней обшивки – S и $S^{\partial л}$	882		1764
7. Снеговая нагрузка на горизонтальную поверхность плиты – S и $S^{\partial л}$	882		1764
8. Полная нагрузка на верхнюю обшивку $q_{в.о} = g_{в.о} + S^{\partial л}$	1200		2169
9. Полная нагрузка на нижнюю обшивку $q_{н.о} = g_{н.о}$	199,7 $\approx 200,0$		239,6 $\approx 240,0$
10. Полная нагрузка на плиту $q = g_n + S^{\partial л}$	1660		2695
11. Полная линейная нагрузка на продольное ребро в Н/м $q_p = q \cdot C$, где $C = 0,457$ м – шаг продольных ребер плиты см. рис. 2 Приложения 2	758,6		1231,6

3.4 Проверка плиты на прочность и жесткость

3.4.1. Проверка верхней обшивки (рисунок 2.2б, Приложения 2).

Верхняя обшивка рассчитывается на прочность и жесткость, как трехпролетная балка, находящаяся под воздействием постоянной и снеговой нагрузки и дополнительно проверяется на прочность от воздействия монтажной сосредоточенной нагрузки $P = 1,2$ кН при расчетной ширине обшивки 1,0 м (п. 8.31, 8.3.4 [2]).

Момент сопротивления и момент инерции полосы обшивки шириной $b=100$ см при толщине $\delta_{в.о} = 1,0$ см.

$$W_{в.о} = \frac{b \cdot \delta_{в.о}^2}{6} = \frac{100 \cdot 1^2}{6} = 16,7 \text{ см}^3 (16,7 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3)$$

$$I_{в.о} = \frac{b \cdot \delta_{в.о}^3}{12} = \frac{100 \cdot 1^3}{12} = 8,3 \text{ см}^4 (8,3 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4)$$

Максимальный изгибающий момент в обшивке от полной равномерно распределенной нагрузки:

$$M = \frac{q_{г.о} \cdot C^2}{10} = \frac{2169 \cdot 0,457^2}{10} = 45,3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Прочность по нормальным напряжениям при изгибе:

$$\frac{M}{W_{г.о}} = \frac{45,3}{16,7 \cdot 10^{-6}} = 2,71 \cdot 10^6 \text{ Па} (2,71 \text{ МПа}) < R_{а.и.90} = 11,5 \text{ МПа}$$

Прогиб верхней обшивки:

$$f = \frac{0,0068 \cdot q_{г.о}^H \cdot C^4}{E_a \cdot I_{г.о}} = \frac{0,0068 \cdot 1200 \cdot 0,457^4}{10^{10} \cdot 8,4 \cdot 10^{-8}} = 0,0004 \text{ м} < f_u = 0,0025 \text{ м}$$

$$f_u = \frac{1}{200} = 0,005 \text{ м} - \text{предельно допустимый прогиб асбестоцементных}$$

листов (см. п. 4.24 [2]; Пр. Е2 [2]).

Проверка верхней обшивки на прочность от воздействия монтажной сосредоточенной нагрузки.

Максимальный изгибающий момент в верхней обшивке от действия сосредоточенной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$:

$$M = 0,2 \cdot P \cdot C = 0,2 \cdot 1200 \cdot 0,457 = 110 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Прочность по нормальным напряжениям при изгибе:

$$\frac{M}{W_{г.о}} = \frac{110}{16,7 \cdot 10^{-6}} = 6,6 \cdot 10^6 \text{ Па} (6,6 \text{ МПа}) < R_{а.и.90} = 11,5 \text{ МПа}$$

3.4.2 Проверка на выдергивание шурупов крепления нижней обшивки.

Шурупы, крепящие нижнюю обшивку к деревянным ребрам каркаса, работают на выдергивание от собственного веса обшивки и утеплителя с пароизоляцией.

Расчетная несущая способность на выдергивание одного шурупа диаметром $d = 6 \text{ мм}$ и длиной $l = 50 \text{ мм}$, определяется по формуле (см.п. 7.27 [1]):

$$T_{в.ш.} = R_{в.ш.} \cdot \pi \cdot d \cdot l_1 = 10^6 \cdot 3,14 \cdot 0,006 \cdot 0,03 = 565 \text{ Н},$$

где $R_{в.ш.} = 1 \text{ МПа}$ (10^6 Н/м^2) – расчетное сопротивление выдергиванию шурупа на единицу поверхности соприкасания нарезной части с древесиной;

$$l_1 = 0,6l = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ мм} (0,03 \text{ м}) – \text{длина нарезной части шурупа.}$$

Требуемое количество шурупов на 1 п.м. длины панели:

$$n_{шп} = \frac{q_{н.о}}{T_{выд}} = \frac{239,6}{565} = 0,42 \text{ шт.}$$

Шурупы ставятся конструктивно с шагом $S = 50d = 50 \cdot 6 = 300 \text{ мм}$.

3.6.3. Проверка продольных (несущих) ребер.

Продольное ребро плиты рассчитывается на прочность и жесткость как однопролетная балка с расчетным пролетом $l_p = 5,92 \text{ м}$, нагруженная линейной равномерно распределенной нагрузкой (см. таблицу 3.1).

Момент сопротивления поперечного сечения ребра:

$$W_p = \frac{b \cdot h_p^2}{6} = \frac{6,9 \cdot 21,9^2}{6} = 552 \text{ см}^3 (552 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3)$$

Статический момент сопротивления сдвигаемой части сечения:

$$S_p = \frac{b_p h_p^2}{8} = \frac{6,9 \cdot 21,9^2}{8} = 414 \text{ см}^3 (414 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3)$$

Момент инерции поперечного сечения:

$$I_p = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{6,9 \cdot 21,9^3}{12} = 6039 \text{ см}^4 (6039 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4)$$

Расчетные значения внутренних усилий в ребре:

$$M = \frac{q_p l_p^2}{8} = \frac{1231,6 \cdot 5,92^2}{8} = 5395 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q_p l}{2} = \frac{12331,6 \cdot 5,92}{2} = 3646 \text{ Н}$$

Здесь $q_p = 1231,6 \text{ Н/м}$ (см. таблицу 3.1).

Прочность по нормальным напряжениям при изгибе:

$$\frac{M}{W_p} = \frac{5495}{552 \cdot 10^{-6}} = 9,77 \cdot 10^6 \text{ Па} (9,79 \text{ МПа}) < R_u = 13 \text{ МПа}$$

Прочность по скалывающим напряжениям при изгибе:

$$\frac{Q \cdot S_p}{I_p \cdot b_p} = \frac{3646 \cdot 414 \cdot 10^{-6}}{6039 \cdot 10^{-8} \cdot 0,069} = 0,36 \cdot 10^6 \text{ Па} (0,36 \text{ МПа}) < R_{ск} = 1,6 \text{ МПа}$$

Прогиб несущих ребер:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_p'' \cdot l^4}{E \cdot I_p} = \frac{5}{384} \cdot \frac{758,6 \cdot 5,92^4}{10^{10} \cdot 6039 \cdot 10^{-8}} = 0,02 \text{ м} < f_u = \frac{6}{200} = 0,03 \text{ м}$$

$$f_u = \frac{l}{200} \text{ – предельно допустимый прогиб продольных ребер плиты}$$

(см. 15.1, прилож. Е[2]).

Как видно из выполненного расчета, принятые размеры элементов плиты удовлетворяют требованиям прочности и жесткости.

4. Расчёт фермы

4.1. Исходные данные

В соответствии с заданием и принятым конструктивным решением покрытия необходимо рассчитать и запроектировать трапециевидную металлодеревянную ферму. Верхний пояс фермы - из разрезных в узлах клееных блоков, и нижний пояс – металлический из стальных уголков. Класс условий эксплуатации -2.

Материал для изготовления фермы:

- для клееных элементов фермы использованы доски стандартного сортамента по ГОСТ 24454-80* второго и третьего сортов; клей на основе меламина и резорцина с предварительным перемешиванием (см. п. 4.11[1]);

- для металлических элементов и узловых деталей – сталь марки С245 (см. таблицу В1 [4]).

Расчетные сопротивления материалов

- для деревянных элементов (см. таблицу 3 [1]):
 - расчетное сопротивление древесины сосны второго сорта сжатию (смятию) вдоль волокон $R_c = 15$ МПа;
 - расчетное сопротивление сосны третьего сорта скалыванию вдоль волокон $R_{ск} = 1,5$ МПа;
 - расчетное сопротивление древесины сосны второго сорта смятию поперек волокон местное $R_{см.90} = 3,0$ МПа;
- для металлических элементов нормативные и расчетные сопротивления стали приведены в таблице 4.1 (см. таблицу В5 [4]).

Нормативные и расчётные сопротивления стали

Таблица 4.1.

Марка стали	Вид проката	Толщина проката мм	Предел текучести $R_{уп}$, МПа	Временное сопротивление $R_{уп}$, МПа	Расчетное сопротивление по пределу текучести R_y , МПа	Расчетное сопротивление по временному сопротивлению R_u , МПа
С245	Лист	2-20	245	370	240	360
		20-30	235	370	230	360
	Фасон	2-20	245	370	240	360
		20-30	235	370	230	360

Примечание: За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

4.2. Определение геометрических размеров фермы

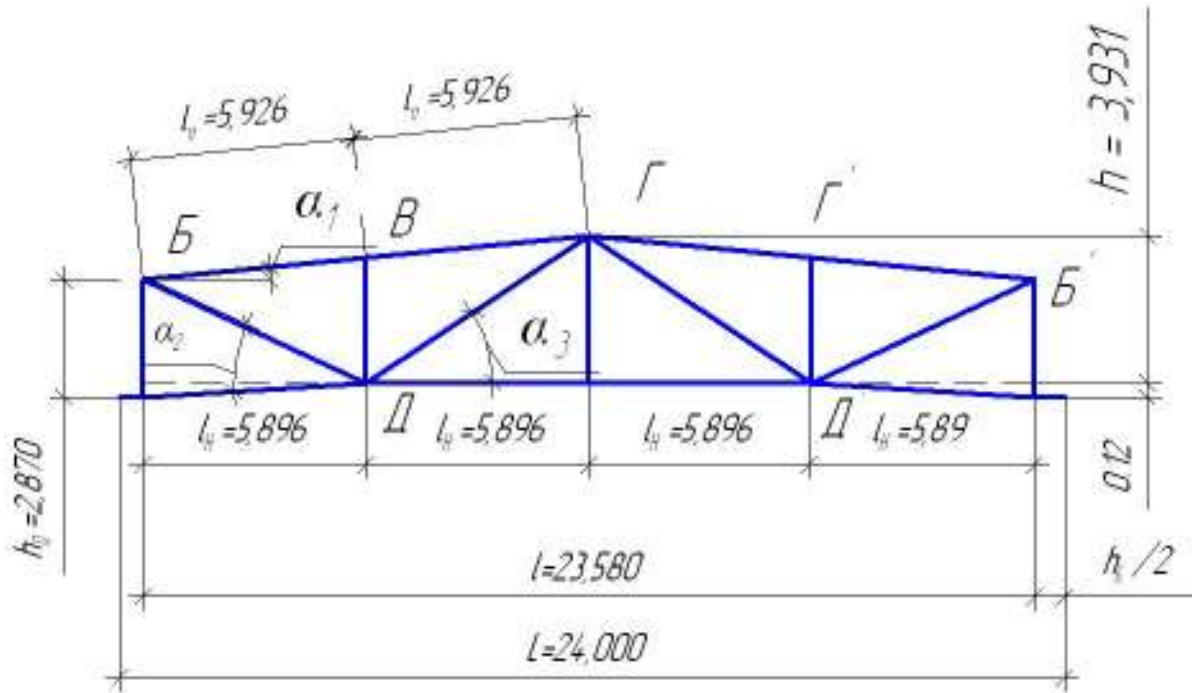


Рисунок 4.1 - Геометрическая схема фермы

Учитывая необходимость точного изготовления элементов фермы, все геометрические размеры должны определяться с точностью до 1 мм.

4.2.1. Расчетный пролет фермы:

$$L_p = L - h_k = 24 - 0,416 = 23,584 \text{ м}$$

4.2.2. Высота фермы по осям поясов принимаем $h = 3,93 \text{ м}$:

$$h = \frac{1}{6} L_p = \frac{1}{6} 23,584 = 3,931 \text{ м}$$

4.2.3. Длина верхнего пояса полуфермы при угле его наклона α_1 равного 1/10 пролета:

$$\text{tg } \alpha = 0,1; \alpha_1 = 5^{\circ}42'; \sin \alpha_1 = 0,0995; \cos \alpha_1 = 0,995.$$

$$\text{БГ} = \frac{L_p}{2 \times \cos \alpha_1} = \frac{23,584}{2 \times 0,995} = 11,851 \text{ м}$$

4.2.4. Длина панели верхнего пояса:

$$l_v = \frac{\text{БГ}}{2} = \frac{11,851}{2} = 5,926 \text{ м}$$

4.2.5. Длина панели нижнего пояса:

$$l_H = \frac{L_p}{4} = \frac{23,584}{4} = 5,896 \text{ м}$$

4.2.6. Строительный подъем нижнего пояса:

$$f_{\text{стр}} = \frac{1}{200} L_p = \frac{1}{200} 23,584 = 0,118 \text{ м}$$

4.2.7. С учетом строительного подъема высота ферм на опорах составит:

$$h_0 = h - 0,1 \frac{L_p}{2} + f_{\text{стр}} = 3,93 - 0,1 \frac{23,584}{2} + 0,118 = 2,870 \text{ м}$$

4.2.8. Длина элементов решетки:

$$\text{БД} = \sqrt{l_H^2 + (h_0 - f_{\text{стр}})^2} = \sqrt{5,896^2 + (2,870 - 0,118)^2} = 6,507 \text{ м};$$

$$\text{ДГ} = \sqrt{h^2 + l_H^2} = \sqrt{3,931^2 + 5,896^2} = 7,086 \text{ м};$$

$$\text{ВД} = h - \text{tg } \alpha_1 \cdot l_H = 3,931 - 0,1 \times 5,896 = 3,341 \text{ м}$$

4.2.9. Углы наклона элементов решетки к горизонту:

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{h_0 - f_{\text{стр}}}{l_H} = \frac{2,870 - 0,118}{5,895} = 0,4667;$$

$$\alpha_2 = 25^\circ 01'; \sin \alpha_2 = 0,4229; \cos \alpha_2 = 0,9062;$$

$$\text{tg } \alpha_3 = \frac{h}{l_H} = \frac{3,931}{5,847} = 0,6667;$$

$$\alpha_3 = 33^\circ 41'; \sin \alpha_3 = 0,5547; \cos \alpha_3 = 0,8320$$

4.3. Подсчет нагрузок на ферму

4.3.1. Нагрузки от собственного веса элементов покрытия (кровли, плиты покрытия), приходящиеся на 1 м^2 перекрываемой площади (горизонтальной плоскости) равны (см. таблицу 3.1):

нормативная – $g_{\text{п}}^{\text{н}} = 760 \text{ Па}$;

расчетная – $g_{\text{п}} = 895 \text{ Па}$.

4.3.2. Собственный вес фермы, приходящийся на 1 м^2 перекрываемой площади:

- нормативный, где $K_{\text{св}} = 4$ - коэффициент собственного веса фермы

$$g_{c.в.}^H = \frac{g_n^H + S^H}{\frac{1000}{K_{св} L_p} - 1} = \frac{760 + 1260}{\frac{1000}{4 \times 23,58} - 1} = 210 \text{ Па}$$

- расчетный

$$g_{св.} = g_{c.в.}^H \times \gamma_f = 210 \times 1,1 = 231 \text{ Па}$$

4.3.3. Расчетная нагрузка от снега на ферму: $S_p = 1764 \text{ Па}$

4.3.4. Расчетные узловые нагрузки от собственного веса конструкций:

- для промежуточных узлов

$$G = (g_n + g_{св.}) B \frac{L_p}{4} = (895 + 231) \times 6 \times \frac{23,584}{4} = 39833 \text{ Н};$$

- для опорных узлов

$$G_{оп} = \frac{G}{2} = \frac{39833}{2} = 19917 \text{ Н.}$$

4.3.5. Расчетные узловые нагрузки от снега:

- для промежуточных узлов

$$S = S_p B \frac{L_p}{4} = 1764 \times 6 \times \frac{23,584}{4} = 62403 \text{ Н}$$

- для опорных узлов

$$S = \frac{62403}{2} = 31202 \text{ Н}$$

4.4. Статический расчет фермы

Целью статического расчета является определение максимально-возможных усилий во всех элементах фермы при реальных сочетаниях постоянной (от собственного веса) и временной (от снега) нагрузок.

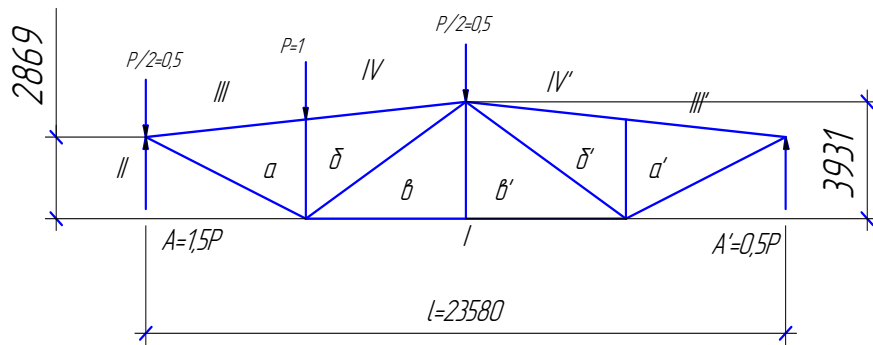
Возможны два сочетания нагрузок:

первое – постоянная + снеговая нагрузка по всему пролету;

второе – постоянная нагрузка по всему пролету + снеговая на половине пролета.

Ветровую нагрузку ввиду её малого влияния на усилия в элементах фермы можно не учитывать.

Усилия в элементах фермы определяются графическим способом (путем построения диаграммы Максвелла – Кремоны) от узловых нагрузок $P = 1$, расположенных на одной (левой) половине фермы (рисунок 4.2). Полученные усилия в элементах фермы заносят в таблицу 4.2 с последующим умножением их на расчетные узловые нагрузки.



Масштаб:
 Сил - 1Н - 4см
 Длины - 1м - 0,5 см

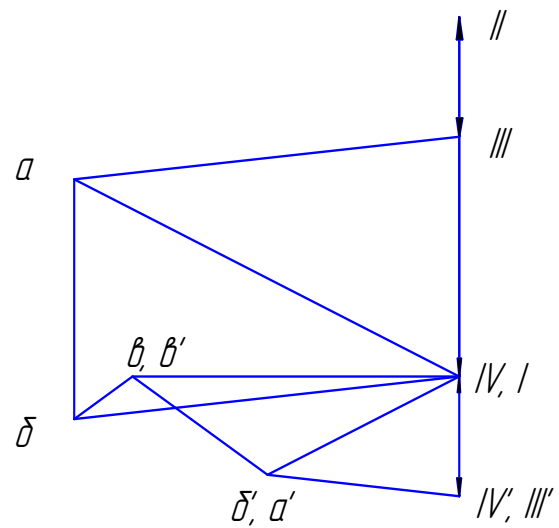


Рис. 4.2. Определение усилий в элементах фермы с помощью построения диаграммы МАКСВЕЛЛА-КРЕМОНЫ

Усилия в элементах фермы

Таблица 4.2

Элемент фермы	Обозначение стержней	У с и л и я									Обозначение усилий	
		от единичной нагрузки			от постоянной нагрузки $G = 39833 \text{ Н}$	от снеговой нагрузки $S = 62403 \text{ Н}$			расчетные, Н			
		слева	справа	по всему пролету		слева	справа	по всему пролету	+	-		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Верхний пояс	а – III	-1,78	-0,78	-2,56	-101973	-111077	-48674	-159752			261724	0_1
	б - IV	-1,78	-0,78	-2,56	-101973	-111077	-48674	-159752			261724	0_1
Нижний пояс	а – I	1,95	0,85	2,80	111532	121686	53043	174728	286261			U_1
	в - I	1,51	1,51	3,02	120296	94229	94229	188457	308753			U_2
Раскос	б - в	0,32	-0,72	-0,40	-15933	19969	-44930	-24961	4036	60863		D_1
Стойка	а - б	-1,00	0,00	-1,00	-39833	-62403	0,00	-62403		102236		V_1
Реакция	А	-1,5	-0,5	-2,00	-79666	-93605	-31202	-124806			204472	А
	А'	-0,5	-1,5	-2,00	-79666	-31202	-93605	-124806			204472	А'

4.5. Расчёт элементов фермы.

4.5.1. Расчёт панелей верхнего пояса.

Верхний пояс фермы проектируется из отдельных клееных блоков (панелей) длиной $l_n = 5,926$ м.

Панель верхнего пояса представляет собой прямолинейный стержень с шарнирно-закрепленными концами, на который действует продольная сжимающая сила - O_1 , приложенная с эксцентриситетом e относительно геометрической оси сечения и поперечная нагрузка - q (рисунок 4.3.)

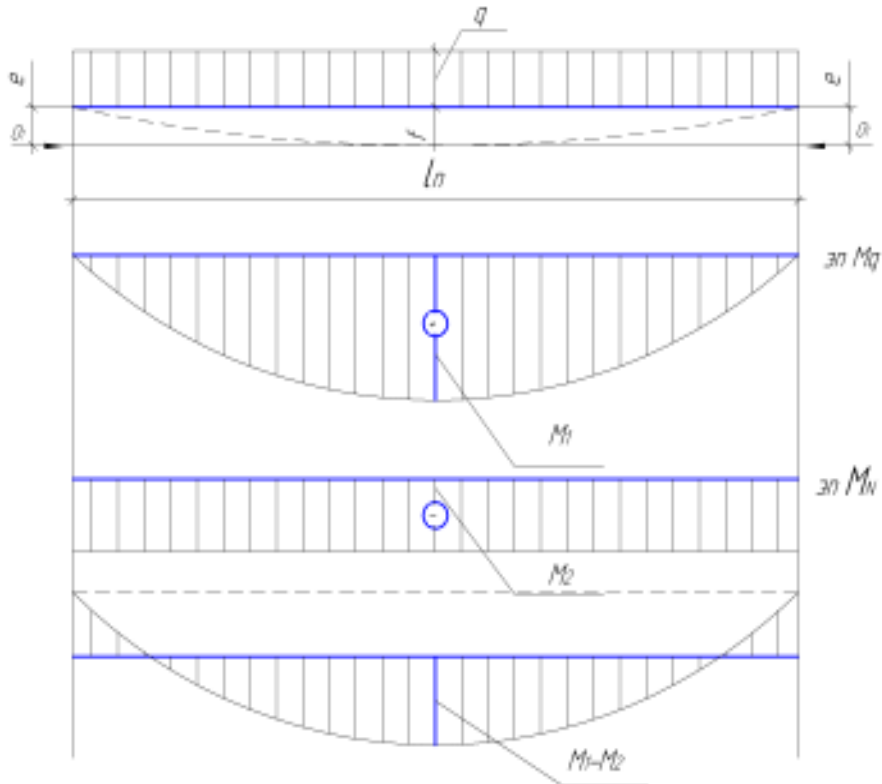


Рисунок 4.3 - Расчетная схема панели верхнего пояса

Расчет панели на прочность производится как сжато-изгибаемого элемента по формулам (см. п. 6.17, 6.18 [1]):

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_c$$

где: $N=O_1$ - расчетная сжимающая сила;

$F_{\text{расч}}$ - расчетная площадь поперечного сечения;

$W_{\text{расч}}$ - расчетный момент сопротивления поперечного сечения;

R_c - расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон.

В необходимых случаях R_c умножается на коэффициенты:

m_d, m_n, m_e - коэффициенты условий работы, рассмотренные в п. 5.2 б, в [1] данного указания;

m_b - коэффициенты масштабности сечения, принимаемый по таблице 9 [1];

m_{cl} - коэффициент, учитывающий толщину слоев клееного элемента, принимаемый по табл.10 [1];

M_d - деформационный изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме;

- для шарнирно – опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов параболического и близкого к ним очертания M_d следует определять по формуле:

$$M_{d1} = \frac{M_q}{\xi}$$

- для шарнирно-опертых элементов при треугольном или прямоугольном очертании эпюры изгибающих моментов M_d равен:

$$M_{d2} = \frac{M_N}{K_n \cdot \xi}$$

где: M_d и M_N - изгибающие моменты в расчетном сечении от действия поперечной q и продольной нагрузки N без учета дополнительного момента $N \cdot f$ (где: f – полный прогиб элемента от действия всех нагрузок);

ξ - коэффициент, изменяющийся от 0 до 1, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{6p} \cdot R_c};$$

φ -по формуле п. 6.3[1];

-при $\lambda \leq 70$

$$\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2;$$

-при $\lambda > 70$

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

λ - гибкость элемента в плоскости изгиба

$$\lambda = \frac{l_n \mu}{r};$$

μ - коэффициент, учитывающий условия закрепления концов элемента, значения которого определяются по п.6.6 [1];

l_n - длина элемента;

r - радиус инерции поперечного сечения элемента;

k_H - поправочный коэффициент, определяемый по формуле

$$k_H = \alpha_H + \xi (1 - \alpha_H),$$

$\alpha_H = 0,81$ - при эпюрах прямоугольного очертания.

В нашем случае поперечная нагрузка q создает эпюру изгибающих моментов параболического очертания, а продольная сила O_1 – прямоугольного.

Максимальные значения изгибающих моментов M_q и M_N определяются по формулам:

$$M_q = \frac{ql_n^2}{8}; \quad M_N = O_1 \cdot e$$

Значение изгибающего момента M_{δ} в формуле сжато-изгибаемого элемента может быть определено как разность деформационных моментов от каждой из нагрузок:

$$\begin{aligned} M_{\delta} &= M_{\delta 1} - M_{\delta 2} = \\ &= \frac{M_q}{\xi} - \frac{M_N}{\xi k_H} = \frac{1}{\xi} \left(M_q - \frac{M_N}{k_H} \right) \end{aligned}$$

Расчет панели на скалывание производится как сжато-изгибаемого элемента по формулам (см. п. 6.18 [1]):

$$\frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \cdot b_{\text{рас}}} + \Delta\tau \leq R_{\text{ск}}$$

Где: $Q = q \cdot l_n / 2$ - поперечная нагрузка на верхний пояс;

$S_{\text{рас}} = S'_{\text{бр}}$ - расчетный статический момент равный статическому моменту брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$J_{\text{рас}} = J_{\text{бр}}$ - расчетный момент инерции поперечного сечения равный моменту инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$$\Delta\tau = \frac{0,75 \cdot N \cdot e}{b_{\text{рас}} \cdot h_{\text{рас}}^2}$$

$R_{\text{ск}}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон.

Расчёт панели верхнего пояса БВ

Сечение клееных панелей верхнего пояса комплектуется из досок нормального сортамента пиломатериалов по ГОСТ 24454-80* с учетом припусков на фрезерование их пластей до склеивания пакета и фрезерования боковых граней склеенного пакета.

В качестве исходных принимаются доски сечением 150 x 32 мм. После двустороннего фрезерования толщина досок составит 150 x 26 мм (см. таблицу 2 Приложения 1).

Задаемся сечением панелей верхнего пояса, склеенных из 24 досок толщиной 26 мм. Тогда высота поперечного сечения составит: $h_n = 24 \times 26 = 624$ мм. Ширина сечения после двустороннего фрезерования боковых граней клееных блоков панелей равняется: $b_n = 150 - 15 = 135$ мм.

Для принятого сечения: $m_б = 0,95$; $m_{сл} = 1,05$; $m_{п} = 1$

Геометрические характеристики поперечного сечения:

Площадь: $F_n = b_n \cdot h_n = 13,5 \times 62,4 = 842 \text{ см}^2 (842 \times 10^{-4} \text{ м}^2)$;

Момент сопротивления:

$$W_n = \frac{b_n \cdot h_n^2}{6} = \frac{13,5 \times 62,4^2}{6} = 8761 \text{ см}^3 (8761 \times 10^{-6} \text{ м}^3);$$

Момент инерции:

$$J_n = \frac{b_n \cdot h_n^3}{12} = \frac{13,5 \times 62,4^3}{12} = 273342 \text{ см}^4 (273342 \times 10^{-8} \text{ м}^4);$$

Статический момент:

$$S_n = \frac{b_n \cdot h_n^2}{8} = \frac{13,5 \times 62,4^2}{8} = 6571 \text{ см}^3 (6571 \times 10^{-6} \text{ м}^3);$$

Гибкость в плоскости фермы:

$$\lambda = \frac{l_n}{0,289 h_n} = \frac{5,926}{0,289 \times 0,624} = 32,9$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы

$$O_1 = 261724 \text{ Н}$$

$$\xi = 1 - \frac{0_1}{\varphi \cdot F_n \cdot R_c \cdot m_{cl} \cdot m_{\sigma}}$$

$$= 1 - \frac{261724}{0,913 \times 842 \times 10^{-4} \times 15 \times 10^6 \times 1,05 \times 0,95} = 0,772$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{32,9}{100} \right)^2 = 0,913;$$

Расчетная равномерно-распределенная нагрузка от собственного веса элементов покрытия (кровля, плиты покрытия) и снега:

$$q_1 = (q_n + S) \cdot B = (895 + 1764) \times 6 = 15954 \text{ Н/м}$$

Считая, что на верхний пояс фермы приходится $2/3$ её собственного веса [10], определим значение расчетной равномерно-распределенной нагрузки от собственного веса фермы:

$$q_2 = 2/3 q_{cb} \cdot B = 2/3 \times 231 \times 6 = 924 \text{ Н/м.}$$

Полная линейная нагрузка на верхний пояс:

$$q = q_1 + q_2 = 15954 + 924 = 16878 \text{ Н/м}$$

Полная нагрузка на верхний пояс:

$$Q = \frac{q \cdot l_n}{2} = \frac{16878 \cdot 5,926}{2} = 50010 \text{ Н}$$

Изгибающий момент в середине панели верхнего пояса от линейной нагрузки:

$$M_q = \frac{q l_n^2}{8} = \frac{16878 \times 5,926^2}{8} = 74089 \text{ Нм}$$

Значение эксцентриситета e приложения сжимающей силы O_1 определяется из условия прочности торцевого металлического швеллера на изгиб, в который упирается нижней частью сечения опорная панель БВ в узле Б (рисунок 4.4):

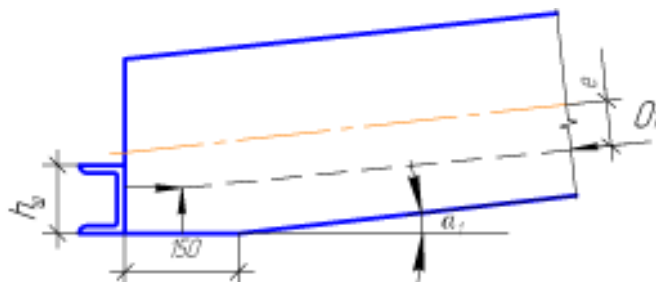


Рисунок 4.4 – К расчету значения эксцентриситета

Равномерно-распределенная нагрузка на швеллер:

$$q_{ш} = \frac{0_1}{b_{ш}} = \frac{261724}{0,135} = 1938696 \text{ Н/м}$$

Изгибающий момент в швеллере:

$$M_{ш} = \frac{q_{ш} \cdot b_{ш}^2}{8} = \frac{1938696 \times 0,135^2}{8} = 4417 \text{ Нм}$$

Требуемый момент сопротивления швеллера:

$$W_{тр} = \frac{M_{ш}}{R_y} = \frac{4417}{250 \times 10^6} = 17,67 \times 10^{-6} \text{ м}^3 (17,67 \text{ см}^3)$$

$R_y = 250 \times 10^6 \text{ Па}$ – расчетное сопротивление стали по пределу текучести.

Принимаем швеллер № 30П по ГОСТ 8240-97 с моментом сопротивления $W_y = 54,8 \text{ см}^3 > W_{тр.} = 17,67 \text{ см}^3$.

В этом случае эксцентриситет сжимающей силы O_1 относительно геометрической оси сечения равняется (см. рисунок 4.3):

$$e = \frac{h_n - 1,5}{2} - \frac{h_{ш}}{2} = \frac{62,4 - 1,5}{2} - \frac{30}{2} = 15,5 \text{ см} \leq \frac{1}{4} h_n = 15,6 \text{ см}$$

Проверка древесины на смятие плоскостью швеллера:

$$\frac{0_1}{b_1 \cdot h_{ш}} = \frac{261724}{0,135 \times 0,3} = 6,5 \times 10^6 \text{ Па} < R_c = 15 \times 10^6 \text{ Па}$$

$R_c = 15 \times 10^6 \text{ Па}$ – расчетное сопротивление древесины на смятие вдоль волокон принято в виду малости угла наклона верхнего пояса $\alpha_1 = 5^\circ 42'$.

Изгибающий момент от действия сжимающей силы O_1 :

$$M_N = O_1 \cdot e = 261724 \times 0,155 = 40567 \text{ Нм}$$

Значение коэффициента κ_H :

$$\kappa_H = \alpha_H + \xi(1 - \alpha_H) = 0,81 + 0,772(1 - 0,81) = 0,957$$

Значение изгибающего момента M_d :

$$M_d = \frac{1}{\xi} \left(M_q - \frac{M_N}{K_H} \right) = \frac{1}{0,772} \left(74089 - \frac{40567}{0,98} \right) = 41061 \text{ Нм}$$

Проверка прочности панели

- при полном загрузении снеговой нагрузкой:

$$\begin{aligned} \frac{O_1}{F_n} + \frac{M_d}{W_n} &= \frac{261724}{842 \times 10^{-4}} + \frac{41061}{8761 \times 10^{-6}} = 3,12 \times 10^6 + 4,69 \times 10^6 = \\ &= 7,81 \times 10^6 \text{ Па} < R_c \cdot m_{cl} \cdot m_b \cdot m_{II} = 15 \times 10^6 \times 1,05 \times 0,95 \times 1 \\ &= 14,96 \times 10^6 \text{ Па} \end{aligned}$$

- при одностороннем загрузении левой половины фермы снеговой нагрузкой (см. таблицу 4.2):

$$\begin{aligned} O'_1 &= -101973 - 111077 = -213050 \text{ Н}; \\ M_N &= O'_1 e = -213050 \times 0,155 = -33023 \text{ Нм}; \\ \xi &= 1 - \frac{O_1}{\varphi F_n R_c m_{cl} m_b m_{II}} = \\ &= 1 - \frac{213050}{0,913 \times 842 \times 10^{-4} \times 15 \times 10^6 \times 1,05 \times 0,95 \times 1} = 0,815; \end{aligned}$$

$$k_H = \alpha_H + \xi(1 - \alpha_H) = 0,81 + 0,815(1 - 0,81) = 0,965$$

$$M_d = \frac{1}{\xi} \left(M_q - \frac{M_N}{K_H} \right) = \frac{1}{0,815} \left(74089 - \frac{33023}{0,965} \right) = 48918 \text{ Нм}$$

$$\begin{aligned} \frac{O'_1}{F_n} + \frac{M_d}{W_n} &= \frac{213050}{842 \times 10^{-4}} + \frac{48918}{8761 \times 10^{-6}} = \\ &= 2,53 \times 10^6 + 5,58 \times 10^6 = 8,11 \times 10^6 \text{ Па} < R_c \cdot m_{cl} \cdot m_b \cdot m_{II} = 14,96 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Проверка прочности на скалывание панели при полном загрузении снеговой нагрузкой:

$$\begin{aligned} \frac{Q \cdot S_{рас}}{J_{рас} \cdot b_{рас}} + \Delta\tau &= \frac{50010 \cdot 6571 \cdot 10^{-6}}{273342 \cdot 10^{-8} \cdot 13,5 \cdot 10^{-2}} + \frac{0,75 \cdot 261724 \cdot 0,155}{13,5 \cdot 10^{-2} \cdot 62,4^2 \cdot 10^{-4}} \\ &= 0,89 \times 10^6 + 0,58 \times 10^6 \text{ Па} = 1,47 \times 10^6 \leq R_{ск} = 1,5 \times 10^6 \text{ Па} \end{aligned}$$

Таким образом, принятое сечение панелей верхнего пояса $b_n \times h_n = 13,5 \times 62,4$ см удовлетворяют условиям прочности.

4.5.2. Расчёт нижнего пояса ДД', раскоса БД.

Максимальное условие в нижнем поясе (см. таблицу 4.2) $U_2 = 308753 \text{ Н}$

Необходимая площадь сечения стального пояса из условия прочности на растяжение (см. п. 7.1.1 [4]):

$$A = \frac{U_2}{R_y \gamma_c} = \frac{308753}{250 \times 10^6 \times 1} = 1235 \times 10^{-6} \text{ м}^2 (12,35 \text{ см}^2)$$

где: $\gamma_c = 1$ - коэффициент условия работы стали (см. таб. 1 [4])

Проектируем нижний пояс из двух уголков $90 \times 56 \times 6$ по ГОСТ 8510-86 с общей площадью сечения:

$$A = 2 \times 8,54 = 17,08 \text{ см}^2 = 17,08 \times 10^{-6} \text{ м}^2$$

Гибкость пояса в вертикальной плоскости не превышает предельную: (см. таб. 33 [4])

$$\lambda_x = \frac{l_n}{r} = \frac{589,6}{2,88} = 204,7 < 400$$

Здесь: $l_n = 5,896 \text{ м}$ – длина панели нижнего пояса;

$r = 2,88 \text{ см}$ – радиус инерции уголка относительно горизонтальной оси .

Изгибающий момент в нижнем поясе от собственного веса

$$M_{\text{с.в.}} = \frac{q \cdot l_n^2}{8} = \frac{134 \times 5,896^2}{8} = 582 \text{ Нм}$$

где: $q = 2 \times 6,7 \times 10 = 134 \text{ Н/м}$ – погонный вес пояса.

Растягивающие напряжения в поясе с учетом собственного веса

$$\begin{aligned} \frac{U_2}{A_{\text{нт}}} + \frac{M_{\text{св}}}{W_{\text{min}}} &= \frac{308753}{17,08 \times 10^{-4}} + \frac{582}{23,34 \times 10^{-6}} = 183,3 \times 10^6 + 24,98 \times 10^6 = \\ &= 208,30 \times 10^6 \text{ Па} < R_y = 240 \times 10^6 \text{ Па} \end{aligned}$$

где: $W_{\text{min}} = 2 \times \frac{J_x}{h - z_0} = 2 \times \frac{70,58}{9 - 2,95} = 23,33 \text{ см}^3 = (23,33 \times 10^{-6} \text{ м}^3)$

- момент сопротивления поперечного сечения пояса при расположении уголков полками вверх;

J_x – момент инерции уголка относительно горизонтальной оси;

z_0 – расстояние от полки до центра тяжести уголка.

Такое же сечение принимаем и для растянутого раскоса БД.

4.5.3. Расчёт стоек АБ и ВД, нижнего пояса АД

На стойку АБ действует сжимающее усилие, равное опорной реакции фермы $R_A = 204472$ Н. Минимальный размер поперечного сечения стойки определяем из условия достижения предельной гибкости, которая для опорных стоек ферм согласно табл. 17 [1] равна $\lambda_{пр} = 120$.

$$h_{c.o} = \frac{h_0}{0,289 \cdot \lambda_{пр}} = \frac{287}{0,289 \times 120} = 8,28 \text{ см}$$

Принимаем стойку в виде клееного пакета из 8 досок шириной 15 см и толщиной 26 мм (доски толщиной 32 мм до острожки). После двустороннего фрезерования боковых граней клееного пакета размеры поперечного сечения стойки АБ составят $F_{c.o} = b_{c.o} \cdot h_{c.o} = 13,5 \times 20,8 = 280,8 \text{ см}^2$. Высота поперечного сечения стойки принята конструктивно с учетом размещения опорного узла А фермы на обвязочном бруске и работы древесины последнего на смятие поперек волокон под стойкой АБ (см. ниже п. 4.6.4).

Гибкость стойки

$$\lambda_{c.o} = \frac{h_0}{0,289 \cdot b_{c.o}} = \frac{287}{0,289 \times 13,5} = 73,6 < 120$$

Коэффициент продольного изгиба при $\lambda > 70$ определяется по формуле (см. п. 6.3. [1])

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{73,6^2} = 0,554$$

Проверка устойчивости стойки АБ

$$\frac{R_A}{\varphi F_{c.o}} = \frac{204472}{0,56 \times 280,8 \times 10^{-4}} = 13,14 \times 10^6 \text{ Па} \leq R_c m_{cl} m_b m_{п} = 15,8 \times 10^6 \text{ Па}$$

В промежуточной стойке ВД действует сжимающее усилие $V_1 = 102236$ Н (см. таблицу 4.2). Задаваясь предельной гибкостью стойки $\lambda_{пр} = 150$ (согласно таблицы 17 [1]) определяем минимальный размер поперечного сечения стойки ВД.

$$h_0 = \frac{l_c}{0,289 \cdot \lambda_{пр}} = \frac{334,1}{0,289 \times 150} = 7,7 \text{ см}$$

Принимаем стойку в виде клееного пакета из 5-ти досок шириной 15 см и толщиной 26 мм. После фрезерования боковых граней размеры поперечного сечения составят $b_c \cdot h_c = 13,5 \times 13 \text{ см}$.

При этом $F_c = 13,5 \times 13,0 = 175,5 \text{ см}^2 (175,5 \times 10^{-4} \text{ м}^2)$;

$$\lambda_c = \frac{334,1}{0,289 \times 13,0} = 88,93 \text{ см}$$

Для гибкости $\lambda > 70$ (п. 6.3 [1])

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{88,93^2} = 0,38$$

Проверка устойчивости стойки ВД

$$\frac{V_1}{\varphi F_c} = \frac{103670}{0,38 \times 175,5 \times 10^{-4}} = 15,3 \times 10^6 \text{ Па} < R_c m_{сл} m_б m_{п} = 15,8 \times 10^6 \text{ Па}$$

Поперечное сечение нижнего пояса АД принимаем конструктивно,
 $b_c \cdot h_c = 13,5 \times 13 \text{ см}$.

4.5.4. Расчет раскоса ДГ.

Расчетные усилия в раскосе: сжимающее $D_1 = -60483 \text{ Н}$, растягивающее $D_2' = +4036 \text{ Н}$ (см. таблицу 4.2).

Задаваясь предельной гибкостью раскоса $\lambda_{пр} = 150$ (таблица 17 [1]) определяем минимальный размер поперечного сечения:

$$h_p = \frac{l_p}{0,289 \cdot \lambda_{пр}} = \frac{708,6}{0,289 \times 150} = 16,3 \text{ см}$$

Принимаем раскос в виде клееного пакета из 7 досок шириной 150 мм и толщиной 26 мм. Окончательные размеры поперечного сечения раскоса после острожки боковых граней составят $b_p \cdot h_p = 13,5 \times 18,2 \text{ см}$.

Определяем площадь: $F_p = b_p \cdot h_p = 13,5 \times 18,2 = 246 \text{ см}^2 (246 \times 10^{-4} \text{ м}^2)$

$$\lambda_p = \frac{l_p}{0,289b_p} = \frac{708,6}{0,289 \times 18,2} = 134,7 > 70$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda_p^2} = \frac{3000}{134,7^2} = 0,165$$

$$\frac{D_1}{\varphi F_p} = \frac{60863}{0,165 \times 246 \times 10^{-4}} = 14,99 \times 10^6 \text{ Па} < R_c m_{cl} m_\delta = 15,8 \times 10^6 \text{ Па.}$$

4.6 Расчёт узловых соединений

4.6.1. Расчёт крайнего узла Б верхнего пояса.

Конструкция узла показана на рисунке 2.3, Приложения 2.

Верхний пояс фермы в опорном узле упирается в швеллер 1 с ребром жесткости 2, приваренный к вертикальным фасонкам 3. Ребро жесткости делит стенку швеллера на две равные части размерами $b_1 \times a_1 = 6,75 \times 30$ см, которые рассматриваются как отдельные закрепленные пластинки, опорами которых являются фасонки, ребро жесткости и полки швеллера (рисунок П 2.3).

Стенка загружена равномерным давлением торца панели БВ верхнего пояса.

$$\sigma_{ш} = \frac{O_1}{b_{п} h_{ш}} = \frac{261724}{0,135 \times 0,27} = 6,5 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Расчетный изгибающий момент в стенке швеллера определяется по формуле:

$$M_c = \beta \sigma_{ш} b_1^2 = 0,125 \cdot 6,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0675^2 = 3702 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где: $b_1 = 0,0675$ м - длина короткой стороны участка жестко заземленной по четырем сторонам пластины (см. рисунок П2. 6б);

β – коэффициент, принимаемый по таблице 4.3 в зависимости от отношения a_1/b_1 .

Значения коэффициента β

Таблица 4.3.

$\frac{a_1}{b_1}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
β	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

В нашем случае для отношения $a_1/b_1 = \frac{30}{6,75} > 2$ $\beta = 0,125$.

Требуемая толщина стенки:

$$\delta_{ст} = \sqrt{\frac{6M_c}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3702}{250 \cdot 10^6}} = 0,01 \text{ м} = 1,0 \text{ см}$$

Так как требуемая толщина $\delta_{ст}$ превышает фактическую толщину стенки швеллера, равную 0,65 см, то на последнюю наваривается дополнительно лист 4 толщиной 0,4 см.

Ребро жесткости рассчитывается на изгиб с учетом работы стенки швеллера. В этом случае расчетная площадь поперечного сечения (заштрихованная часть на рис 2.3.в) равняется:

$$A_{cr} = \delta_{ш} \cdot \frac{b_{ш}}{2} + \delta_p \cdot h_p = 0,0065 \cdot \frac{0,135}{2} + 0,01 \cdot 0,09 = 0,00134 \text{ м}^2$$

Статический момент площади поперечного сечения относительно оси $x_1 - x_1$:

$$S_{x_1-x_1} = \delta_p \cdot h_p \left(\frac{h_p}{2} + \frac{\delta_{ш}}{2} \right) = 1 \cdot 9 \left(\frac{9}{2} + \frac{0,65}{2} \right) = 43,4 \text{ см}^2 = 43,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Расстояние от оси $x_1 - x_1$ до центра тяжести поперечного сечения (ось $x - x$):

$$Z = \frac{S_{x_1-x_1}}{A_{cr}} = \frac{43,4 \cdot 10^{-4}}{13,4 \cdot 10^{-4}} = 3,2 \text{ см}$$

Момент инерции сечения:

$$\begin{aligned}
 I_{x-x} &= \frac{0,5 b_{\Pi} \delta_{\text{ш}}^3}{12} + \frac{b_{\Pi}}{2} \delta_{\text{ш}} \cdot z^2 + \frac{\delta_p \cdot h_p^3}{12} + b_p \cdot h_p \left(\frac{h_p}{2} + \frac{\delta_{\text{ш}}}{2} - z \right)^2 = \\
 &= \frac{0,5 \cdot 13,5 \cdot 0,65^3}{12} + \frac{13,5}{2} 0,65 \cdot 3,2^2 + \frac{1 \cdot 9^3}{12} + 1 \times \\
 &\quad \times 9 \left(\frac{9}{2} + \frac{0,65}{2} - 3,2 \right)^2 = 129,6 \text{ см}^4 = 129,6 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4
 \end{aligned}$$

Момент сопротивления сечения:

$$W_p = \frac{I_{x-x}}{h_p + 0,5\delta_{\text{ш}} - z} = \frac{129,6}{9 + 0,5 \cdot 0,65 - 3,2} = 21,16 \text{ см}^3 (21,16 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3)$$

Изгибающий момент в ребре жесткости:

$$M_p = \frac{q_p l_p^2}{8} = \frac{0,44 \cdot 10^6 \cdot 0,289^2}{8} = 0,0046 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$q_p = \sigma_{\text{ш}} \frac{b_{\Pi}}{2} = 6,5 \cdot 10^6 \frac{0,135}{2} = 0,44 \cdot 10^6 \text{ Н/м}$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_p}{R_y} = \frac{0,0046 \cdot 10^6}{240 \cdot 10^6} = 19,1 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

меньше фактического $W_p = 21,16 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$.

Горизонтальный лист 5 узла Б проверяется на изгиб от реактивного давления стойки АБ (рис. П2.3.г).

Реактивное давление на лист:

$$\sigma_1 = \frac{R_a}{F_1} = \frac{204472}{280,8 \cdot 10^{-4}} = 728,2 \cdot 10^4 \text{ Па.}$$

Давление верхнего пояса на лист:

$$\sigma_2 = \frac{q \cdot l_n}{2F_2} = \frac{16878 \cdot 5,926}{2 \cdot 202,5 \cdot 10^{-4}} = 246,96 \cdot 10^4 \text{ Па.}$$

где: $q = 16878 \text{ Н/м}$ - полная линейная нагрузка на верхний пояс, стр. 28;

$l_n = 5,926 \text{ м}$ - длина панели верхнего пояса;

$F_1 = 20,8 \cdot 13,5 = 280,8 \text{ см}^2 (280,8 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2)$ - площадь опирания опорной стойки АБ на горизонтальный лист;

$F_2 = 15 \cdot 13,5 = 202,5 \text{ см}^2 (202,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2)$ - площадь опирания верхнего пояса на горизонтальный лист.

Расчетное давление на лист:

$$\sigma_{\text{л}} = \sigma_1 - \sigma_2 = (728,54 - 24696,5) \cdot 10^4 = 481,24 \cdot 10^4 \text{ Па}$$

Правый участок горизонтального листа рассматривается как пластинка с размерами сторон $a_2 \times b_2 = 15 \times 13,5$ см. Максимальный изгибающий момент определяется посередине свободной стороны b_2 по формуле:

$$M_{\text{л}} = \alpha \cdot \sigma_{\text{л}} \cdot b_2^2 = 0,116 \cdot 481,24 \cdot 10^4 \cdot 0,135^2 = 10174 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где: $\alpha = 0,116$ – коэффициент, определяемый по таблице 4.4 при отношении сторон $a_2/b_2 = 1,11$.

Значения коэффициента α .

Таблица 4.4

$\frac{a_2}{b_2}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2,0
α	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,12	0,126	0,132	0,133

При отношении сторон $a_2/b_2 < 0,5$ изгибающий момент определяется по формуле $M = 0,5 \cdot \sigma_{\text{л}} \cdot a^2$.

Требуемая толщина горизонтального листа

$$\delta_{\text{л}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{л}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10174}{230 \cdot 10^6}} = 0,0163 \text{ м} = 1,63 \text{ см}.$$

Принимаем лист толщиной 1,7 см.

Сварные швы, прикрепляющие уголки раскоса БД к вертикальным фасонкам в опорном узле Б, должны воспринимать растягивающее усилие $U_1 = 286261$ Н. Каждый уголок приваривается к фасонке двумя угловыми швами: у обушки и у пера.

Усилие на шов:

у обушки одного уголка

$$T_o = \frac{U_1}{2} \times 0,7 = \frac{286261}{2} \times 0,7 = 100191 \text{ Н};$$

у пера

$$T_{\text{п}} = \frac{U_1}{2} - T_o = \frac{286261}{2} - 101597 = 42940 \text{ Н}.$$

Длина сварного шва определяется по формулам п.14.1.16 [4]:

а) из расчета на срез (условный) по металлу шва:

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

б) из расчета по металлу границы оплавления

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Здесь: $\beta_f = 0,7$ (по таблице 39 [4]);

$k_f = 5$ мм - катет шва, принимается с учетом толщины свариваемых элементов по таблице 38 [4];

l_w - расчетная длина шва, принимаемая на 10 мм меньше его действительной длины;

$R_{\omega f} = 180 \cdot 10^6$ Па - расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва для сварки электродами Э42А (таблице Г.2 [4]);

$\gamma_c = 0,9$ - по табл. 1 [4];

$\beta_z = 1,0$ - по табл. 39 [4];

$R_{\omega z} = \frac{R_{\omega f}}{1.1} = \frac{180}{1.1} = 164$ МПа – расчетное сопротивление угловых швов

среза по металлу границы сплавления (п. 14.1.8 [4]).

Длина шва у обушка равна:

– из расчета на срез (условный) по металлу шва

$$l'_w = \frac{T_o}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{\omega f}} = \frac{100191}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,177 \text{ м}$$

$$= 17,7 \text{ см}$$

– из расчета на срез (условный) по границе сплавления:

$$l''_w = \frac{T_o}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{\omega z}} = \frac{100191}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 164 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,136 \text{ м}$$

$$= 13,6 \text{ см}$$

Длина шва у пера:

$$l'_w = \frac{T_{\Pi}}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{\omega f}} = \frac{42940}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,076 \text{ м}$$

$$= 7,6 \text{ см}$$

$$l''_w = \frac{T_{\Pi}}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{\omega z}} = \frac{42940}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 164 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,058 \text{ м}$$

$$= 5,8 \text{ см}$$

Принимаем длину шва для приварки каждого уголка к фасонкам с учетом удлинения каждого шва на 10 мм:

- у обушки $180 + 10 = 190$ мм;
- у пера $80 + 10 = 90$ мм.

4.6.2. Расчёт промежуточного узла верхнего пояса В

Конструкция узла показана на рисунке 2.4 Приложения 2.

Стык клееных блоков верхнего пояса в узле В с двух сторон перекрывается накладками 1 с размерами сторон поперечного сечения 145×120 мм (из досок до острожки 150×125 мм). Снизу стык клееных блоков поддерживается подбалкой 2 с размерами сечения 135×145 мм (из бруса до острожки 150×150 мм), которая опирается на стойку ВД. Соединение накладок и подбалки с клееными блоками осуществляется с помощью стальных болтов диаметром 12 мм.

Для обеспечения постоянного по величине эксцентриситета по всей длине верхнего пояса в месте стыка панелей в узле В устраивается прорезь глубиной $2e = 2 \cdot 15,5 = 31$ см от верхней кромки.

Деревянная подбалка работает на местное смятие поперек волокон торцом стойки ВД, которая крепится к верхнему поясу с помощью деревянных накладок 3 и металлических болтов диаметром 12 мм. Усилие сжатия в стойке $V_1 = 102236$ Н.

Проверка прочности древесины подбалки на смятие:

$$\frac{V_1}{F_{\text{см}}} = \frac{102236}{175,5 \cdot 10^{-4}} = 5,83 \cdot 10^6 \text{ Па} > R_{\text{см.90}} = 3,0 \cdot 10^6 \text{ Па},$$

где $F_{см} = b_c \cdot h_c = 13,5 \cdot 13,0 = 175,5 \text{ см}^2 (175,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2)$ - площадь поперечного сечения стойки ВД.

Для обеспечения прочности на местное смятие поперек волокон подбалка изготавливается из древесины дуба.

В этом случае:

$$\frac{V_1}{F_{см}} = 5,83 \cdot 10^6 \text{ Па} < R_{см.90} \cdot m_n = 3,0 \cdot 10^6 \cdot 2 = 6,0 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

где: $m_n = 2$ - коэффициент к расчётному сопротивлению смятию поперек волокон для древесины дуба (см.таблица 5[1]).

4.6.3. Расчёт промежуточного узла Д нижнего пояса.

Конструкция узла показана на рисунке П2.5 Приложения 2.

В узле нижнего пояса сходятся пять элементов – раскос БД, стойка ВД, раскос ДГ, панели нижнего пояса АД и ДД', которые своими торцами упираются в металлические диафрагмы.

Расчётные значения усилий в элементах (см. таблицу 4.2):

- в раскосе БД $U_1 = + 286261 \text{ Н};$
- в стойке ВД $V_1 = - 102236 \text{ Н};$
- в раскосе ДГ $D'_1 = + 4036 \text{ Н};$
 $D_1 = - 60863 \text{ Н};$
- в панели ДД' $U_2 = + 308753 \text{ Н}.$

Размеры диафрагм:

- $h_1 = h_p \cdot \cos \alpha_3 = 18,2 \cdot 0,832 = 15,1 \text{ см}$
- $h_2 = h_p \cdot \sin \alpha_3 = 18,2 \cdot 0,5547 = 10,1 \text{ см}$
- $h_3 = h_c/2 = 13,0/2 = 6,5 \text{ см}$
- $h_4 = 10 \text{ см}$ - назначается конструктивно для опирания нулевой панели АД нижнего пояса.

Вертикальная диафрагма 1 рассматривается как закрепленная по трем сторонам пластинка, нагруженная равномерным давлением от горизонтальной составляющей сжимающего усилия D_1 в раскосе ДГ (см. рисунок П2.5.б)

$$\sigma_B = \frac{D_1 \cdot \cos \alpha_3}{F_B} = \frac{60863 \cdot 0,832}{203,9 \cdot 10^{-4}} = 2,48 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

где: $F_B = b_{\Pi} h_1 = 13,5 \cdot 15,1 = 203,9 \text{ см}^2 (203,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2)$ - площадь опирания раскоса ДГ на вертикальную диафрагму.

Расчетный изгибающий момент в середине свободной кромки

$$M_B = \alpha \sigma_B b_B^2 = 0,117 \cdot 2,48 \cdot 10^6 \cdot 0,135^2 = 5288 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

где: $\alpha = 0,117$ - для отношений сторон $\frac{a_B(h_1)}{b_B} = \frac{15,1}{13,5} = 1,12$ (см. таблицу 4.4).

Требуемая толщина вертикальной диафрагмы

$$\delta_B = \sqrt{\frac{6M_B}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5288}{230 \cdot 10^6}} = 0,012 \text{ м} = 1,2 \text{ см}$$

Принимаем $\delta_B = 12 \text{ мм}$.

Горизонтальная диафрагма 2, поддерживаемая снизу вертикальным ребром 3, разделяется на две пластины (см. рисунок П2.5 б). Левая пластинка с размерами сторон $a_{\Gamma}(h_3) \cdot b_{\Gamma} = 6,5 \times 13,5 \text{ см}$ (размеры приняты по контуру давления стойки ВД) рассматривается как закрепленная по трем сторонам, нагруженная равномерным давлением от действия сжимающего усилия в стойке ВД.

$$\sigma_{\Gamma} = \frac{V_1}{F_c} = \frac{102236}{175,5 \cdot 10^{-4}} = 5,83 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

где: $F_c = 175,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ - площадь поперечного сечения стойки ВД.

Расчетный изгибающий момент в пластинке при отношении сторон

$\frac{a_{\Gamma}(h_3)}{b_{\Gamma}} = \frac{6,5}{13,5} = 0,48 \approx 0,5$ определяется по формуле (см. п. 4.6.1.):

$$M_{\Gamma} = 0,5 \sigma_{\Gamma} a_{\Gamma}^2 = 0,5 \cdot 5,83 \cdot 10^6 \cdot 0,065^2 = 12316 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Требуемая толщина горизонтальной диафрагмы

$$\delta_r = \sqrt{\frac{6M_r}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12316}{230 \cdot 10^6}} = 0,018 \text{ м} = 1,8 \text{ см}$$

Принимаем $\delta_r = 20 \text{ мм}$.

Размеры поперечного сечения вертикального ребра 3 определяются из условия работы его на изгиб как балки на двух опорах, загруженной распределенной нагрузки V_1 .

В этом случае изгибающий момент равен:

$$M_p = \frac{ql}{8} = \frac{102236 \cdot 0,135}{8} = 1725 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_p = \frac{M_p}{R_y} = \frac{1725}{240 \cdot 10^6} = 7,19 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 (7,19 \text{ см}^3)$$

Задаваясь толщиной ребра $b_p = 10 \text{ мм}$ определением его высоту

$$h_p = \sqrt{\frac{6W_p}{b_p}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 7,19}{1}} = 6,6 \text{ см}$$

Принимаем высоту вертикального ребра $h_p = 7 \text{ см}$.

Раскос ДГ в узле Д крепится к металлическим фасонкам с помощью болтов диаметром $d = 12 \text{ мм}$, которые воспринимают растягивающее усилие в раскосе $D'_1 = 4036 \text{ Н}$.

Расчетная несущая способность одного условного среза болта определяется по формулам (см. таблицу 20[1]):

а) из условия смятия древесины нагельного гнезда раскоса

$$T_c = 0,5b_p d = 0,5 \cdot 13,5 \cdot 1,2 = 8,1 \text{ кН} = 8100 \text{ Н};$$

б) из условия изгиба болта

$$T_n = 1,8d^2 + 0,02b_p^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 13,5^2 = 6,237 \text{ кН} = 6237 \text{ Н};$$

но не более:

$$T_n = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,2^2 = 3,6 \text{ кН} = 3600 \text{ Н}.$$

Необходимое количество болтов для крепления раскоса к металлическим фасонкам:

$$n = \frac{D'_1}{n_c T_{min}} = \frac{4371}{2 \cdot 3600} = 0,6 \text{ шт.}$$

где: $n_c = 2$ - числа расчётных швов одного болта.

Принимаем конструктивно два болта $d = 12$ мм.

Уголки панели ДД' нижнего пояса крепятся в узле Д с помощью сварных швов, которые должны воспринимать растягивающее усилие $U_2 = 313083$ Н.

Усилие на шов:

– у обушки одного уголка

$$T_o = \frac{U_2}{2} \cdot 0,7 = \frac{308753}{2} \cdot 0,7 = 108064 \text{ Н;}$$

– у пера

$$T_{\pi} = \frac{U_2}{2} - T_o = \frac{308753}{2} - 108064 = 46313 \text{ Н.}$$

Требуемая длина сварного шва у обушка:

$$L'_{\omega} = \frac{T_o}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c} = \frac{108064}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,191 \text{ м} = 19,1 \text{ см}$$

$$L''_{\omega} = \frac{T_o}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c} = \frac{108064}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 164 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,146 \text{ м} = 14,6 \text{ см}$$

Требуемая длина сварного шва у пера:

$$L'_{\omega} = \frac{T_{\pi}}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c} = \frac{46313}{0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,082 \text{ м} = 8,2 \text{ см}$$

$$L''_{\omega} = \frac{T_{\pi}}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c} = \frac{46313}{1 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 164 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,063 \text{ м} = 6,3 \text{ см}$$

Значения коэффициентов $\beta_f, k_f, \gamma_c, \beta_z$ а также $R_{\omega f}$ и $R_{\omega z}$ приведены в п. 4.6.1. при расчёте сварных швов крепления уголков раскоса БД в узле Б.

Принимаем длину сварного шва для приварки каждого уголка к фасонкам с учетом удлинения на 10мм:

– у обушки $195 + 10 = 205$ мм;

– у пера $85 + 10 = 95$ мм.

4.6.4. Расчёт опорного узла А.

Конструкция опорного узла показана на рисунке П 2.6 Приложения 2.

В узле А опорная стойка АБ и нулевая панель нижнего пояса АД крепятся с помощью болтов диаметром $d = 12$ мм к сварному металлическому башмаку, состоящему из вертикальных фасонок 1 толщ. $\delta_{\phi} = 8$ мм и опорной плиты 2.

После установки ферм в проектное положение металлические башмаки узлов присоединяются болтами $d = 16$ мм через опорные плиты к деревянному обвязочному брусу ОБ (сечением 200 х 200 мм), который укладывается в прорези клееных деревянных колонн (рис. 2.6 б).

Размеры опорной плиты определяются из условия работы древесины обвязочного бруса на смятие поперек волокон торцом стойки АБ:

$$F_{\text{оп}} = l_{\text{пл}} \cdot b_{\text{пл}} = \frac{R_a}{R_{\text{см90}}} = \frac{204472}{3 \cdot 10^6} = 682 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 (682 \text{ см}^2)$$

где: $R_{\text{см.90}} = 3 \cdot 10^6$ Па - расчетное сопротивление древесины сосны местному смятию поперек волокон в опорных частях конструкции (таблица 3 [1]).

Так как один из размеров плиты $b_{\text{пл}} = h_{\text{с.о}} = 20,8$ см определяем второй

$$l_{\text{пл}} = \frac{F_{\text{оп}}}{b_{\text{пл}}} = \frac{682691}{20,8} = 32,8 \text{ см}$$

Принимаем размеры опорной плиты $l_{\text{пл}} \times b_{\text{пл}} = 35 \times 21$ см. Длина плиты принята конструктивно из условия расстановки 4-х анкерных болтов, крепящих ферму к обвязочному брусу и подбалке 150 х 200 мм (см. рисунок 2.6 б.).

Толщина плиты определяется из условия изгиба консоли от равномерно распределенного давления по поверхности плиты:

$$\sigma_{\text{пл}} = \frac{R_a}{l_{\text{пл}} \cdot b_{\text{пл}}} = \frac{204472}{0,35 \cdot 0,21} = 2,78 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Изгибающий момент в консоли при расчетной ширине 21 см и вылете консоли (см. рисунок 4.5)

$$l_{\text{к}} = \frac{l_{\text{пл}}}{2} - \frac{b_{\text{с.о.}}}{2} - 0,3 - \frac{\delta_{\phi}}{2} = \frac{35}{2} - \frac{13,5}{2} - 0,3 - \frac{0,8}{2} = 10,05 \text{ см}$$

определяется по формуле:

$$M_{\text{к}} = 0,5 \cdot \sigma_{\text{пл}} \cdot l_{\text{к}}^2 = 0,5 \cdot 2,78 \cdot 10^6 \cdot 0,1005^2 = 14039 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Здесь: 0,3 см – зазор на неточность изготовления.

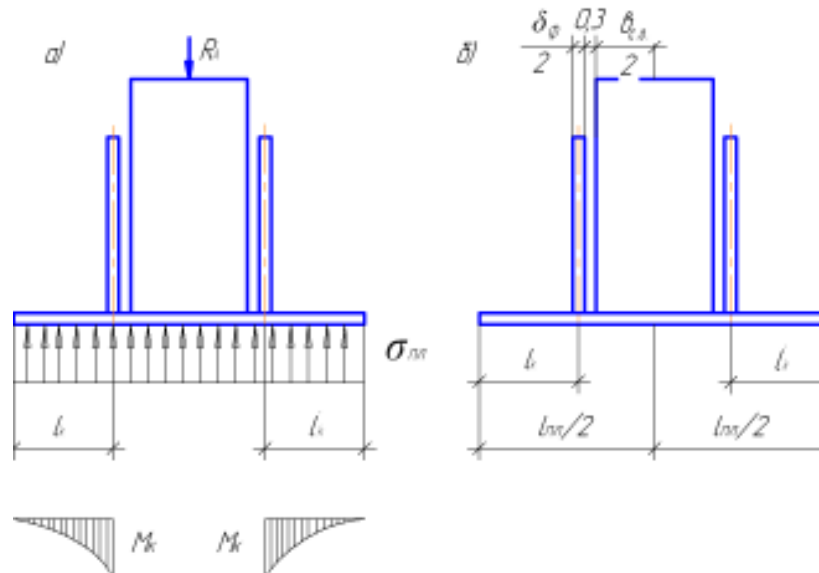


Рис. 4.5. К расчету опорной плиты.

Необходимая толщина плиты:

$$\delta_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{к}}}{R_{\text{у}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 14039}{230 \cdot 10^6}} = 0,019 \text{ м} = 1,9 \text{ см}$$

Принимаем $\delta_{\text{пл}} = 2,0 \text{ см}$.

4.6.5. Расчёт конькового узла Г.

Конструкция узла показана на рисунке П2.7, Приложения 2.

Клееные блоки верхнего пояса в узле Г соединяются между собой парными деревянными накладками 1 сечением 145 x 120 мм (из досок до острожки 150 x 125 мм) и металлическими фланцевыми элементами 2. Соединение накладок с клееными блоками осуществляется с помощью стальных болтов диаметром $d = 12 \text{ мм}$. Необходимый эксцентриситет $e = 15,5 \text{ см}$ обеспечивается верхней прорезью глубиной $2e = 2 \cdot 15,5 = 31 \text{ см}$.

Сжимающее усилие в раскосе $D_1 = -60863 \text{ Н}$ передается парными накладками 3 из металлических швеллеров №18У на фланцы 2 через угловые швы на торцах швеллеров.

Швы срезаются усилием:

$$D_1 \cdot \sin \alpha_3 = 60863 \cdot 0,5547 = 33761 \text{ Н}$$

и сжимаются усилием:

$$D_1 \cdot \cos \alpha_3 = 60863 \cdot 0,8320 = 50638\text{Н}$$

(α_3 - угол наклона раскоса ДГ к горизонту, см. п. 4.2.9).

Общая длина шва:

$$L_\omega = 2(b_{\text{ш}} - 1) + \frac{(h_{\text{ш}} - 1) + (h_1 - 1)}{\cos \alpha_3} = 2(7 - 1) + \frac{(18 - 1) + (14,52 - 1)}{0,8320} = 48,7 \text{ см}$$

где: $b_{\text{ш}}$ и $h_{\text{ш}}$ - соответственно ширина полки и высота швеллера №18У;

$$h_1 = h_{\text{ш}} - 4t = 18 - 4 \cdot 0,87 = 14,52 \text{ см};$$

$t = 0,87$ - средняя толщина полки швеллера № 18У.

Напряжения в швах общей длиной на одном швеллере $L_\omega = 48,7$ см:

$$\tau_1 = \frac{D_1 \cdot \sin \alpha_3}{2\beta_f \cdot k_f \cdot L_\omega} = \frac{33761}{2 \cdot 0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 0,487} = 9,9 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

$$\tau_2 = \frac{D_1 \cdot \cos \alpha_3}{2\beta_f \cdot k_f \cdot L_\omega} = \frac{50638}{2 \cdot 0,7 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 0,487} = 14,9 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Суммарное напряжение:

$$\sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} = \sqrt{9,9^2 + 14,9^2} = 17,9 \text{ МПа} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_c = 180 \cdot 1 = 180 \text{ МПа}$$

Давление от раскоса ДГ передается на швеллеры через стальной лист 4 размерами $b_1 \times a_1 = 13,5 \times 18$ см, который рассматривается как закрепленная по контуру пластинка, нагруженная равномерным давлением торца раскоса ДГ:

$$\sigma_{\text{п}} = \frac{D_1}{b_1 \cdot a_1} = \frac{60860}{0,135 \cdot 0,18} = 2,5 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Расчетный изгибающий момент в пластинке:

$$M_{\text{п}} = \beta \cdot \sigma_{\text{п}} \cdot b_1^2 = 0,071 \cdot 2,5 \cdot 10^6 \cdot 0,135^2 = 3235 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

где: $\beta = 0,071$ для отношения $a_1/b_1 = 18/13,5 = 1,33$ (см. таблицу 4.3).

Требуемая толщина пластинки:

$$\delta_{\text{п}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{п}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3235}{230 \cdot 10^6}} = 0,0092 \text{ м} = 9,2 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta_{\text{п}} = 10$ мм.

Список литературы

1. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Нормы проектирования Актуализированная редакция СНиП II-25-80. / Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011.– 44 с.
2. СП20.13330.2011. Нагрузки и воздействия.Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* /Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011.– 88 с.
3. СП 17.13330.2011Кровли.Нормы проектирования. Актуализированная редакция СНиП II-26-76/Минрегион России. – М.:ОАО «ЦПП», 2011.– 44с
4. СП 16.13330.2011.Стальные конструкции. Нормы проектирования Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/ Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011.– 172 с.
5. СНИП 2.03.09-85.Асбестоцементные конструкции/ Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 99с.
6. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. для вузов/Ю.В. Слицкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гаппоев и др.; Под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986.–543с., ил.
7. Руководство по изготовлению и контролю кач-ва дер. клеёных констр./Центр. науч.-иссл. ин-т строит. конструкций им. В.А.Кучеренко Госстроя СССР.–М.: Стройиздат, 1982.–79 с.
8. Металлические конструкции. В 3т. Т.1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В.Кузнецова (ЦНИИпроект стальконструкция им. Н.П.Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998.–576 стр.
9. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
10. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций. М., Стройиздат, 1977, 189 с. (Центр. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций им. В. А. Кучеренко).
11. ГОСТ 24454-80*Пиломатериалы хвойных пород. Сортамент.
12. ГОСТ 7307-75*.Детали из древесины и древесных материалов. Припуски на механическую обработку.
13. ГОСТ 8240-97.Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент.
14. ГОСТ 19903-74*.Прокат листовой горячекатаный. Сортамент.

*Припуски на фрезерование досок с двух противоположных сторон
без непрофрезерования (ГОСТ 7307-75*)*

Таблица П.1.2.

Номинальная (по сортаменту) толщина досок, мм	Припуски, мм						
	по толщине при номинальной (по сортаменту) ширине досок, мм				по ширине при номинальной (по сортаменту) ширине досок, мм		
	до 55	св. 55 до 95	св. 95 до 195	св. 195 до 290	св. 55 до 95	св. 95 до 195	св. 195 до 290
До 30	<u>3,5</u> 4,0	<u>4,0</u> 4,5	<u>4,5</u> 5,0	<u>5,0</u> 5,5	<u>4,5</u> 5,0	<u>5,0</u> 5,5	<u>5,5</u> 6,0
Св. 30 до 95	<u>4,5</u> 5,0	<u>5,0</u> 5,5	<u>5,5</u> 6,0	<u>6,0</u> 5,5	<u>5,0</u> 5,5	<u>5,5</u> 6,0	<u>6,0</u> 6,5
Св. 95 до 195	—	—	<u>6,0</u> 6,5	<u>6,5</u> 7,0	—	<u>6,0</u> 6,5	<u>6,5</u> 7,0

Примечание: Числитель дроби соответствует величине припуска на фрезерование деталей из древесины сосны, ели, тихты, кедра; знаменатель - лиственницы.

ШВЕЛЛЕРЫ СТАЛЬНЫЕ ГОРЯЧЕКАТАНЫЕ Сортамент (ГОСТ 8240-89)

Таблица П.1.3

№ швел- лера	h	b	s,	Wy, см ³
	Мм			
10П	100	46	4,5	7,37
12П	120	52	4,8	9,84
14П	140	58	4,9	12,90
16П	160	64	5,0	16,40
16аП	160	68	5,0	19,60
18П	180	70	5,1	20,60
18аП	180	74	5,1	24,30
20П	200	76	5,2	25,20
22П	220	82	5,4	31,00
24П	240	90	5,6	39,50
27П	270	95	6,0	46,70
30П	300	100	6,5	54,80
33П	330	105	7,0	64,60
36П	360	110	7,5	76,30
40П	400	115	8,0	89,00

Плита покрытия. Узлы фермы.

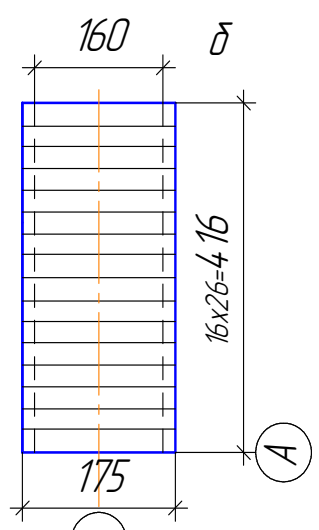
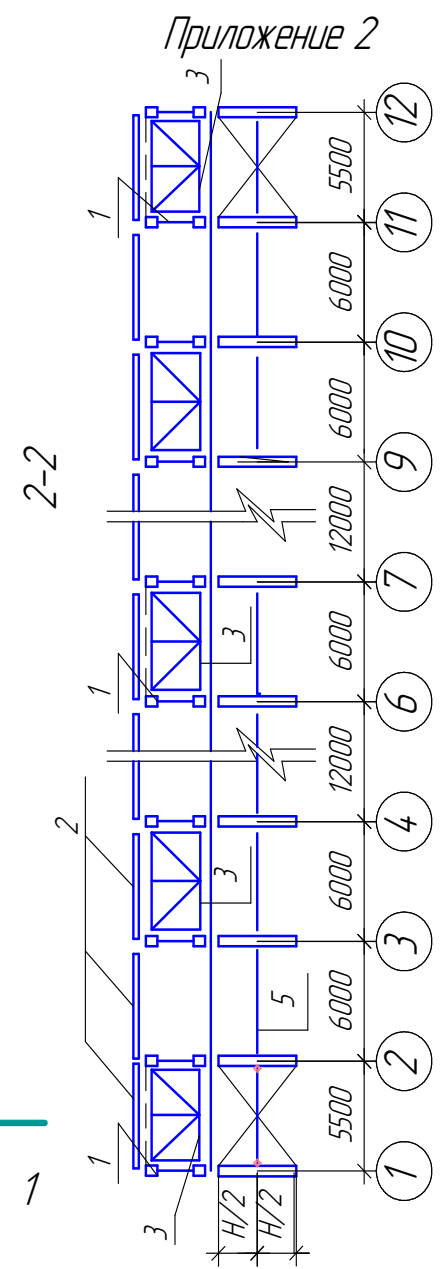
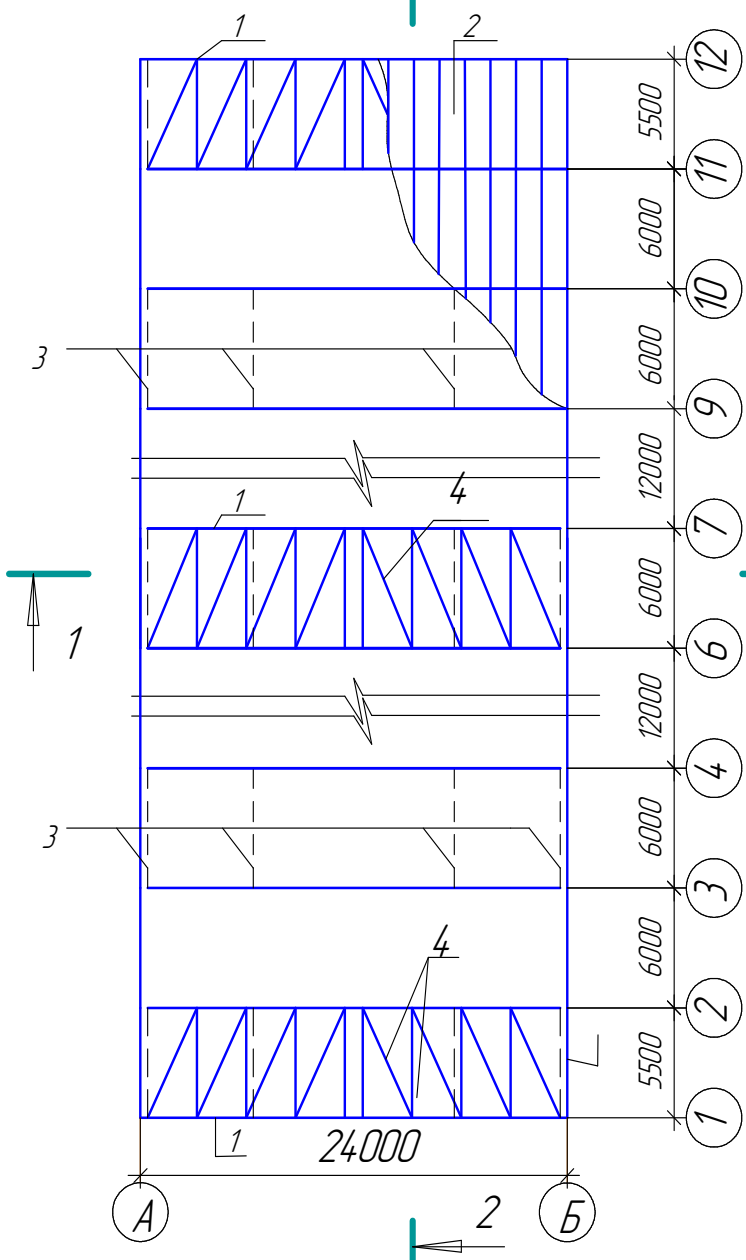
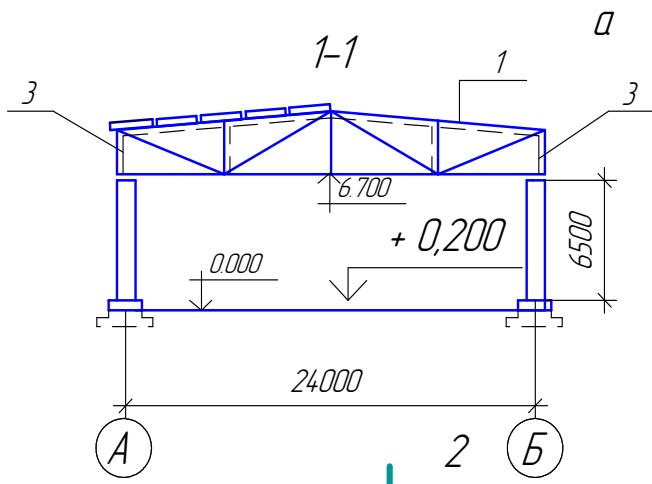


Рисунок П2.1.-Схема покрытия (а) и сечение колонн (delta)

Цифровая ось

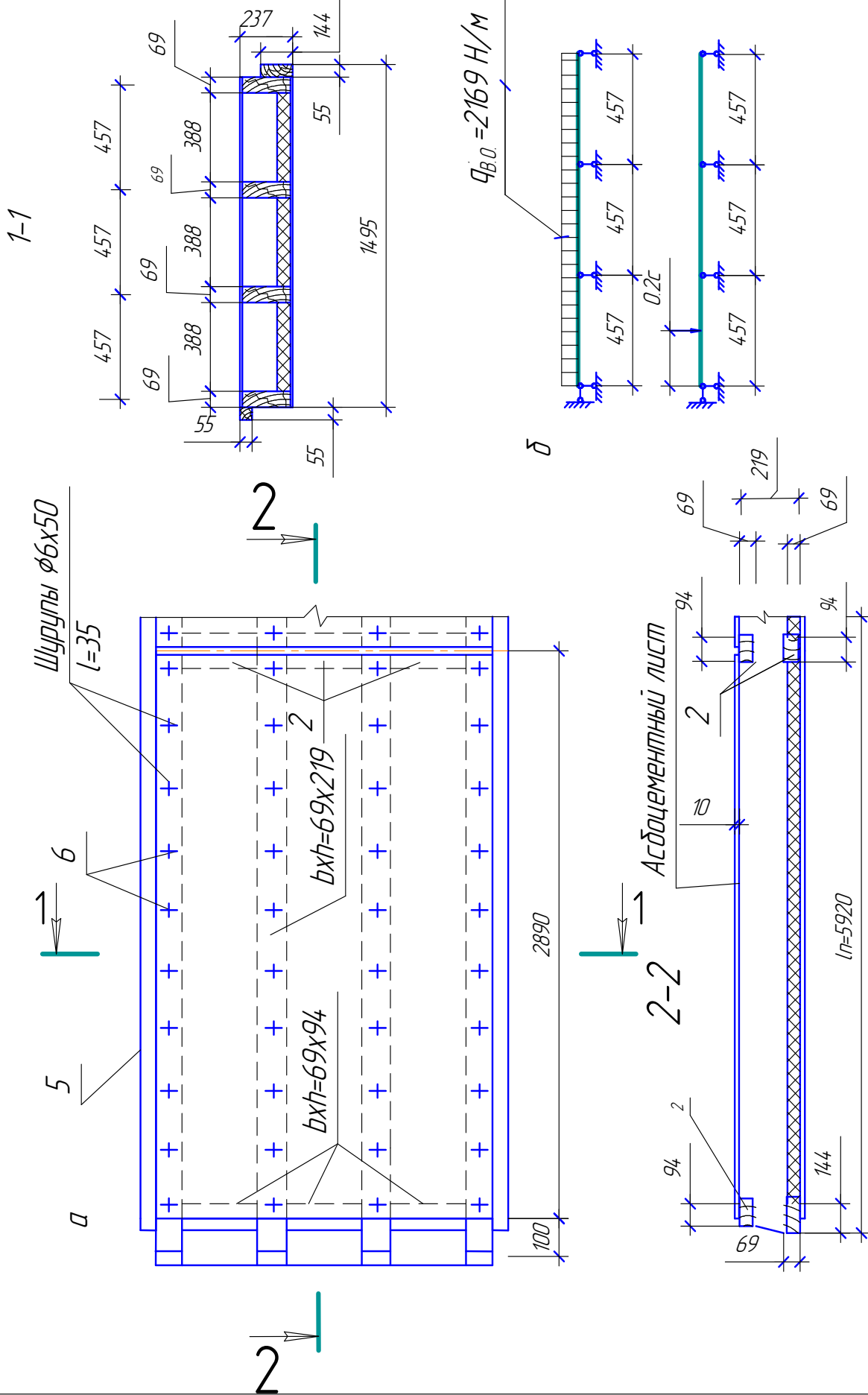


Рисунок П.2.2-Утепленная плита с асбоцементными обшивками (а) и расчетная схема верхней обшивки (δ).

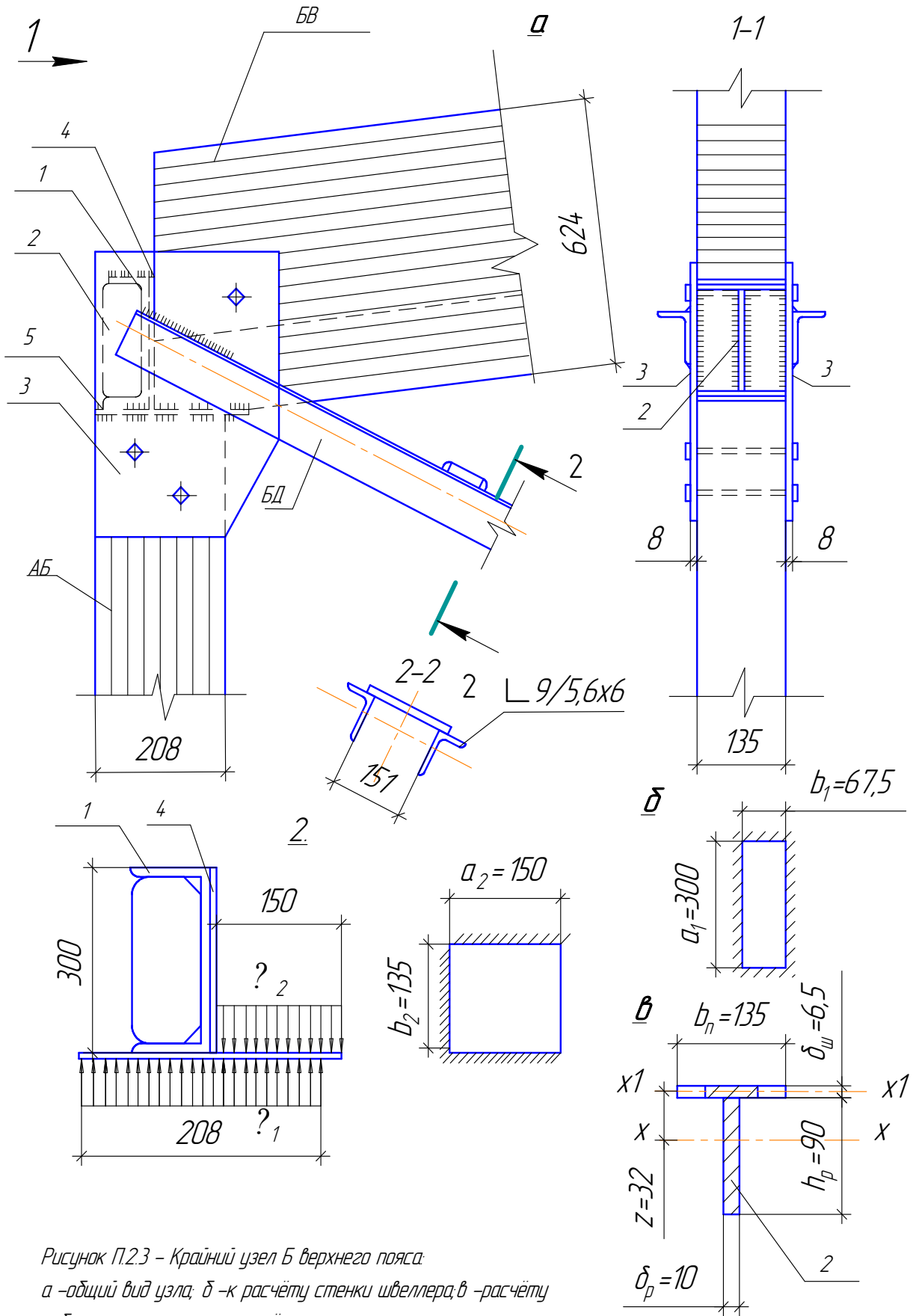


Рисунок П.2.3 – Крайний узел Б верхнего пояса:
 а – общий вид узла; б – к расчёту стенки швеллера; в – расчёту ребра жесткости; г – к расчёту горизонтального листа

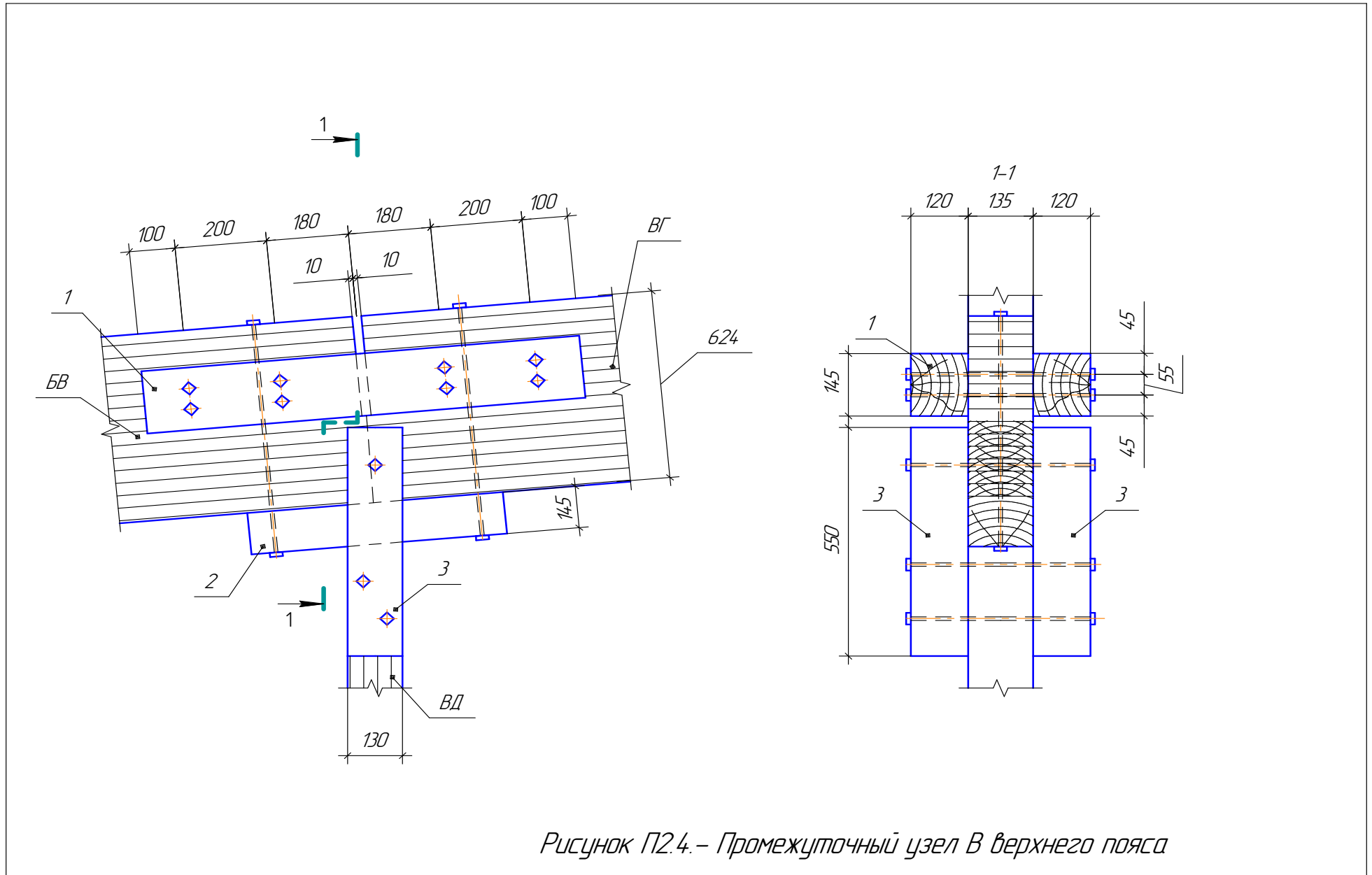


Рисунок П2.4. – Промежуточный узел В верхнего пояса

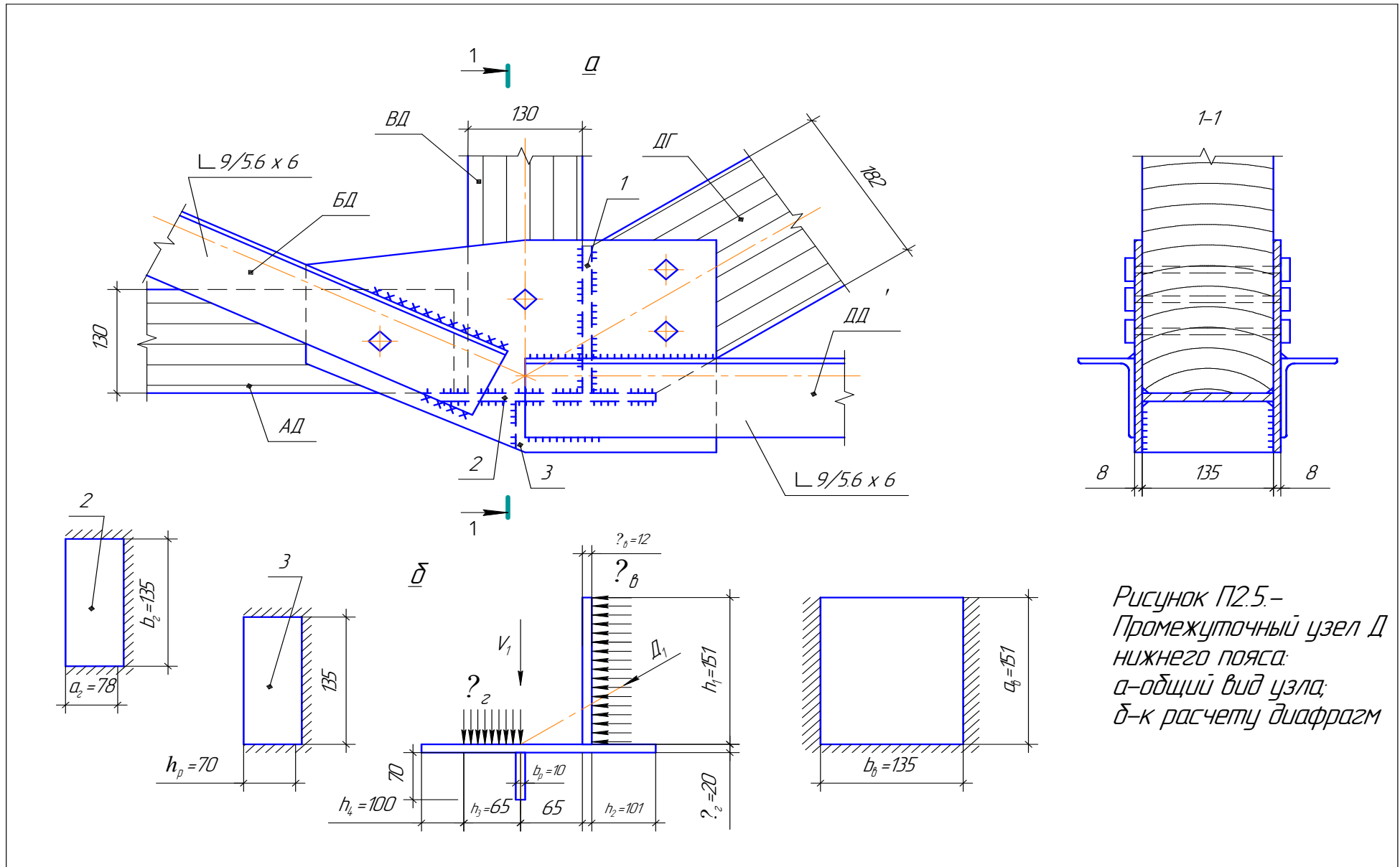


Рисунок П2.5.-
Промежуточный узел Д
нижнего пояса:
а-общий вид узла;
б-к расчету диафрагм

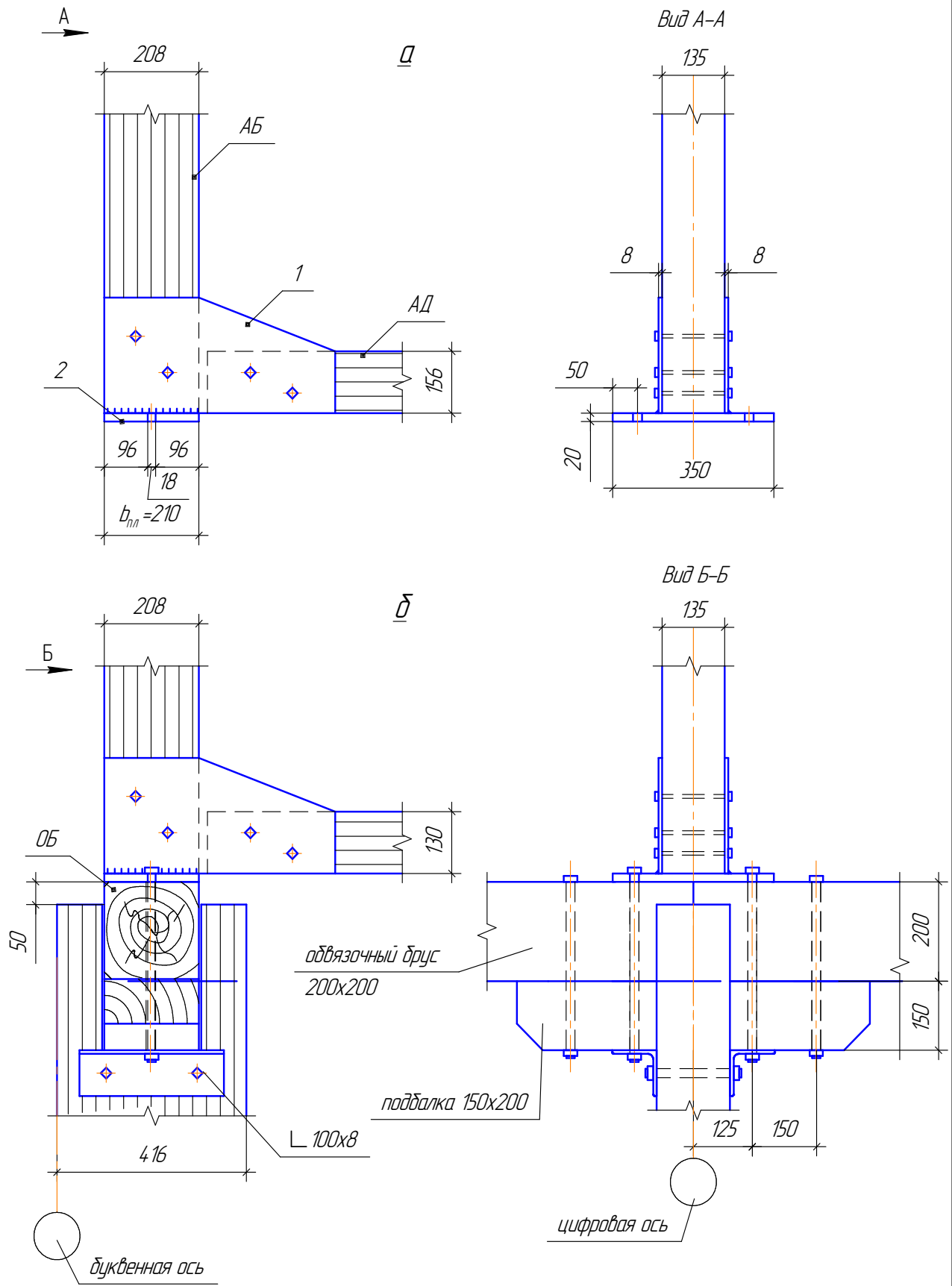


Рисунок П2.6.-Опорный узел А (а) и узел крепления фермы к стойке (б)

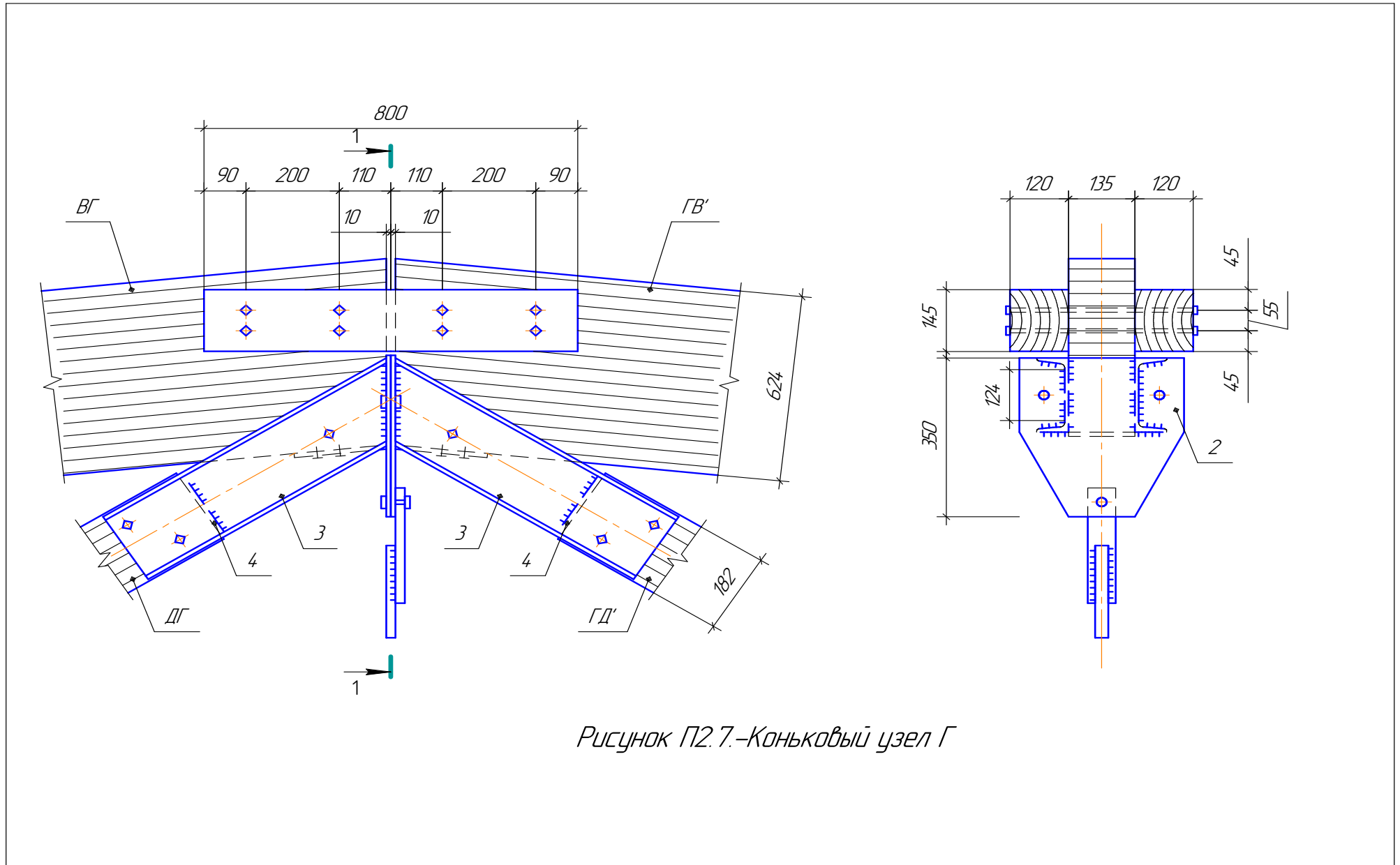


Рисунок П2.7.-Коньковый узел Г

В.В. ЕРМОЛАЕВ, А.С. ТОРОПОВ, И.Н.ШУРЫШЕВ

ПОКРЫТИЕ ПО ТРАПЕЦИЕВИДНЫМ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫМ ФЕРМАМ

Проектирование и конструктивный расчёт

Методические указания для выполнения курсового и дипломного проектов по дисциплине
“Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов 4-го курса направления 270100.62 – “Строительство” с
профилем – “Промышленное и гражданское строительство” и для студентов 5-го курса по специальности
270102.65 – “Промышленное и гражданское строительство”

Пописано к печати Формат 60x90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч.изд.л. 3,8 Усл.печ.л. 4,4 Тираж 500 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65