

В. Г. МИРОНОВ, С. Ю. ЛИХАЧЕВА

Покрытие по сегментным металлодеревянным фермам с клееным верхним поясом

Учебно-методическое пособие



Нижний Новгород
2017

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

В. Г. МИРОНОВ, С.Ю. ЛИХАЧЕВА

Покрытие по сегментным металлодеревянными фермам с клееным верхним поясом

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебно-методического пособия

Нижегород
ННГАСУ
2017

ББК 38.5
М 64
Л 65

Рецензенты:

- В. Г. Котлов* - к.т.н, доцент, директор института строительства и архитектуры, профессор кафедры строительных конструкций и водоснабжения Поволжского государственного технического университета.
- С. И. Рощина* - д.т.н., профессор, зав. кафедрой строительных конструкций Владимирского государственного университета им. А.Г. и Н.Г. Столетовых.

Миронов В.Г., Лихачева С.Ю. Покрытие по сегментным металлодеревянным фермам с клееным верхним поясом. [Текст]: учебно-метод, пос. / В.Г. Миронов, С.Ю. Лихачева; Нижегород. гос. архитектур.- строит, ун-т. - Н. Новгород: ННГАСУ, 2017. - 100 с.
ISBN 978-5-528-00083-1

Представлены основные сведения о фермах, а также пример расчета и конструирования покрытия над зданием ремонтных мастерских. В приложениях приведена основная нормативная информация, необходимая для выполнения расчетов.

Предназначено для студентов очной и заочной форм обучения направления подготовки бакалавриата 08.03.01 «Строительство», изучающих курс «Конструкции из дерева и пластмасс», а также выполняющих ВКР (б) с использованием металлодеревянных ферм.

Пособие подготовлено в рамках выполнения НИР «Исследование прочности и жесткости деревянных балочных конструкций, усиленных материалами из углеродного волокна» (научный руководитель С.Ю. Лихачева) с финансированием из средств Минобрнауки России, в рамках базовой части государственного задания на научные исследования.

ББК 38.5

СОДЕРЖАНИЕ

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ФЕРМАХ	5
ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ.....	11
1. Задание на проектирование.....	11
2. Подбор предварительного сечения колонны и выбор конструктивного решения покрытия	12
3. Расчет плиты покрытия	14
3.1. Конструкция плиты.....	14
3.2. Исходные данные для расчета и проектирования плиты покрытия.....	16
3.3. Геометрические характеристики плиты.....	18
3.3.1. Определение положения центральной оси сечения плиты	19
3.3.2. Моменты инерции относительно центральной оси сечения, приведенные к фанере	20
3.3.3. Моменты инерции относительно центральной оси сечения, приведенные к древесине	20
3.3.4. Моменты сопротивления, приведенные к фанере.....	21
3.3.5. Статические моменты	21
3.4. Подсчет нагрузок на плиту.....	21
3.5. Расчетные усилия в плите	28
3.6. Проверка плиты на прочность	28
3.6.1. Проверка нижней обшивки на растяжение	29
3.6.2. Проверка верхней сжатой обшивки на устойчивость	29
3.6.3. Проверка верхней обшивки на местный изгиб между продольными ребрами от сосредоточенного груза.....	30
3.6.4. Проверка прочности клеевого шва между верхней обшивкой и продольными ребрами на скалывание.....	31
3.6.5. Проверка на скалывание древесины ребер по нейтральному слою	31
3.7. Расчет плиты на жесткость.....	31
4. Проектирование и статический расчет стропильной фермы.....	32
4.1. Исходные данные	32
4.2. Геометрические размеры.....	33
4.2.1. Расчетный пролет фермы.....	33
4.2.2. Высота фермы по осям поясов	33
4.2.3. Радиус кривизны оси верхнего пояса	34
4.2.4. Центральный угол дуги верхнего пояса	34
4.2.5. Длина оси верхнего пояса.....	34
4.2.6. Длина оси панели верхнего пояса (для пятипанельной фермы).....	34
4.2.7. Длина хорды панели верхнего пояса	34
4.2.8. Стрела подъема панели верхнего пояса	36
4.2.9. Длина горизонтальных проекций панелей верхнего пояса	36
4.2.10. Длина панелей нижнего пояса	36
4.2.11. Строительный подъем нижнего пояса фермы.....	36

4.3.	Подсчет нагрузок на ферму	36
4.4.	Статический расчет фермы	40
4.4.1.	Статический расчет фермы с помощью диаграммы	40
	Максвела-Кремоны	40
4.4.2.	Статический расчет фермы с использованием ППП «SCAD»	42
4.5.	Определение расчетных изгибающих моментов в панелях верхнего пояса	48
5.	Конструктивный расчет элементов и узлов фермы	53
5.1.	Конструктивный расчет панелей верхнего пояса	53
5.1.1.	Компоновка сечения верхнего пояса	53
5.1.2.	Проверка прочности наиболее нагруженной	55
	панели верхнего пояса	55
5.1.3.	Проверка устойчивости плоской формы деформирования	57
5.2.	Расчет нижнего пояса	59
5.3.	Расчет раскосов	62
5.3.1.	Определение поперечного сечения раскосов	62
5.3.2.	Расчет крепления планок-накладок к раскосам	63
5.3.3.	Проверка раскоса на прочность при растяжении	67
5.3.4.	Проверка устойчивости планок-накладок	67
5.4.	Расчет опорного узла	70
5.4.1.	Проверка смятия торца верхнего пояса	71
5.4.2.	Расчет упорной плиты	71
5.4.3.	Расчет опорной плиты	72
5.4.4.	Расчет сварных швов для крепления нижнего пояса в опорном узле	73
5.5.	Расчет промежуточного узла верхнего пояса	75
5.5.1.	Расчет панели верхнего пояса на смятие	75
5.5.2.	Расчет металлического вкладыша	76
5.5.3.	Расчет узлового болта	76
5.6.	Расчет промежуточного узла нижнего пояса	79
5.6.1.	Расчет узлового болта	79
5.6.2.	Проверка прочности стыковой накладки	80
6.	ЛИТЕРАТУРА	84
	ПРИЛОЖЕНИЕ А	85
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б	97

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ФЕРМАХ

Металлодеревянные сегментные фермы относятся к современным индустриальным конструкциям и предназначены для применения в покрытиях однопролетных промышленных, общественных и сельскохозяйственных зданий с наружным отводом воды, при пролетах от 12 до 36 метров.

Применение фонарей верхнего света и подвешеного оборудования значительно усложняет конструкцию ферм, поэтому в покрытиях с сегментными фермами не рекомендуется.

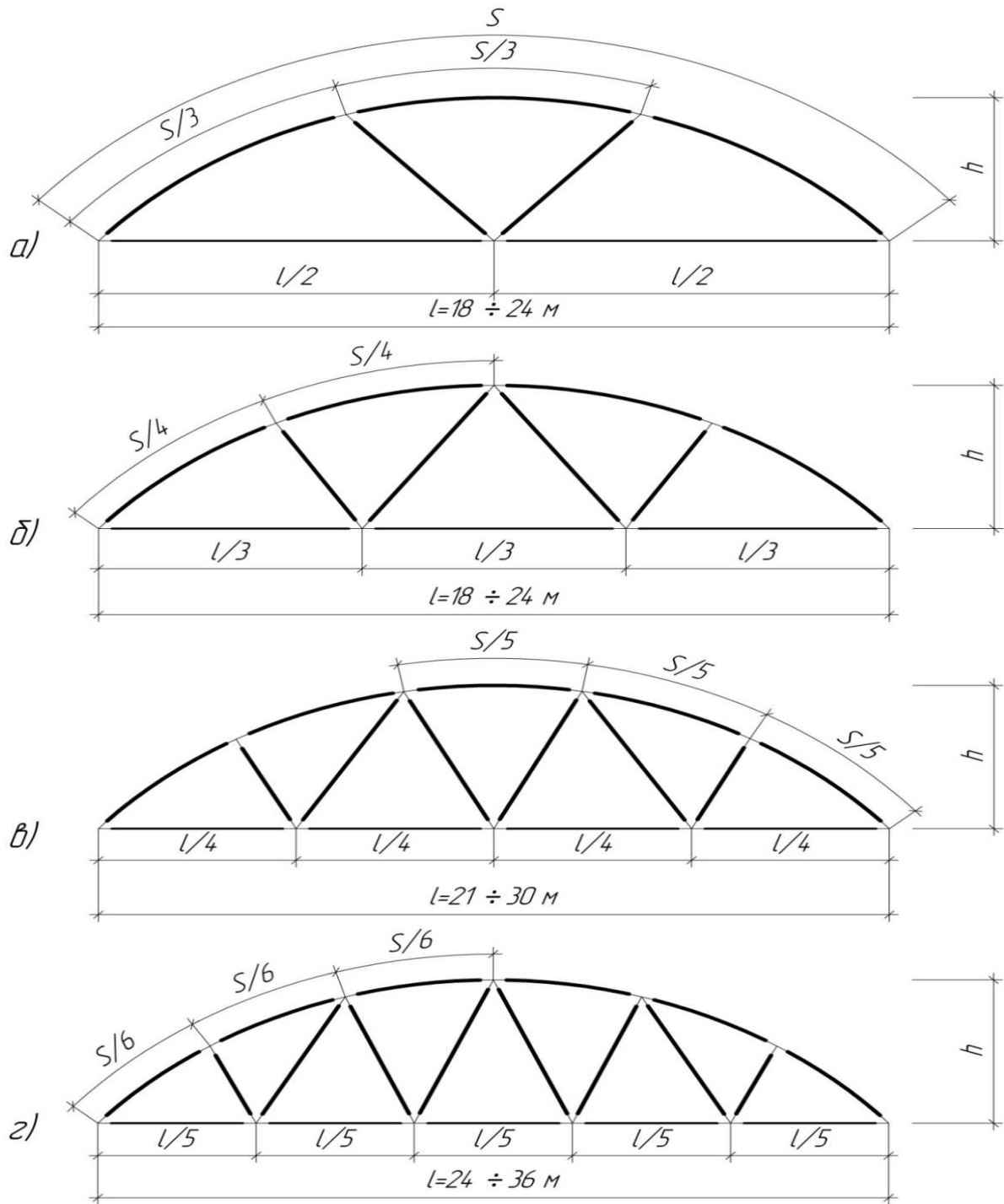
Зарубежный опыт применения сегментных ферм с клееным верхним поясом показал, что они могут с успехом применяться при пролетах до 70 метров.

Сегментные фермы выгодно отличаются от других сквозных деревянных конструкций тем, что, во-первых, клееная древесина обладает большей, чем цельная, прочностью, ввиду отсутствия в ней крупных пороков в виде выпадающих сучков, усущенных трещин, свилеватости и т.п., во-вторых, круговое очертание верхнего пояса близко к кривой давления от равномерно-распределенной нагрузки, в результате чего резко снижаются изгибающие моменты в верхнем поясе и продольные усилия в элементах решетки. Последние же, практически, работают только при несимметричных нагрузках. В свою очередь, небольшие усилия в раскосах позволяют значительно упростить крепление их к поясам.

В зависимости от величины перекрываемого пролета и нагрузки сегментные фермы с клееным верхним поясом решаются трех-, четырех-, пяти- или шести-панельными (рисунок 1).

Верхний пояс сегментных ферм может выполняться разрезным в узлах сопряжения его с элементами решетки либо неразрезным на весь пролет, или его половину. В первом случае, каждая панель верхнего пояса представляет собой гнутоклееный блок сплошного прямоугольного сечения с постоянной для данной фермы длиной (5-6м). Из условия обеспечения поперечной устойчивости отношение высоты сечения пояса к ширине назначается, как

правило, не более 5. Кроме того, ширина сечения верхнего пояса фермы должна обеспечивать возможность опирания на него плит покрытия.



$$h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{7} \right) l; k_{c.в.} = 2,5 \div 3,5; k_M = 25 \div 35\%$$

Рисунок 1. Схема сегментных ферм с разрезным верхним поясом

а – трехпанельная; б – четырехпанельная;

в – пятипанельная; г – шестипанельная.

Здесь $k_{c.в.}$ – коэффициент собственного веса;

k_M – коэффициент содержания металла в конструкции

Опорные узлы таких ферм решаются упором верхнего пояса в стальной башмак, а присоединение элементов решетки к поясам выполняется посредством стальных планок-накладок, прикрепленных к раскосам глухарями или болтами, а к поясам узловыми болтами. Узловые болты располагаются в центрах металлических узловых вкладышей, зажатых в стыках панелей верхнего пояса.

Во втором случае верхний пояс изготавливается в виде гнutoкклееной арочной конструкции, длина которой соответствует длине всего верхнего пояса или его половины. Примыкание решетки фермы к верхнему поясу осуществляется также с помощью узлового болта и стальных накладок, но конструкция узлов упрощается (рисунок 2). Узлы нижнего пояса решаются аналогично узлам обычных сегментных ферм. Нижний пояс таких ферм рекомендуется проектировать из панелей одинаковой длины, а решетку разбивать таким образом, чтобы длина первой от опорного узла панели верхнего пояса была не более 0,7 длины остальных панелей. Преимуществом ферм с неразрезным верхним поясом считается их несколько большая (по сравнению с фермами с разрезным верхним поясом) жесткость, что дает возможность собирать их непосредственно на заводе-изготовителе и перевозить в готовом для монтажа виде.

При расчете сегментных ферм усилия в их элементах определяют от расчетных нагрузок любым из известных способов (графическим, вырезания узлов, сечений, методом конечных элементов и т.п.) в предположении шарнирности узлов и прямолинейности панелей между ними (по хорде).

В данных методических указаниях статический расчет фермы будет производиться с использованием ППП «SCAD».

Для определения расчетных усилий в элементах фермы должны приниматься следующие сочетания постоянной и временной нагрузок:

- 1) постоянная нагрузка и временная (от снега см. вариант 1 на схеме Г.2 приложения Г [2]) на всем пролете;

- 2) постоянная нагрузка и временная (от снега см. вариант 2 на схеме Г.2 приложения Г [2]) на всем пролете;
- 3) постоянная нагрузка на всем пролете и временная (от снега см. вариант 2 на схеме Г.2.1 приложения Г [2]) на половине пролета.

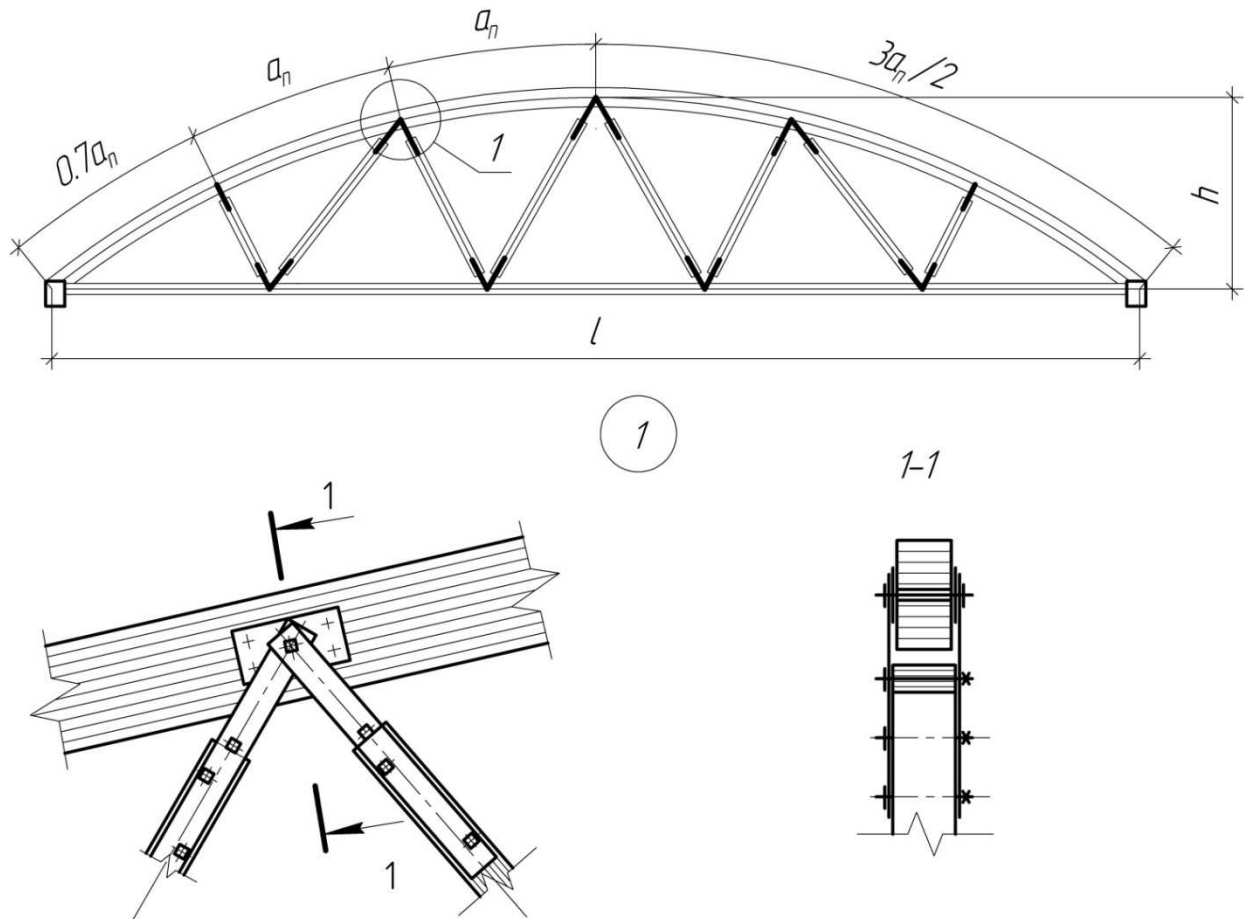


Рисунок 2. Схема фермы с неразрезным верхним поясом и деталь примыкания к нему раскосов

Ветровая нагрузка на покрытие, как правило, не рассматривается, поскольку она разгружает ферму.

Расчетный изгибающий момент в середине любой из панелей разрезного верхнего пояса с учетом их криволинейности определяется как разность моментов от поперечной внеузловой нагрузки q и продольного усилия в панели N_c (рисунок 3).

$$M_{расч} = M_1 - M_2 = \frac{ql_n^2}{8} - N \cdot f_{II} . \quad (1)$$

Здесь $M_1 = \frac{ql_n^2}{8}$ – изгибающий момент от внеузловой нагрузки;

$f_{II} = \frac{l_0^2}{8R}$ – стрела подъема оси панели;

l_0 – длина хорды оси панели;

R – радиус кривизны оси верхнего пояса фермы;

l_n – горизонтальная проекция панели.

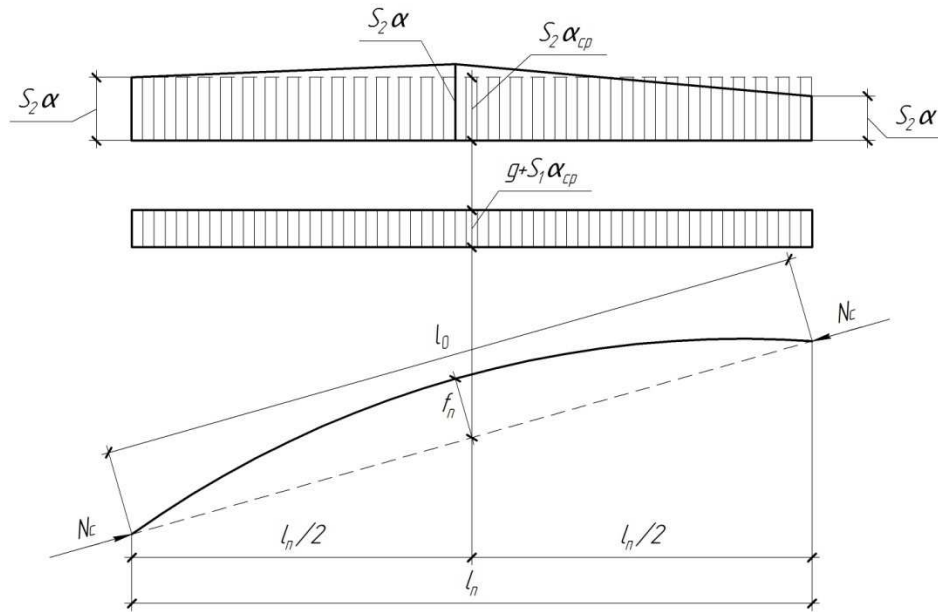


Рисунок 3. Расчетная схема панели верхнего пояса

При заданных величинах пролета l и высоты фермы h радиус кривизны верхнего пояса определяется из выражения:

$$R = \frac{l^2 + 4h^2}{8h} \quad (2)$$

В фермах с высотой $h = \frac{1}{6}l$ радиус кривизны равен $R = \frac{5}{6}l$.

Изгибающие моменты в пролетах M_{np} и на опорах M_{on} панелей неразрезного верхнего пояса для крайних (опорных) панелей определяются по следующим формулам:

– при равномерно-распределенной нагрузке интенсивностью q :

$$M_{np} = \frac{ql_n^2}{14} - 0,64N \cdot f_{II} \quad (3)$$

$$M_{on} = -\frac{ql_n^2}{12} + 0,72N \cdot f_{II}, \quad (4)$$

– при одном сосредоточенном грузе P в середине панели:

$$M_{np} = \frac{P \cdot l_n}{6} - 0,56N \cdot f_{II}, \quad (5)$$

$$M_{on} = -\frac{P \cdot l_n}{6} + 0,88N \cdot f_{II}. \quad (6)$$

Для средних панелей изгибающие моменты определяются по формулам следующего вида:

– при равномерно-распределенной нагрузке:

$$M_{np} = \frac{ql_n^2}{24} - \frac{1}{3}N \cdot f_{II}, \quad (7)$$

$$M_{on} = -\frac{ql_n^2}{12} + \frac{2}{3}N \cdot f_{II}; \quad (8)$$

– при одном сосредоточенном грузе в середине панели:

$$M_{np} = \frac{P \cdot l_n}{8} - \frac{1}{4}N \cdot f_{II}, \quad (9)$$

$$M_{on} = -\frac{P \cdot l_n}{8} + \frac{3}{4}N \cdot f_{II}. \quad (10)$$

Сборка сегментных ферм с разрезным верхним поясом производится в следующем порядке: предварительно на концы раскосов при помощи болтов и глухарей прикрепляются металлические планки-накладки. Прикрепление их осуществляется на специальном шаблоне при точном соблюдении длины раскосов между центрами отверстий под узловые болты. Длины раскосов назначаются с учетом величины строительного подъема фермы, который автоматически получается при сборке. Затем осуществляется сварка стыков нижнего пояса, и прикрепляются раскосы с помощью узловых болтов к узлам нижнего пояса. После этого в местах пересечения верхних концов раскосов устанавливаются (также на одном узловом болте) металлические узловые вкладыши верхнего пояса. Затем между вкладышами соседних узлов

вставляются блоки-панели верхнего пояса с последующим закреплением их парными деревянными накладками на болтах.

Сборка ферм с неразрезным верхним поясом заключается в сварке нижнего пояса, закреплении верхнего пояса в его опорных башмаках и установке заранее подготовленных раскосов с креплением их к узловым болтам верхнего и нижнего поясов.

ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

1. Задание на проектирование

Рассчитать и сконструировать покрытие над зданием ремонтных мастерских сельскохозяйственной техники. Здание каркасное с размерами в плане по разбивочным осям 54×24 м. Здание отапливаемое. Колонны каркаса здания выполнены из клееной древесины. Шаг колонн вдоль здания 6,0 м. Привязка колонн к продольной оси здания нулевая. Высота помещения от пола до низа несущих конструкций покрытия составляет 6,0 м. Несущие конструкции покрытия – сегментные металлодеревянные фермы с клееным верхним поясом. Материал деревянных конструкций – сосна 2 сорта. Район строительства – г. Арзамас Нижегородской области. Температурно-влажностные условия эксплуатации конструкций: внутри отапливаемого помещения при относительной влажности воздуха $\varphi = 65\%$ и температуре $t_g = 20^\circ\text{C}$ (291–295K). Коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$, согласно статье 16 п.7 [4].

Схема поперечного разреза здания приведена на рисунке 1.1.

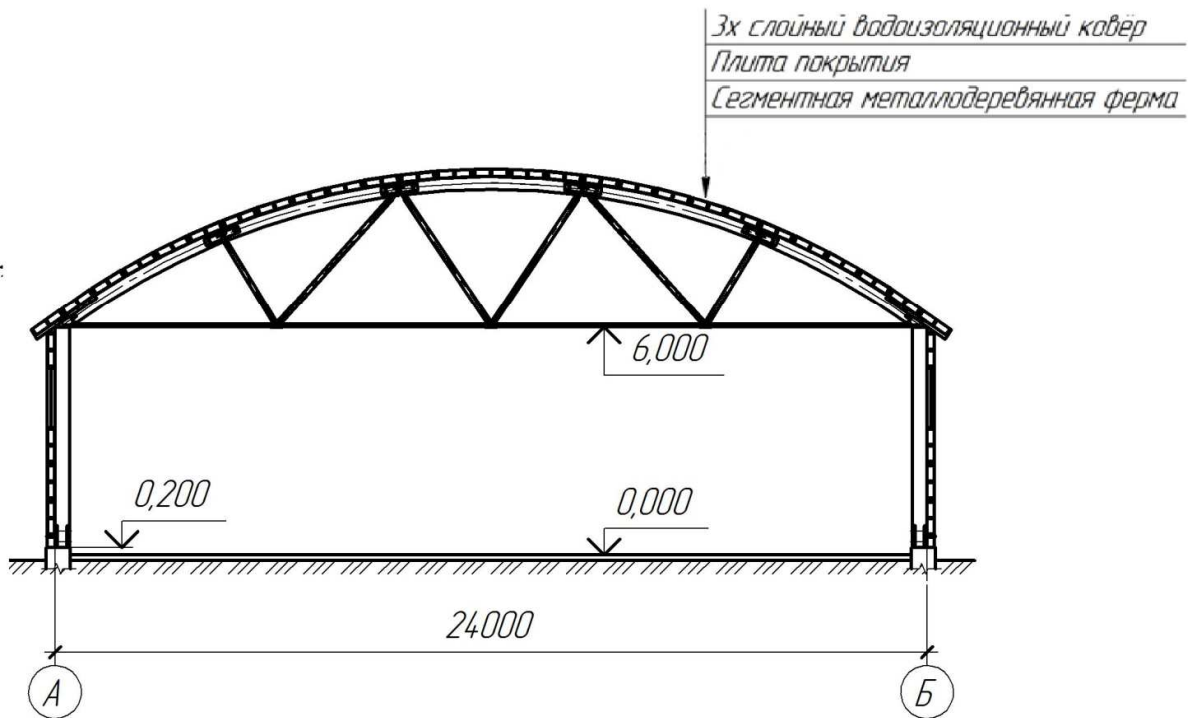


Рисунок 1.1. Схема поперечного разреза здания

2. Подбор предварительного сечения колонны и выбор конструктивного решения покрытия

Согласно заданию на проектирование в качестве несущих конструкций покрытия приняты сегментные металлодеревянные фермы, которые опираются на клееные деревянные колонны.

Размеры поперечного сечения колонн принимаются по предварительным расчетам из условия достижения предельной гибкости $\lambda_{\text{макс}} = 120$

(п.1, таблица 17 [1]) из выражения:

$$h_k = \frac{\mu \times l_p}{0.289 \times \lambda_{\text{макс}}} = \frac{2.2 \times (6.0 - 0.2)}{0.289 \times 120} = 0.37 \text{ м};$$

$$b_k = \frac{\mu \times l_p}{0.289 \times \lambda_{\text{макс}}} = \frac{1.0 \times (6.0 - 0.2)}{0.289 \times 120} = 0.17 \text{ м},$$

где μ – коэффициент, учитывающий закрепление концов колонны, значения которого принимаются по п.6.23 [1];

$H = 6,0$ м – высота помещения от пола до низа несущих конструкций;

$l_p = H - 0,2 = 6,0 - 0,2 = 5,8$ м – расчетная длина колонны.

Сечение колонн каркаса проектируем из досок сортамента пиломатериалов по ГОСТ 24454 с учетом припусков на фрезерование их пластей до склеивания пакета и фрезерования боковых граней склеенного пакета по ГОСТ 7307.

Для изготовления колонн принимаем доски сечением 200×40 мм. Их толщина после фрезерования пластей составит $40 - 6 = 34$ мм, а ширина склеенного пакета после фрезерования его боковых граней будет равна $200 - 15 = 185$ мм.

Принятая толщина досок после фрезерования не превышает максимально допустимую толщину 40 мм, согласно п.2.2 [5], поэтому устройство продольных компенсационных прорезей можно не предусматривать. Также принятая толщина досок незначительно превышает рекомендуемую граничную толщину, согласно п.7.7 [1], равную 33 мм.

Компонуем сечение колонны (рисунок 2.1):

$$h_k = 12 \cdot 34 = 408 \text{ мм и } b_k = 185 \text{ мм}$$

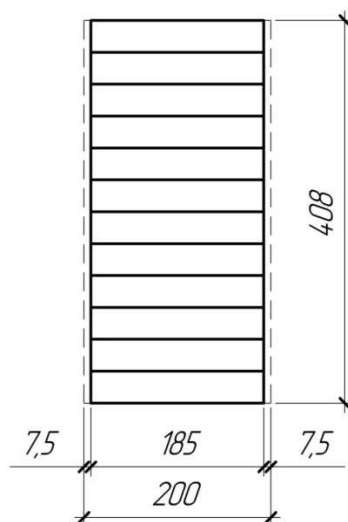


Рисунок 2.1. Поперечное сечение колонны каркаса

Расчетный пролет фермы (принимается по центральным осям колонн):

$$l = 24,0 - 2 \cdot 0,204 = 23,592 \text{ м} \approx 23,6 \text{ м} \quad (\text{см. рисунок 2.2}).$$

$$\text{Высота фермы по осям поясов: } h = \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \cdot 23,6 = 3,93 \text{ м}.$$

Шаг ферм вдоль здания равен шагу колонн и составляет $B = 6,0 \text{ м}$.

По верхнему поясу ферм укладываются клефанерные утепленные плиты покрытия с фанерными обшивками и номинальными размерами в плане $6,0 \times 1,0 \text{ м}$. По плитам устраивается рулонная кровля, состоящая из трех слоев изопласта. Первый слой крепится к обшивке на гвоздях (в местах примыкания обшивки к продольным ребрам), остальные слои наклеиваются методом подплавления.

Крайний к торцам здания шаг колонн и стропильных ферм – $5,5 \text{ м}$. Стены навесные из клефанерных панелей толщиной 25 см .

3. Расчет плиты покрытия

3.1. Конструкция плиты

Конструкцию плиты покрытия принимаем аналогичной существующим типам, например, как в типовой серии ПКД-01-04.

Каркас плиты выполняется из трех продольных (несущих) ребер сечением $194 \times 44 \text{ мм}$ (доски до острожки $200 \times 50 \text{ мм}$) и пяти поперечных ребер (жесткости) сечением $144 \times 44 \text{ мм}$ (доски до острожки $175 \times 50 \text{ мм}$). Ребра изготавливаются из древесины сосны 2 сорта.

Для упрощения расчетов значения припусков на острожку допускается округлить до 1 мм в большую сторону. Высота поперечных ребер плиты принята на 50 мм меньше высоты продольных ребер для обеспечения вентиляции плитного утеплителя (п.8.80 [1]).

Обшивки проектируем из березовой клееной фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ: верхняя толщиной 10 мм и нижняя – 8 мм .

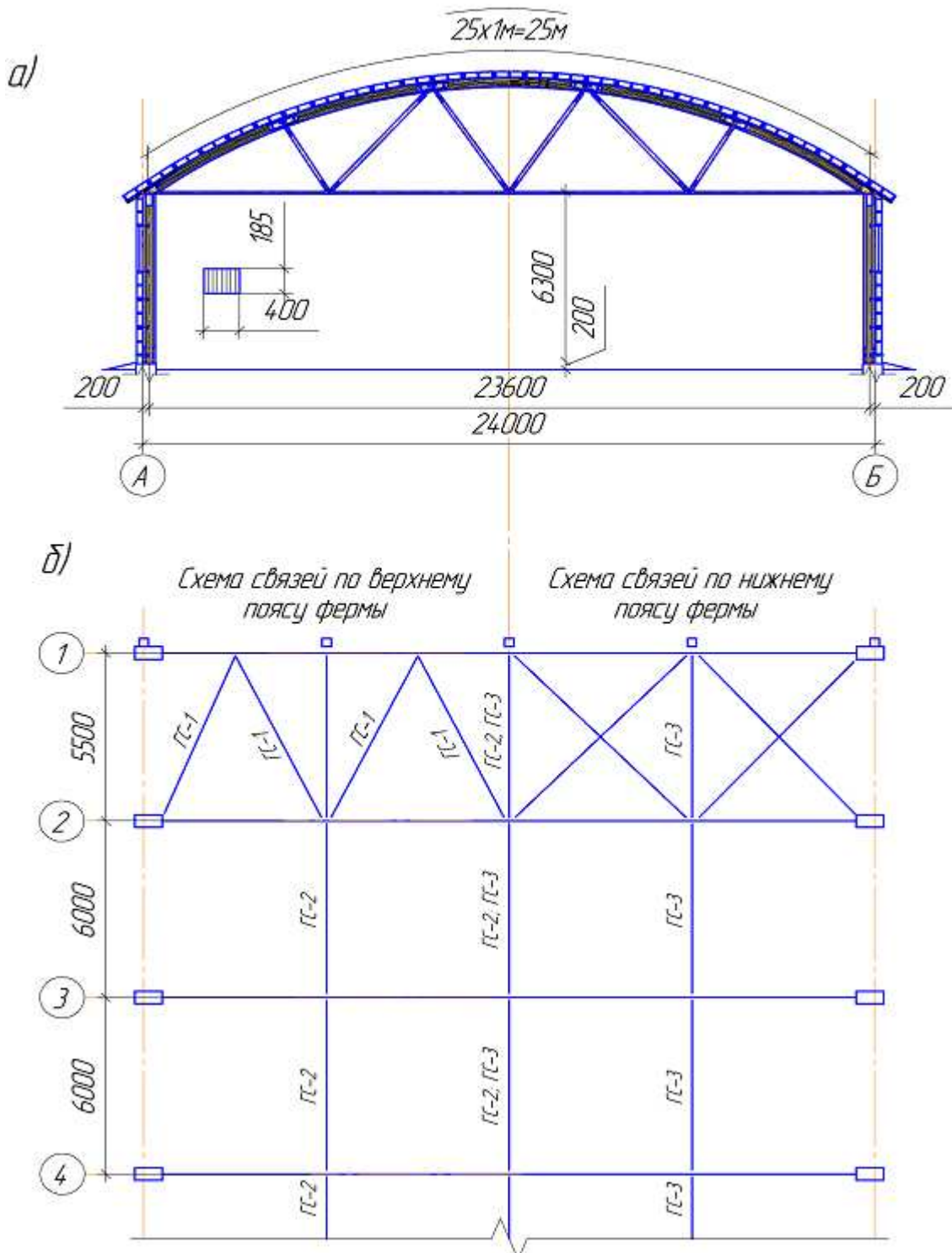


Рисунок 2.2. Схема расположения сборных элементов проектируемого здания:
а – поперечный разрез; б – план покрытия

Для изготовления обшивок применяют фанеру повышенной водостойкости марки ФСФ, а для конструкций, не защищенных от увлажнения – бакелизованную фанеру толщиной не менее 8 мм.

С обоих торцов плиты к нижней обшивке сверху приклеиваются полосы фанеры шириной 60 мм и толщиной 20 мм для крепления ее к нижележащим конструкциям посредством глухарей, винтов, шурупов или гвоздей.

Общий вид в плане, а также сечения плиты изображены на рисунке 3.1.

Обшивки приклеиваются к ребрам при помощи клея на основе резорцина и меланина с предварительным перемешиванием компонентов (таблица 2 [1]).

Утеплитель – минеральная плита марки 75 с плотностью $\rho=75$ кгс/м³ по ГОСТ 9573-96 толщиной 150 мм. Толщина плиты определяется на основании теплотехнического расчета.

Пароизоляция – обмазочная, битумная (п.8.79 [1]).

В соответствии с п.8.7. [1] ширина площадок опирания плит (a_{on}) на нижележащие конструкции принята 60 мм (см. рисунок 3.1).

Технологический зазор между плитами в месте их опирания принимаем 20 мм, такая величина обусловлена допуском на точность монтажа ферм, а также для обеспечения качественного утепления этого зазора.

3.2. Исходные данные для расчета и проектирования плиты покрытия

– Расчетный пролет плиты покрытия:

$$l = l_n - 2 \cdot \frac{a_{on}}{2} = 5980 - 2 \cdot \frac{60}{2} = 5920 \text{ мм} = 5,92 \text{ м} .$$

– Расчетная ширина плиты:

так как $l_n = 5,98 \text{ м} > 6 \cdot a = 6 \cdot 0,463 = 2,78 \text{ м}$ (согласно п.6.27 [1]), то

$$b_{расч} = 0,9 \cdot b_{ф.в.} = 0,9 \cdot 0,97 = 0,873 \text{ м} .$$

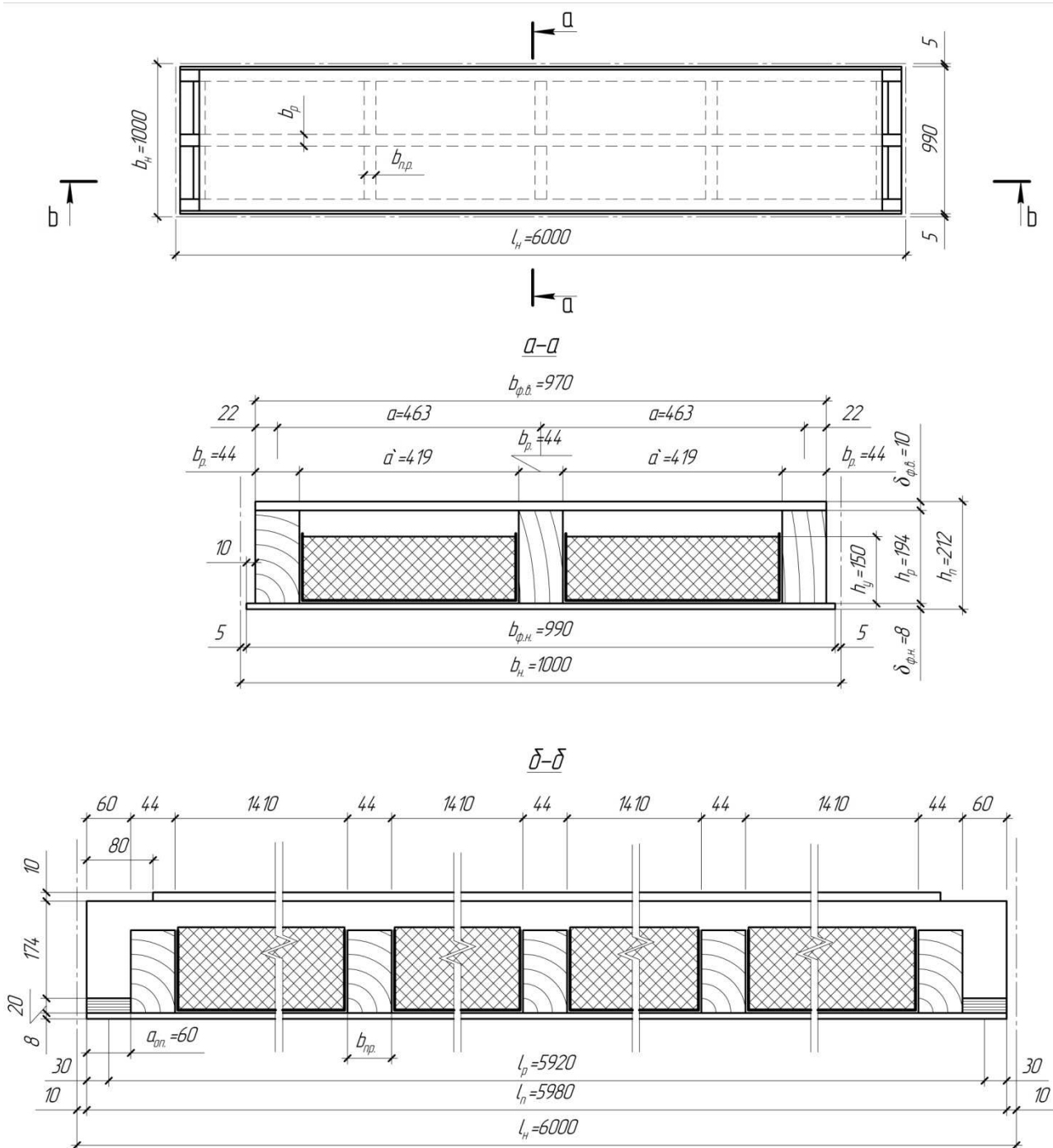


Рисунок 3.1. Утепленная плита покрытия с фанерными обшивками

– Расчетное сечение плиты представим в виде двутавра с шириной полок равной $b_{расч} = 0,873$ м и толщиной стенки, равной суммарной толщине всех ребер ($\sum b_p$):

$$\sum b_p = 3 \cdot b_p = 3 \cdot 0,044 = 0,132 \text{ м.}$$

– Расчетные сопротивления материалов плиты:

– расчетное сопротивление скалыванию досок 2-го сорта

$$R_{ск} = 1,6 \text{ МПа (п.5а, таблица 3 [1]);}$$

– расчетное сопротивление фанеры толщиной 10 мм сжатию вдоль волокон

$$R_{ф.с.} = 12 \text{ МПа (п.1а, таблица 6 [1]);}$$

– расчетное сопротивление фанеры толщиной 10 мм скалыванию вдоль волокон

$$R_{ф.ск.} = 0,8 \text{ МПа (п.1а, таблица 6 [1]);}$$

– расчетное сопротивление фанеры толщиной 8 мм растяжению вдоль волокон

$$R_{ф.р.} = 14 \text{ МПа (п.1б, таблица 6 [1]);}$$

– расчетное сопротивление изгибу из плоскости листа фанеры толщиной 10 мм поперек волокон наружных слоев

$$R_{ф.н.90} = 6,5 \text{ МПа (п.1а, таблица 6 [1]).}$$

– расчетный модуль упругости фанеры вдоль волокон

$$E_{ф} = 0,9 \cdot 10^4 \text{ МПа (п.1, таблица 14 [1]);}$$

– расчетный модуль упругости древесины вдоль волокон

$$E = 1,0 \cdot 10^4 \text{ МПа (п.5.3 [1]);}$$

3.3. Геометрические характеристики плиты

Согласно п.6.25 [1] расчет клееных элементов из фанеры с древесиной следует выполнять по методу приведенного поперечного сечения. Для этого следует вычислить геометрические характеристики поперечного сечения, приведенные к материалу рассчитываемой конструкции.

Коэффициентом приведения к фанере служит отношение модулей упругости древесины и фанеры:

$$n_{np} = \frac{E}{E_{ф}} = \frac{1,0 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 10^4} = 1,11 .$$

3.3.1. Определение положения центральной оси сечения плиты

– Приведенная к фанере площадь поперечного сечения плиты:

$$F_{np.ф.} = F_{\phi} + F_{\delta} \cdot \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = (\delta_{\phi.в.} + \delta_{\phi.н.}) \cdot b_{расч} + h_p \cdot \sum b_p \cdot \frac{E}{E_{\phi}} = (1,0 + 0,8) \cdot 10^{-2} \times \\ \times 87,3 \cdot 10^{-2} + 19,4 \cdot 10^{-2} \cdot 13,2 \cdot 10^{-2} \cdot 1,11 = 1,57 \cdot 10^{-2} + 2,84 \cdot 10^{-2} = 4,41 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2 .$$

– Приведенный к фанере статический момент поперечного сечения относительно нижней грани плиты:

$$S_{np.ф.} = S_{\phi} + S_{\delta} = \left[F_{\phi.н.} \cdot \frac{\delta_{\phi.н.}}{2} + F_{\phi.в.} \cdot \left(h_n - \frac{\delta_{\phi.в.}}{2} \right) \right] + \sum b_p \cdot h_p \cdot \left(\frac{h_p}{2} + \delta_{\phi.н.} \right) \cdot n_{np} = \\ = b_{расч} \cdot \delta_{\phi.н.} \cdot \frac{\delta_{\phi.н.}}{2} + b_{расч} \cdot \delta_{\phi.в.} \cdot \left(h_n - \frac{\delta_{\phi.в.}}{2} \right) + \sum b_p \cdot h_p \cdot \left(\frac{h_p}{2} + \delta_{\phi.н.} \right) \cdot n_{np} = \\ = 87,3 \cdot 10^{-2} \cdot 8 \cdot 10^{-3} \cdot 4 \cdot 10^{-3} + 87,3 \cdot 10^{-2} \cdot 10 \cdot 10^{-3} \cdot (212 - 5) \cdot 10^{-3} + 13,2 \cdot 10^{-2} \times \\ \times 194 \cdot 10^{-3} \cdot (97 + 8) \cdot 10^{-3} \cdot 1,11 = 2793,6 \cdot 10^{-8} + 180711,0 \cdot 10^{-8} + 298461,2 \cdot 10^{-8} = \\ = 48,20 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 .$$

– Координаты центра тяжести поперечного сечения плиты:

$$y_0 = \frac{S_{np.ф.}}{F_{np.ф.}} = \frac{48,20 \cdot 10^{-4}}{4,41 \cdot 10^{-2}} = 10,9 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$h - y_0 = 21,2 \cdot 10^{-2} - 10,9 \cdot 10^{-2} = 10,3 \cdot 10^{-2} \text{ м} .$$

Дальнейшим вычислениям должно предшествовать построение расчетного поперечного сечения с указанием на нем всех необходимых размеров (см. рисунок 3.2).

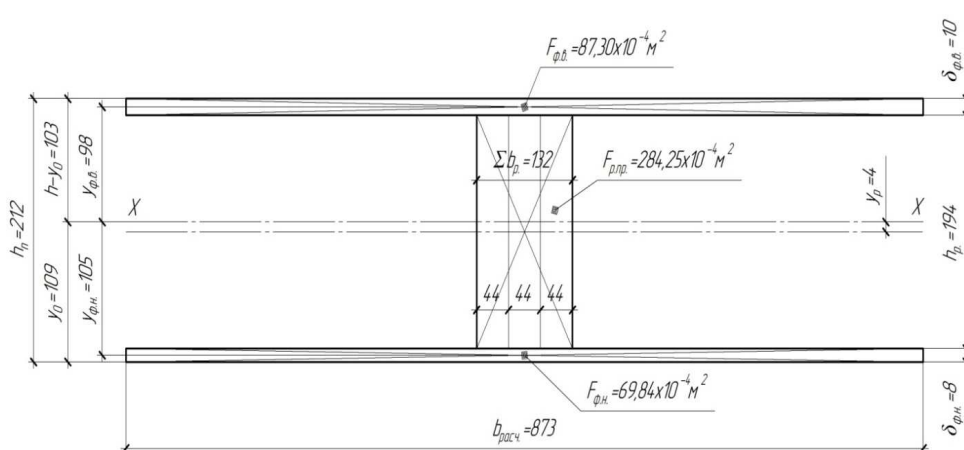


Рисунок 3.2. Расчетное поперечное сечение плиты покрытия

3.3.2. Моменты инерции относительно центральной оси сечения, приведенные к фанере

Собственными моментами инерции обшивок можно пренебречь из-за их сравнительной малости.

– Момент инерции верхней обшивки относительно центральной оси:

$$J_{\phi.в.} = F_{\phi.в.} \cdot y_{\phi.в.}^2 = 87,30 \cdot 10^{-4} \cdot 9,8^2 \cdot 10^{-4} = 83,84 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

– Момент инерции нижней обшивки относительно центральной оси:

$$J_{\phi.н.} = F_{\phi.н.} \cdot y_{\phi.н.}^2 = 69,84 \cdot 10^{-4} \cdot 10,5^2 \cdot 10^{-4} = 77,0 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

– Момент инерции продольных ребер относительно центральной оси:

$$J_{p.нр.} = \left(\frac{\sum b_p \cdot h_p^3}{12} \cdot n_{нр} + F_{p.нр.} \cdot y_p^2 \right) = 13,2 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{19,4^3 \cdot 10^{-6}}{12} \cdot 1,11 + 284,25 \cdot 10^{-4} \times \\ \times 0,4^2 \cdot 10^{-4} = 89,60 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

– Момент инерции всего сечения плиты:

$$J_{нр.ф.} = J_{\phi.в.} + J_{\phi.н.} + J_{p.нр.} = (83,84 + 77,0 + 89,60) \cdot 10^{-6} = 250,44 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

3.3.3. Моменты инерции относительно центральной оси сечения, приведенные к древесине

Собственными моментами инерции обшивок можно пренебречь из-за их сравнительной малости.

– Момент инерции верхней обшивки относительно центральной оси:

$$J_{\phi.в.нр.} = F_{\phi.в.} \cdot y_{\phi.в.}^2 \cdot 1/n_{нр} = 87,30 \cdot 10^{-4} \cdot 9,8^2 \cdot 10^{-4} \cdot 1/1,11 = 75,53 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

– Момент инерции нижней обшивки относительно центральной оси:

$$J_{\phi.н.нр.} = F_{\phi.н.} \cdot y_{\phi.н.}^2 \cdot 1/n_{нр} = 69,84 \cdot 10^{-4} \cdot 10,5^2 \cdot 10^{-4} \cdot 1/1,11 = 69,37 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

– Момент инерции продольных ребер относительно центральной оси:

$$J_p = \left(\frac{\sum b_p \cdot h_p^3}{12} + b_p \cdot h_p \cdot y_p^2 \right) = \\ = \left(13,2 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{19,4^3 \cdot 10^{-6}}{12} + 13,2 \cdot 10^{-2} \cdot 19,4 \cdot 10^{-2} \cdot 0,4^2 \cdot 10^{-4} \right) = 80,72 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

– Момент инерции всего сечения плиты:

$$J_{np.\partial.} = J_{ф.в.нр.} + J_{ф.н.нр.} + J_{р.} = (75,53 + 69,37 + 80,72) \cdot 10^{-6} = 225,62 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4 .$$

3.3.4. Моменты сопротивления, приведенные к фанере

– для нижней грани плиты:

$$W_{np.\phi.}^н = \frac{J_{np.\phi.}}{y_0} = \frac{250,44 \cdot 10^{-6}}{10,9 \cdot 10^{-2}} = 22,98 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 ;$$

– для верхней грани плиты:

$$W_{np.\phi.}^в = \frac{J_{np.\phi.}}{h - y_0} = \frac{250,44 \cdot 10^{-6}}{10,3 \cdot 10^{-2}} = 24,31 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 .$$

3.3.5. Статические моменты

– Статический момент верхней обшивки относительно центральной оси $x-x$:

$$S_{ф.в.} = F_{ф.в.} \cdot y_{ф.в.} = 87,30 \cdot 10^{-4} \cdot 9,8 \cdot 10^{-2} = 855,54 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 .$$

– Статический момент сдвигаемой части всего сечения плиты относительно центральной оси $x-x$, приведенный к древесине:

$$\begin{aligned} S_{np.\partial.} &= S_{ф.в.} + S_{р.нр.} = F_{ф.в.} \cdot y_{ф.в.} \cdot \frac{1}{n_{np}} + \sum b_p \cdot [(h - y_0) - \delta_{ф.в.}]^2 \cdot \frac{1}{2} = \\ &= 87,30 \cdot 10^{-4} \cdot 9,8 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{1}{1,11} + 13,2 \cdot 10^{-2} \cdot [(21,2 - 10,9) \cdot 10^{-2} - 1,0 \cdot 10^{-2}]^2 \cdot \frac{1}{2} = \\ &= 13,42 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 . \end{aligned}$$

3.4. Подсчет нагрузок на плиту

Подсчет нагрузок на плиту покрытия должен производиться в соответствии с указаниями [2], регламентирующими нагрузки на покрытия.

В составе покрытия по сегментным фермам большинство плит лежит наклонно. Они работают как косо-изгибаемые элементы. В этом случае ни одна из главных осей их поперечных сечений (рисунок 3.3) не совпадает

с плоскостью действия вертикальных нагрузок. Исключение составляют лишь одна-две плиты, лежащие в коньке фермы горизонтально.

Постоянная нагрузка

Подсчет или, как говорят, сбор нагрузок от собственной массы конструкций должен производиться в соответствии с разделом 7 [2].

При этом нормативная нагрузка от собственной массы элементов покрытия, если их размеры и материалы уже известны, вычисляются из выражения:

$$g_{c.в.} = V \cdot \rho \cdot \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot 10, \text{ Па.}$$

Если элемент непрерывен по всей площади плиты и имеет постоянную толщину, то его вес равен:

$$g_{c.в.} = \delta \cdot \rho \cdot 10, \text{ Па.}$$

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

ρ – плотность материала, кг/м³;

V – объем элемента, м³;

10 – округленное значение ускорения силы тяжести, м/с²;

δ – толщина сплошного элемента (слоя), м.

Постоянные нагрузки на плиты покрытия складываются из их собственного веса и веса кровельного материала. Задавшись предварительно размерами и конструкцией плит покрытия и приняв материал для кровли, легко подсчитать в табличной форме постоянную нагрузку на плиту (см. таблицу 3.2). Здесь можно поступать поразному: можно представить нагрузку распределенной по пролету покрытия косинусоидально, и рассматривать ее как переменную, или пренебречь такой точностью. Вполне допустимо считать ее равномерно распределенной по пролету покрытия (фермы). В нашем примере поступим по второму варианту, и будем считать постоянную нагрузку распределенной равномерно по пролету покрытия (фермы).

Коэффициенты надежности по нагрузке от собственного веса кровли и элементов покрытия следует принимать по таблице 7.1 [2].

Подсчет постоянных нагрузок произведен в таблице 3.2.

Снеговая нагрузка

Вычисление снеговой нагрузки производится согласно разделу 10 [2].

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле:

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \text{ Н/м}^2,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п.10.5-10.9[2]; $c_e = 1,0$;

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п.10.10[2]; $c_t = 1,0$;

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

S_g – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с п.10.2 [2].

Город Арзамас относится к III снеговому району (карта 1 приложения Ж [2]) и вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли составляет 1800 Па (таблица 10.1 [2]).

Согласно схеме Г.2. приложения Г [2] коэффициент μ зависит от уклона покрытия $-\alpha$, при этом рассматривается 2 варианта распределения снега по покрытию (см. ниже рисунок из СП 20.13330.):

Вариант 1 – $\mu_1 = \cos 1,5\alpha$;

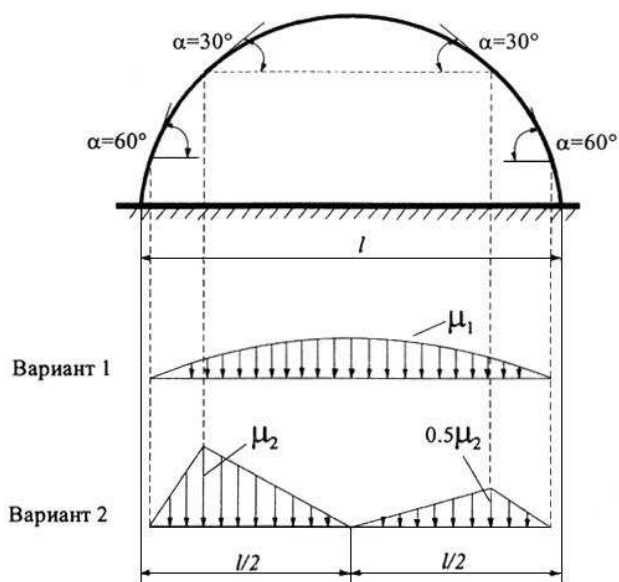
Вариант 2 – $\mu_2 = 2 \sin 3\alpha$.

Здесь α – уклон покрытия, в град.

Расчетное значение снеговой нагрузки следует определять по формуле:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f, \text{ Н/м}^2.$$

Здесь $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по снеговой нагрузке (п.10.12 [2]).



Для того чтобы определить расчетную плиту, построим эпюры распределения снеговой нагрузки по покрытию, рассмотрев 2 варианта загрузки. С этой целью вычислим расчетные значения снеговой нагрузки в характерных точках покрытия (см. рисунок 3.3 на стр.27). Для удобства расчет сводим в таблицу 3.1.

Таблица 3.1

№ узла	α , град	μ_1	μ_2	$0,5\mu_2$	$S_1(\mu_1)$, Н/м ²	$S_2(\mu_2)$, Н/м ²	$S_2(0,5\mu_2)$, Н/м ²
1	36°52'	0,569	1,872	-	1004,2	3302,4	-
2	30°0'	0,707	2,0	-	1247,3	3528,0	-
3	22°7'	0,837	1,832	-	1476,4	3232,0	-
4	7°22'	0,981	0,753	-	1731,2	1328,5	-
5	0°0'	1,0	0,0	0,0	1764,0	0,0	0,0
6	7°22'	0,981	-	0,377	1731,2	-	664,2
7	22°7'	0,837	-	0,916	1476,4	-	1616,0
8	30°0'	0,707	-	1,0	1247,3	-	1764,0
9	36°52'	0,569	-	0,936	1004,2	-	1651,2

Из рисунка 3.3 видно, что расчетная плита № 1 находится в более неблагоприятном состоянии при втором варианте распределения снега, а расчетная плита № 2, наоборот, при первом варианте.

Чтобы выяснить какую плиту необходимо проверить на прочность и жесткость, сравним величины нагрузок, действующие на каждую из плит, а точнее их нормальные составляющие.

На прикарнизном участке (плита № 1) составляющая полной нагрузки (постоянная + снеговая), действующая перпендикулярно плоскости плиты и изгибающая ее, при втором варианте распределения снега равна:

$$g = (q_{\text{экв}} \cdot \cos\alpha + g) \cdot \cos\alpha \text{ Н/м}^2 ;$$

$q_{\text{экв}}$ – эквивалентная снеговая нагрузка на расчетную плиту;

$\alpha = 29^{\circ}30'$ – угол наклона плиты к горизонту (см. рисунок 3.3).

Для нахождения эквивалентной снеговой нагрузки на плиту следует:

1) спроецировать плиту на горизонтальную плоскость:

$$b_{\text{проекция}} = b \cdot \cos 29^{\circ} 30' = 1,0 \cdot \cos 29^{\circ} 30' \approx 0,870 \text{ м};$$

2) вычислить площадь эпюры в пределах проекции:

$$A = \left(\frac{3528 + 3469,3}{2} \cdot 0,480 \right) + \left(\frac{3528 + 3483,3}{2} \cdot 0,390 \right) = 3046,6 \text{ Н/м};$$

3) найти интенсивность нагрузки как частное от деления площади на проекцию:

$$q_{\text{экв}} = 3046,6 / 0,870 = 3501,8 \text{ Н/м}^2;$$

$$g_1^{\perp} = (3501,8 \cdot \cos 29^{\circ} 30' + 541,0) \cdot \cos 29^{\circ} 30' = 3123,5 \text{ Н/м}^2.$$

В середине пролета (плита № 2) полная нагрузка (постоянная + снеговая) при первом варианте распределения снега равна:

$$g_2^{\perp} = (1761,0 \cdot \cos 0^{\circ} + 541,0) \cdot \cos 0^{\circ} = 2302,0 \text{ Н/м}^2;$$

$$\alpha = 0^{\circ}; \quad b_{\text{проекция}} = 1,0 \text{ м};$$

$$A = \left(\frac{1758 + 1764}{2} \cdot 0,5 \right) \cdot 2 = 1761,0 \text{ Н/м};$$

$$q_{\text{экв}} = 1761,0 / 1,0 = 1761,0 \text{ Н/м}^2.$$

Из полученных результатов можно сделать вывод, что расчетная плита находится на прикарнизном участке, так как нагрузка, изгибающая ее, здесь больше. Эта же плита находится в самом неблагоприятном положении с точки зрения косоугольного изгиба. Нагрузки на расчетную плиту № 1 при ее номинальной ширине $b = 1 \text{ м}$, вычисленные в соответствии с рисунком 3.3, приведены в таблице 3.2.

Работу плиты покрытия на косоугольном изгибе в практических целях целесообразно не учитывать, поскольку жесткость плиты в своей плоскости, в которой действует скатная составляющая, на порядок выше, чем жесткость плиты из плоскости, в которой действует нормальная составляющая.

Таблица 3.2.

Элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка g^H , Па	γ_f	Расчетная нагрузка g , Па	Расчетная погонная нагрузка g , Н/м
Постоянные нагрузки				
1. Рулонная кровля				
1.1 Три слоя изопласта толщиной 5мм (3 кгс/м ² × 3 слоя) ¹⁾	90,0	1,2	108,0	108,0
2. Плита покрытия				
2.1 Обшивки из березовой фанеры $(\delta_{ф.в.} + \delta_{ф.н.}) \cdot \rho_{ф} \cdot 10 = (0,010 + 0,008) \cdot 700 \cdot 10$	126,0	1,1	138,6	138,6
2.2 Продольные ребра из древесины сосны $\frac{n_p \cdot b_p \cdot h_p \cdot l_p \cdot \rho_d \cdot 10}{b_n \cdot l_n} =$ $= \frac{3 \cdot 0,044 \cdot 0,194 \cdot 5,98 \cdot 500 \cdot 10}{1,0 \cdot 6,0}$	127,6	1,1	140,4	140,4
2.3 Поперечные ребра из древесины сосны $\frac{n_{н.р.} \cdot b_{н.р.} \cdot h_{н.р.} \cdot a' \cdot \rho_d \cdot 10}{b_n \cdot l_n} =$ $= \frac{10 \cdot 0,044 \cdot 0,144 \cdot 0,419 \cdot 500 \cdot 10}{1,0 \cdot 6,0}$	22,1	1,1	24,3	24,3
2.4 Утеплитель (минплита, $\rho = 75$ кгс/м ³) 8 отсеков $\cdot (0,419 \cdot 1,41 \cdot 0,15) \cdot 75 \cdot 10$ $\frac{\quad}{1,0 \cdot 6,0}$	88,6	1,2	106,3	106,3
2.5 Пароизоляция обмазочная битумная 0,0015 м $\cdot 1300$ кгс/м ³ $\cdot 10$	19,5	1,2	23,4	23,4
3. Итого нагрузка от плиты	383,8	-	433,0	433,0
4. Всего постоянная нагрузка (g^H и g)	473,8	-	541,0	541,0
Временные нагрузки (расчетная плита № 1)				
5. Расчетная снеговая нагрузка при втором варианте распределения снега $S = 3501,8 \cdot \cos 29^{\circ}30'$			3047,8	3047,8
6. Пониженная снеговая нагрузка по второму варианту распределения снега (п.10.11 [2]) $S_{\text{пони}} = K_{\text{пони}} \cdot S_0 \cdot \cos \alpha = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot$ $\cdot 2 \sin(3 \cdot 29^{\circ}30') \cdot 1800 \cdot \cos 29^{\circ}30'$	1534,8		-	-
7. Полная нагрузка на 1 м ² покрытия: $g^H + S_{\text{пони}}$ и $g + S$	2008,6		3588,8	3588,8
8. Нормальная составляющая q_{\perp}^H и q_{\perp} полной нагрузки по п.7 ($\times \cos 29^{\circ}30'$)	1748,2		3123,5	3123,5
Примечание:				
1) Вес гвоздей для крепления первого слоя изопласта к обшивке не учитывается из-за его малости.				

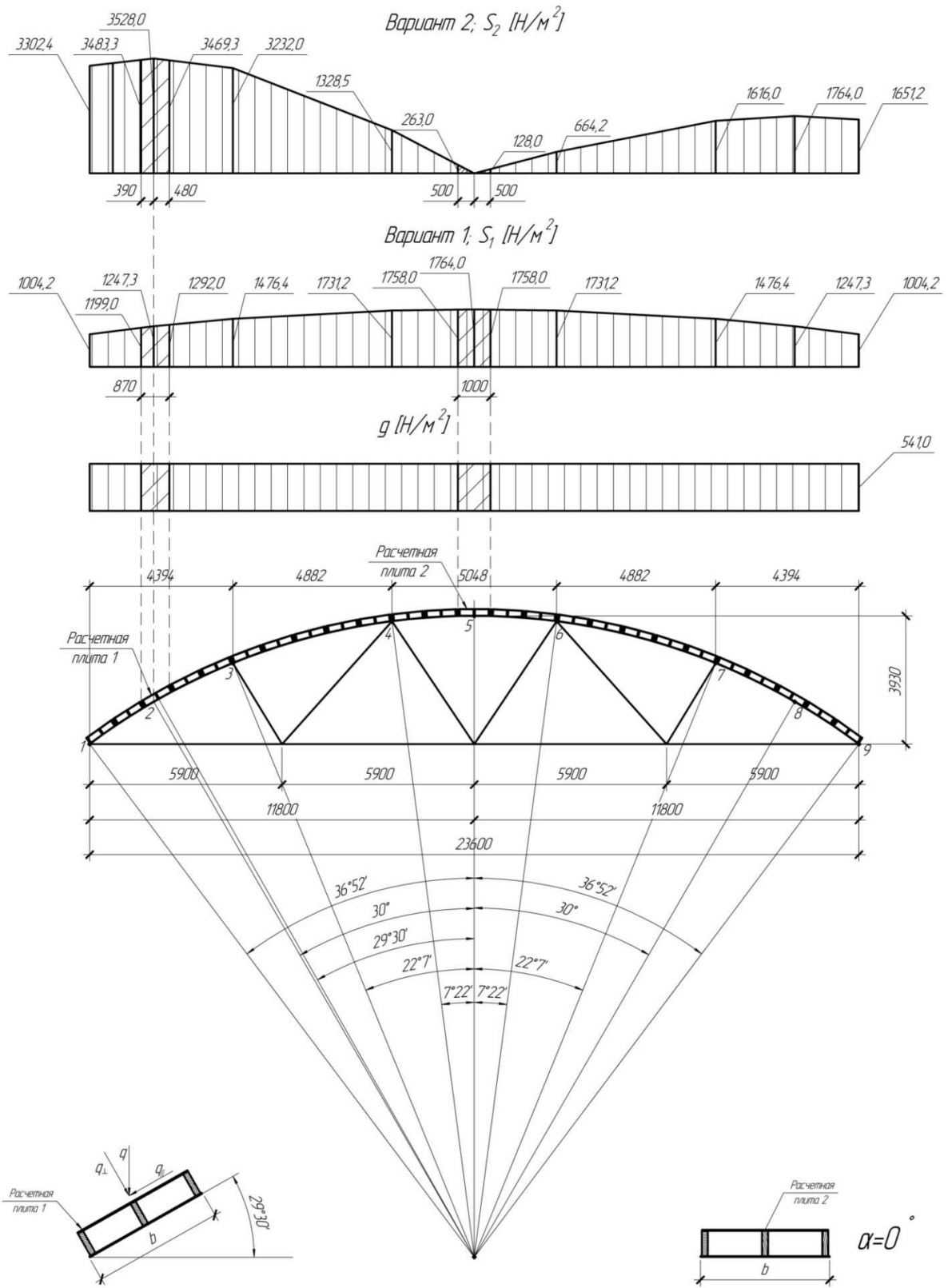


Рисунок 3.3. Схемы загрузки покрытия постоянной нагрузкой и снегом

3.5. Расчетные усилия в плите

Изгибающий момент:

$$M_{\perp} = \frac{q_{\perp} \cdot l_{расч}^2}{8} = \frac{3123,5 \cdot 5,92^2}{8} = 13683,4 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила:

$$Q_{\perp} = \frac{q_{\perp} \cdot l_{расч}}{2} = \frac{3123,5 \cdot 5,92}{2} = 9245,6 \text{ Н}.$$

3.6. Проверка плиты на прочность

В соответствии с п.5.2 [1] расчетные сопротивления, приведенные в таблицах 3,4 и 6 [1], в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы и делить на коэффициент надежности по сроку службы.

Коэффициенты условий работы, которые необходимо учитывать при расчете плиты покрытия, приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3

Коэффициент условий работы	Значение	Обоснование
m_e	1,0	здание отапливаемое, относительная влажность воздуха 65–75%, условия эксплуатации – А2 ¹⁾
m_T	1,0	температура внутри помещения при эксплуатации 18–22 ⁰ С
m_d	1,0	$\frac{g + S_{нон}}{g + S} = \frac{541,0 + 1534,8}{541,0 + 3047,8} \cdot 100\% = 57,8\% < 80\%$
m_n	1,2	учитывать только при расчете на монтажную нагрузку
m_a	1,0	элементы не подвергнуты глубокой пропитке антипиренами

Примечание:

1) В связи с тем, что в СП 64.13330.2011 на данный момент отсутствует четкое разграничение на классы по условиям эксплуатации (таблица Г.2 приложения Г), температурно-влажностные условия эксплуатации приняты по таблице 1 СНиП II-25-80. «Деревянные конструкции», а коэффициент условий работы m_e принимается по таблице 5 СНиП II-25-80. Остальные коэффициенты условий работы следует принимать по СП 64.13330.2011.

По таблице Г.1 приложения Г [1] проектируемое здание имеет срок службы не менее 50 лет, поэтому коэффициент надежности по сроку службы $\gamma_{n(cc)} = 1,0$ (таблица 12 [1]).

3.6.1. Проверка нижней обшивки на растяжение

Проверка выполняется в соответствии с п.6.26 [1].

$$\frac{M_{\perp}}{W_{np.\phi}^n} \cdot \gamma_n = \frac{13683,4}{22,98 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 5,95 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2 = 5,95 \text{ МПа} < m_{\phi} \cdot R_{\phi.p.} = 0,6 \cdot 14 = 8,4 \text{ МПа},$$

где m_{ϕ} – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки, принимаемый при соединении «на ус» равным $m_{\phi} = 0,6$.

Условие выполняется.

3.6.2. Проверка верхней сжатой обшивки на устойчивость

Проверка выполняется в соответствии с п.6.28 [1]:

$$\frac{M_{\perp}}{\varphi_{\phi} \cdot W_{np.\phi}^e} \cdot \gamma_n \leq R_{\phi.c.}.$$

$$\frac{13683,4}{0,649 \cdot 24,31 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 8,67 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2 = 8,67 \text{ МПа} < 12 \text{ МПа}.$$

Так как в нашем примере $\frac{a'}{\delta_{\phi.с.}} = \frac{419}{10} = 41,9 < 50$, то φ_{ϕ} определяется по

формуле:

$$\varphi_{\phi} = 1 - \frac{(a'/\delta_{\phi.с.})^2}{5000} = 1 - \frac{(419/10)^2}{5000} = 0,649.$$

Однако, если отношение $\frac{a'}{\delta_{\phi.с.}} \geq 50$, то $\varphi_{\phi} = \frac{1250}{(a'/\delta_{\phi.с.})^2}$.

3.6.3. Проверка верхней обшивки на местный изгиб между продольными ребрами от сосредоточенного груза

Проверка выполняется в соответствии с п.6.28 [1].

Величина сосредоточенного груза с учетом коэффициента перегрузки равна:

$$P = 1000 \cdot 1,2 = 1200 \text{ Н}$$

Учитывая сопротивление повороту в опорных сечениях верхней обшивки со стороны ребер, в качестве расчетной схемы принимаем пластинку, заделанную в местах приклеивания к ребрам (рисунок 3.4).

Ширина расчетной полосы $b_{ф.в.} = 1 \text{ м}$.

Пролет a – расстояние в осях между ребрами:

$$a = a' + b_p = 0,419 + 0,044 = 0,463 \text{ м},$$

где a' – расстояние в свету между ребрами.

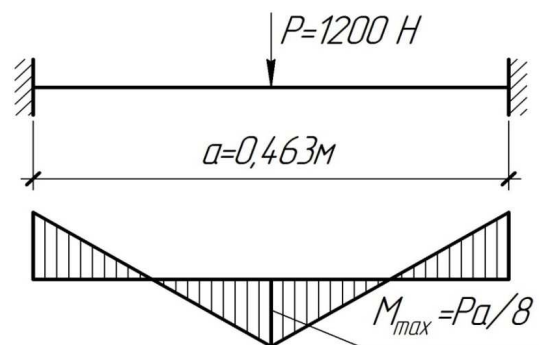


Рисунок 3.4. Расчетная схема верхней обшивки при проверке на местный изгиб

$$M_{\max} = \frac{P \cdot a}{8} = \frac{1200 \cdot 0,463}{8} = 69,45 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$W'_{ф.в.} = \frac{1,00 \cdot \delta^2}{6} = \frac{1,00 \cdot 0,010^2}{6} = 1,67 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3;$$

$$\frac{M_{\max}}{W'_{ф.в.}} \cdot \gamma_n \leq R_{ф.н.90} \cdot m_n;$$

$$\frac{69,45}{1,67 \cdot 10^{-5}} \cdot 1,0 = 4,16 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2 = 4,16 \text{ МПа} < 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа}.$$

3.6.4. Проверка прочности клеевого шва между верхней обшивкой и продольными ребрами на скалывание

Проверка выполняется в соответствии с п.6.29 [1].

$$\frac{Q_{\perp} \cdot S_{ф.в.}}{J_{пр.ф.} \cdot b_{расч}} \cdot \gamma_n = \frac{9245,6 \cdot 855,54 \cdot 10^{-6}}{250,44 \cdot 10^{-6} \cdot 0,132} \cdot 1,0 = 0,24 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2 = 0,24 \text{ МПа} < R_{ф.ск.} = 0,8 \text{ МПа}.$$

$$\text{Здесь } b_{расч} = \sum b_p = 3 \cdot 0,044 = 0,132 \text{ м}.$$

3.6.5. Проверка на скалывание древесины ребер по нейтральному слою

Проверка выполняется в соответствии с п.6.10 [1].

$$\frac{Q_{\perp} \cdot S_{пр.д.}}{J_{пр.д} \cdot b_{расч}} \cdot \gamma_n = \frac{9245,6 \cdot 13,42 \cdot 10^{-4}}{225,62 \cdot 10^{-6} \cdot 0,132} \cdot 1,0 = 0,42 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2 = 0,42 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,6 \text{ МПа}.$$

3.7. Расчет плиты на жесткость

В соответствии с п.6.35 и п.6.36 [1] прогиб плиты должен определяться с учетом деформаций сдвига по формуле:

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

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения без учета деформаций сдвига;

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\perp}^H \cdot l_p^4}{0,7 \cdot E_{ф} \cdot I_{пр}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1748,2 \cdot 5,92^4}{0,7 \cdot 0,9 \cdot 10^{10} \cdot 250,44 \cdot 10^{-6}} = 1,77 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения;

$k = 1$, т.к. высота панели постоянна;

c – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы;

$$c = (45,3 + 6,9\beta) \cdot \gamma = (45,3 + 6,9 \cdot 1,0) \cdot 0,55 = 21 = 28,71;$$

$\beta = 1,0$ – для постоянного сечения;

γ – отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов).

$$\gamma = \frac{F_{\phi.в.} + F_{\phi.н.}}{\sum b_p \cdot h_p \cdot n_{np}} = \frac{(87,30 + 69,84) \cdot 10^{-4}}{0,132 \cdot 0,194 \cdot 1,11} = 0,55.$$

Коэффициенты k , c , β , γ определяются по таблице Е.3 приложения Е [1] как для балки двутаврового сечения постоянной высоты с шарнирными опорами и линейно-распределенной нагрузкой.

Полный прогиб плиты равен:

$$f = f_0 \left[1 + c \left(\frac{h}{l_p} \right)^2 \right] = 1,77 \cdot 10^{-2} \cdot \left[1 + 28,71 \cdot \left(\frac{0,212}{5,92} \right)^2 \right] = 1,84 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

$$f = 1,84 \cdot 10^{-2} \text{ м} < f_u = l/250 = 5,92/250 = 2,37 \cdot 10^{-2} \text{ м},$$

то есть не превышает предельной величины (см. п.6.34 [1]).

Следует отметить, что согласно п.2,а таблицы Е.1 приложения Е [2] по эстетико-психологическим требованиям вертикальный предельный прогиб для плит покрытия пролетом $l=6\text{м}$ составляет $f_u = l/200$, но свод правил [1] ужесточает требование к предельному прогибу – $f_u = l/250$, для выполнения обоих требований принимаем величину предельного прогиба согласно [1].

Таким образом, плита покрытия удовлетворяет требованиям прочности и жесткости.

4. Проектирование и статический расчет стропильной фермы

4.1. Исходные данные

В соответствии с заданием и принятым конструктивным решением покрытия расчету и проектированию подлежит металлодеревянная ферма с разрезным в узлах верхним поясом из клееных блоков и металлическим нижним поясом.

Материалы для изготовления элементов фермы:

– для клееных деревянных элементов – сосновые доски стандартного сортамента по ГОСТ 24454 2-го сорта, клей на основе резорцина и меланина с предварительным перемешиванием компонентов (таблица 2 [1]).

– для металлических элементов и узловых деталей – сталь марки С245 по ГОСТ 27772-88 (таблица В.1 приложения В [3]).

Расчетные сопротивления материалов:

$R_c = R_u = R_{cm} = 15$ МПа – расчетное сопротивление древесины сосны 2-ого сорта на сжатие (таблица 3 [1]);

$R_{yn} = 245$ МПа – предел текучести стали при толщине проката от 2 до 20 мм (таблица В.5 приложения В [3]);

$R_{un} = 370$ МПа – временное сопротивление стали при толщине проката от 2 до 20 мм (таблица В.5 приложения В [3]);

$R_y = 240$ МПа – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести при толщине проката от 2 до 20 мм (таблица В.5 приложения В [3]);

$R_u = 360$ МПа – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению при толщине проката от 2 до 20 мм (таблица В.5 приложения В [3]).

4.2. Геометрические размеры

Учитывая необходимость точного изготовления элементов фермы, все геометрические размеры ее стержней должны определяться с точностью до 1мм (рисунок 4.1).

4.2.1. Расчетный пролет фермы

Согласно п.2 настоящих указаний расчетный пролет: $l = 23,6$ м.

4.2.2. Высота фермы по осям поясов

Согласно п.2 настоящих указаний высота фермы по осям поясов:

$$h = \frac{23,6}{6} = 3,933 \text{ м.}$$

4.2.3. Радиус кривизны оси верхнего пояса

$$R = \frac{l^2 + 4 \cdot h^2}{8 \cdot h} = \frac{23,6^2 + 4 \cdot 3,933^2}{8 \cdot 3,933} = 19,668 \text{ м.}$$

4.2.4. Центральный угол дуги верхнего пояса

Определяется из выражения:

$$\sin \frac{\varphi_0}{2} = \frac{l}{2 \cdot R} = \frac{23,6}{2 \cdot 19,668} = 0,5999,$$

тогда и $\varphi_0 = 73^{\circ}44'$ (см. рисунок 4.1).

4.2.5. Длина оси верхнего пояса

$$S = \frac{\pi \cdot R \cdot \varphi_0}{180} = \frac{3,14 \cdot 19,688 \cdot 73^{\circ}44'}{180} = 25,310 \text{ м.}$$

4.2.6. Длина оси панели верхнего пояса (для пятипанельной фермы)

$$a_n = \frac{S}{5} = \frac{25,310}{5} = 5,062 \text{ м.}$$

4.2.7. Длина хорды панели верхнего пояса

$$l_{x.n.} = 2 \cdot R \cdot \sin \frac{\varphi_0}{2n} = 2 \cdot 19,668 \cdot \sin \frac{73^{\circ}44'}{2 \cdot 5} = 5,048 \text{ м.}$$

Здесь n – число панелей верхнего пояса.

4.2.8. Стрела подъема панели верхнего пояса

$$f_n = \frac{l_{x.n.}^2}{8 \cdot R} = \frac{5,048^2}{8 \cdot 19,668} = 0,162 \text{ м.}$$

4.2.9. Длина горизонтальных проекций панелей верхнего пояса

$$AB(B'A') = 4,394 \text{ м};$$

$$BB'(B'B') = 4,882 \text{ м};$$

$$BB' = 5,048 \text{ м.}$$

4.2.10. Длина панелей нижнего пояса

$$a_{н.п.} = \frac{l}{4} = \frac{23,6}{4} = 5,9 \text{ м.}$$

4.2.11. Строительный подъем нижнего пояса фермы

Строительный подъем принимаем приблизительно равным $1/200l$ (п.8.36 [1]):

$$f_{стр} = \frac{23,6}{200} = 0,118 \approx 0,120 \text{ м.}$$

Для уменьшения видимого провисания ферм последним при изготовлении придают строительный подъем (обратный выгиб нижнего пояса).

Ввиду незначительной погрешности при определении усилий в элементах фермы, мы не будем учитывать ее строительный подъем, считая, что нижний пояс прямолинейный (рисунок 4.1). Однако при разработке чертежей его необходимо учесть, так как это является важным конструктивным требованием.

4.3. Подсчет нагрузок на ферму

Нагрузки от собственного веса элементов покрытия (кровля, плиты покрытия), приходящиеся на 1 м^2 перекрываемой площади (горизонтальной плоскости) равны (таблица 3.2):

нормативная – $g_{покр.}^H = 473,8 \text{ Па}$;

расчетная – $g_{покр.} = 541,0 \text{ Па}$.

Линейная (погонная) нагрузка от собственного веса элементов покрытия на 1 м пролета фермы:

нормативная – $g_{покр.}^H = 473,8 \cdot 6 = 2842,8 \text{ Н/м}$;

расчетная – $g_{покр.} = 541,0 \cdot 6 = 3246,0 \text{ Н/м}$.

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

нормативный – $g_{ф.}^H = \frac{g_{покр.}^H + p^H}{1000 / (k_{с.в.} \cdot l) - 1} = \frac{473,8 + 1260}{1000 / (3 \cdot 23,6) - 1} = 132,1 \text{ Па}$;

расчетный – $g_{ф.} = g_{ф.}^H \cdot 1,1 = 132,1 \cdot 1,1 = 145,3 \text{ Па}$.

Здесь $k_{с.в.} = 3$ – коэффициент собственного веса фермы;

$g_{покр.}^H$ – постоянная нормативная нагрузка от покрытия, приходящаяся на 1 м^2 перекрываемой площади, без учета собственного веса фермы;

p^H – нормативная равномерно распределенная по всему пролету снеговая нагрузка;

$$p^H = 0,7 \times 1,0 \times 1,0 \times 1800 = 1260 \text{ Па}.$$

Собственный вес фермы, приходящийся на 1 м пролета:

нормативный - $g_{ф.л.}^H = g_{ф.л.}^H \cdot B = 132,1 \cdot 6 = 792,6 \text{ Н/м}$;

расчетный - $g_{ф.л.} = g_{ф.л.} \cdot B = 145,3 \cdot 6 = 871,8 \text{ Н/м}$;

где $B = 6,0 \text{ м}$ – шаг стоек каркаса и ферм вдоль здания.

Снеговая нагрузка

В расчет включаем 1-ый и 2-ой варианты загрузки снеговой нагрузки согласно схеме Г.2 приложения Г [2], а также расположение снега только на половине пролета, что отвечает требованиям п.10.4 [2]. Исходя из принятого соотношения высоты и пролета фермы максимальный угол между касательной к скату покрытия (у опоры) и горизонтальной плоскостью не превысит 60° . Следовательно, снеговая нагрузка будет действовать на всем пролете фермы (рисунок 4.2).

Из эпюр распределения снега по покрытию определим эквивалентную снеговую нагрузку на каждую из панелей верхнего пояса при 1-ом и 2-ом вариантах загрузки (рисунок 4.2). Эквивалентная снеговая нагрузка на i -ю панель определяется по такому же принципу, как в плите покрытия.

Значение расчетной снеговой нагрузки на 1 м i -ой панели следует определять по формуле:

$$S_i = q_{s_i} \cdot B \cdot \cos \alpha_{cp_i}, \text{ Н/м},$$

где q_{s_i} – эквивалентная снеговая нагрузка на i -ую панель, Н/м²;

$B = 6$ м – шаг стоек каркаса вдоль здания;

α_{cp_i} – средний угол наклона i -ой панели к горизонту, град (см. рисунок 4.2).

Расчеты сведем в таблицу 4.1.

Таблица 4.1.

№ панели	Эквивалентная снеговая нагрузка q_{s_i} , Н/м ²		α_{cp_i}	Расчетная снеговая нагрузка S_i , Н/м	
	Вариант 1	Вариант 2		Вариант 1	Вариант 2
1	1256,2	3395,75	29°30'	6560,0	17732,60
2	1603,7	2280,25	14°45'	9305,11	13228,96
3	1747,6	664,25; 332,10	0°	10485,6	3985,5; 1992,6
4	1603,7	1140,10	14°45'	9305,11	6614,48
5	1256,2	1697,87	29°30'	6560,0	8866,57

Сбор нагрузок на ферму представлен в таблице 4.2.

Таблица 4.2.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Па	γ_f	Расчетная нагрузка	
			Па	Н/м
Постоянные нагрузки				
1. Собственный вес элементов ограждения, приходящийся на 1 м ² горизонтальной плоскости	473,8	-	541,0	3246,0
2. Собственный вес фермы	132,1	1,1	145,3	871,8
Временные нагрузки				
4. Снег	см. таблицу 4.1			

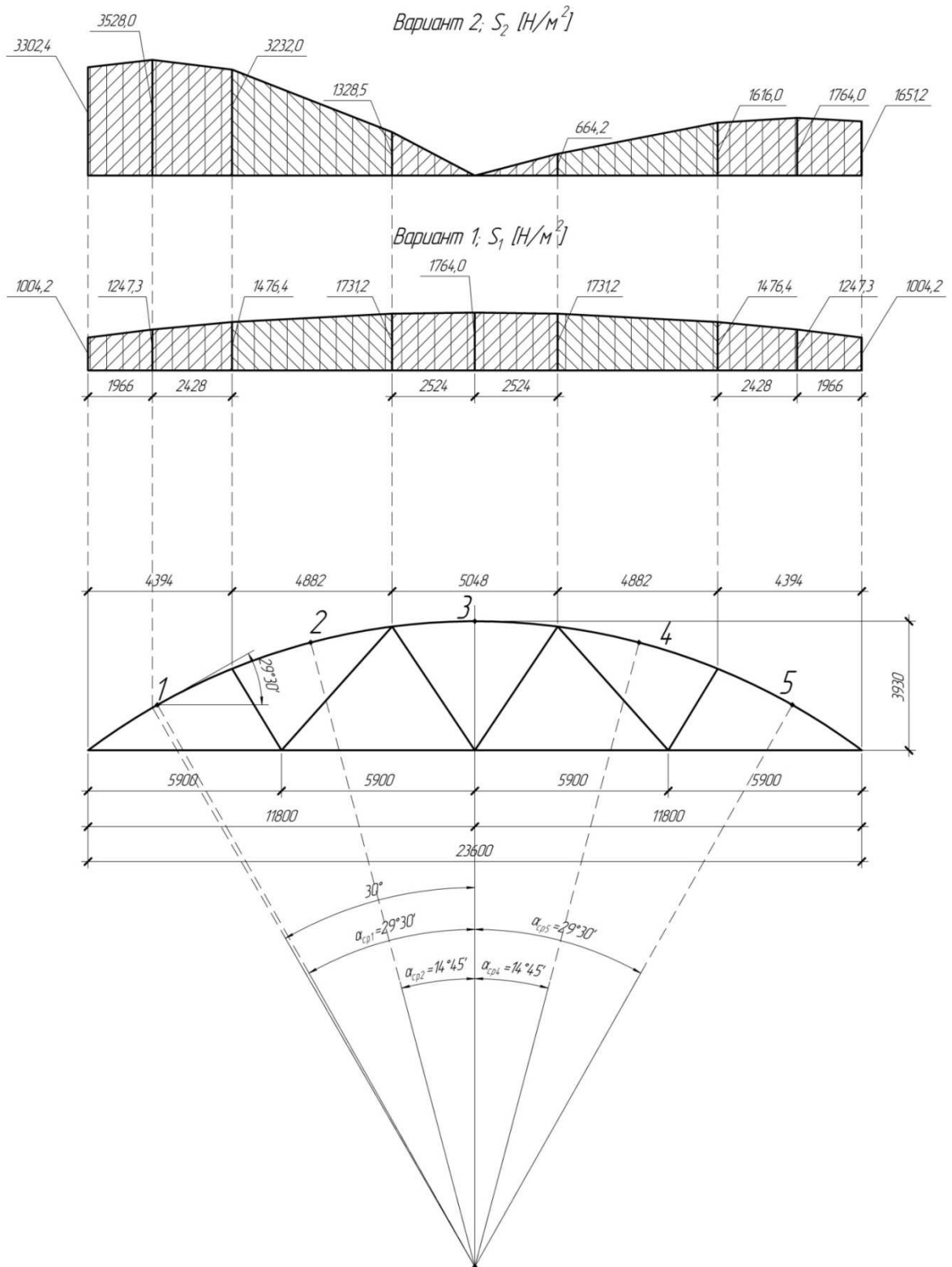


Рисунок 4.2. Схемы распределения снеговой нагрузки на сегментную ферму

4.4. Статический расчет фермы

Статический расчет стропильных ферм имеет целью определение максимальных усилий во всех стержнях фермы при реальных сочетаниях постоянных и временных нагрузок. В нашем случае:

- первое сочетание – постоянная на всем пролете + снеговая, распределенная по всему пролету по закону $\mu_1 = \cos 1,5\alpha$;

- второе сочетание – постоянная на всем пролете + снеговая треугольная на всем пролете по закону $\mu_2 = 2 \sin 3\alpha$;

- третье сочетание – постоянная на всем пролете + снеговая односторонняя, распределенная по треугольной эпюре.

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

4.4.1. Статический расчет фермы с помощью диаграммы

Максвелла-Кремоны

Усилия в элементах фермы определяются графическим способом (с помощью диаграммы Максвелла - Кремоны). Причем, для определения усилий от любого варианта равномерных нагрузок достаточно построить диаграмму от узловых нагрузок $P=1$, расположенных на одной половине фермы (см. рис.1 приложения Б).

Для определения усилий от треугольной и параболической снеговой нагрузки строят самостоятельную диаграмму (см. рис.2 и рис.3 приложения).

Полученные из диаграмм значения усилий в стержнях фермы заносят в гр.3 и 10 табл.5.2.

Остальные значения усилий и их расчетные величины получают, произведя необходимые вычисления в самой таблице.

Таблица 5.2.

	Элемент	Усилие от единичной нагрузки, кН			Усилия от постоянной $P_{узл}^g = 17,697 кН$	Усилия от временной синусоидальной нагрузки, кН			Усилия от временной треугольной нагрузки, кН			Расчетные усилия, кН	
		слева	справа	на всем пролете		слева	справа	на всем пролете	слева	справа	на всем пролете	растяж.	сжатие
Верхний пояс	O ₁	-2,88	-1,17	-4,05	-71,7	-124,92	-54,81	-179,73	-124,35	-39,58	-144,14		-251,43
	O ₂	-2,47	-1,22	-3,69	-65,3	-109,85	-57,11	-166,96	-97,65	-41,25	-118,28		-232,26
	O ₃	-1,81	-1,81	-3,62	-64,1	-84,46	-84,46	-168,92	-60,99	-60,99	-91,49		-233,02
	O' ₂	-1,22	-2,47	-3,69	-65,3	-57,11	-109,85	-166,96	-41,25	-97,65	-90,08		-232,26
	O' ₁	-1,17	-2,88	-4,05	-71,7	-54,81	-124,92	-179,73	-39,58	-124,35	-107,76		-251,43
Раскосы	D ₁	-0,24	+0,31	+0,07	+1,2	-4,83	+14,56	+9,73	-26,64	+10,51	-21,39	+15,76	-25,44
	D ₂	+0,28	-0,36	-0,08	-1,4	+5,54	-16,73	-11,19	+30,58	-12,07	+24,55	+29,18	-18,13
	D ₃	-0,70	+0,70	0	0	-32,49	+32,49	0	-23,45	+23,45	-11,73	+32,49	-32,49
	D' ₃	+0,70	-0,70	0	0	+32,49	-32,49	0	+23,45	-23,45	+11,73	+32,49	-32,49
	D' ₂	-0,36	+0,28	-0,08	-1,4	-16,73	+5,54	-11,19	-12,07	+30,58	+3,22	+29,18	-18,13
	D' ₁	+0,31	-0,24	+0,07	+1,2	+14,56	-4,83	+9,73	+10,51	-26,64	-2,81	+15,76	-25,44
Нижний пояс	U ₁	+2,51	+1,02	+3,53	+62,5	+108,74	+47,69	+156,43	+108,23	+34,45	+125,46	+218,93	
	U ₂	+2,20	+1,42	+3,62	+64,1	+102,54	+66,39	+168,93	+74,03	+47,94	+98,00	+233,03	
	U' ₂	+1,42	+2,20	+3,62	+64,1	+66,39	+102,54	+168,93	+47,94	+74,03	+84,96	+233,03	
	U' ₁	+1,02	+2,51	+3,53	+62,5	+47,69	+108,74	+156,43	+34,45	+108,23	+88,57	+218,93	
Реакции	A	+1,92	+0,58	+2,5	+44,2	+73,47	+27,0	+100,47	+101,71	+19,49	+111,46	+145,91	
	A'	+0,58	+1,92	+2,5	+44,2	+27,0	+73,47	+100,47	+19,49	+101,71	+70,35	+145,91	

4.4.2. Статический расчет фермы с использованием ППП «SCAD»

Статический расчет стропильных ферм имеет целью определение максимально возможных усилий во всех стержнях фермы при реальных сочетаниях постоянной и временной нагрузок:

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

Усилия в элементах фермы определяются в ППП «SCAD», основанном на методе конечных элементов.

В соответствии с п.8.36 [1] расчет ферм с разрезными и неразрезными поясами следует производить по деформированной схеме с учетом податливости узловых соединений.

В рамках данного курсового проекта допускается не принимать в расчет данную рекомендацию ввиду того, что усилия, найденные в элементах фермы, при расчете по упругой схеме отличаются от значений усилий, найденных при расчете по деформированной схеме не более чем на 5%, что существенно не повлияет на результаты расчета.

Правила и последовательность работы с программой.

Геометрическая схема

Создание расчетной схемы начинается с выбора ее типа. Принимаем второй тип расчетной схемы – плоская рама (рисунок 4.3). В ней возможны линейные перемещения вдоль осей “X” и “Z” и вращение относительно оси “Y”.

В ППП «SCAD» криволинейные конечные элементы заменяются на прямолинейные, так как в программе отсутствует возможность моделировать криволинейные элементы. Криволинейность учитывается в дальнейшем конструктивном расчете фермы.

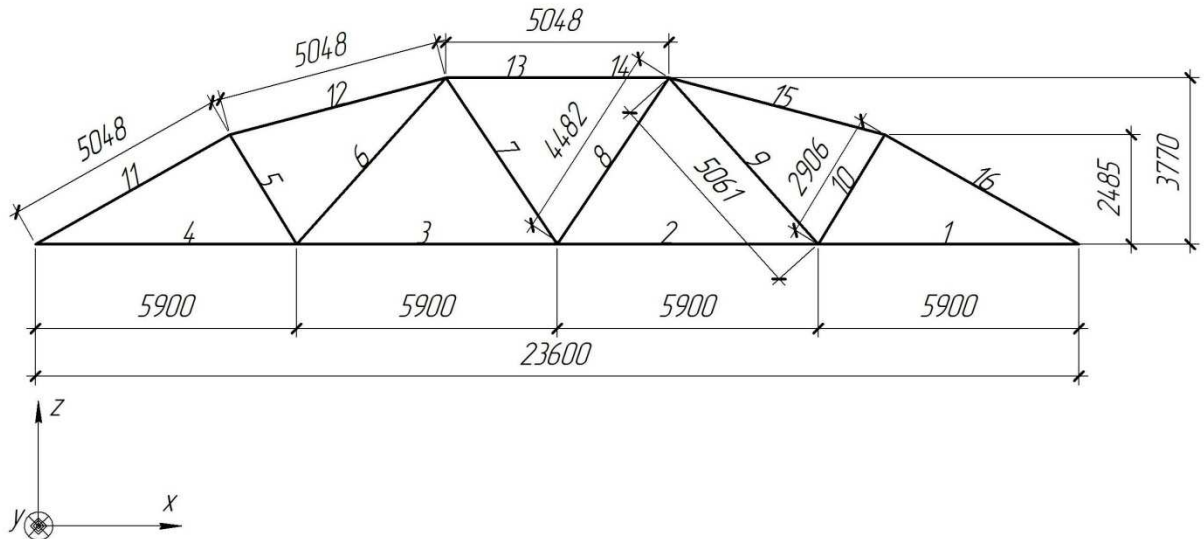


Рисунок 4.3. Геометрическая схема

Условия соединения стержней и связи

Создаем статически определимую систему, как в отношении опорных закреплений, так и решения решетки.

Это вызвано тем, что вследствие податливости применяемых в деревянных конструкциях соединений, а также деформации древесины от высыхания и увлажнения в статически неопределимых системах может произойти перераспределение усилий в элементах конструкции вплоть до изменения знака действующих усилий.

Опорные узлы фермы закрепляем шарнирно, т.е. левая опора шарнирно неподвижная, а правая шарнирно подвижная (рисунок 4.4).

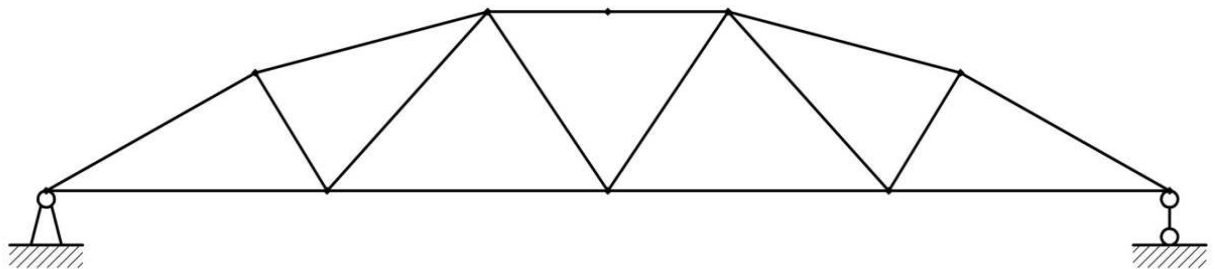


Рисунок 4.4. Закрепление опорных узлов сегментной фермы

Так как ферма состоит из отдельных стержней, соединяемых в узлах, то верхний и нижний пояса фермы проектируются разрезными.

В расчетной схеме все элементы поясов моделируем как «стержни плоской фермы» (1-й тип КЭ). Он допускает вращение относительно оси “У”. Исключение составляют элементы средней панели верхнего пояса. Для них принят 2 тип КЭ – «стержень плоской рамы», а по концам конечных элементов поставлены шарниры (рисунок 4.5).

Сопряжение элементов решетки с поясами фермы осуществляется шарнирно. Для раскосов сегментной фермы принят 1-й тип КЭ.

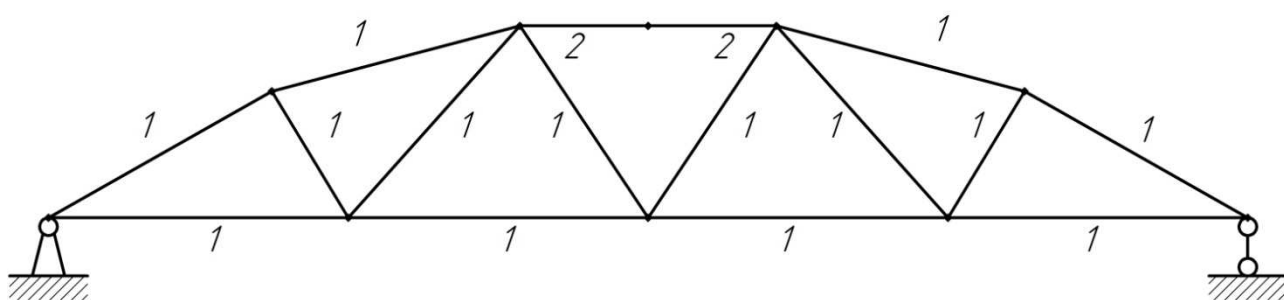


Рисунок 4.5. Типы конечных элементов схемы, связи и шарниры

Жесткостные характеристики

Благодаря тому, что система статически определима, жесткость элементов не повлияет на значения усилий в них, поэтому размеры сечений элементов фермы можно принимать произвольно.

Для верхнего пояса и элементов решетки сегментной фермы выбираем способ задания жесткостей – “параметрическое сечение”.

Материал задается по плотности (объемному весу) и упругим характеристикам:

1. Плотность (объемный вес) древесины сосны 2-ого сорта:

$$500 \text{ кг/м}^3 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2 = 4,905 \text{ кН/м}^3 \text{ (Приложение Д [1]);}$$

2. Модуль упругости: $E = 1 \cdot 10^{10} \text{ Па} = 10000000 \text{ кН / м}^2 \text{ (п.5.3 [1]);}$

3. Коэффициент Пуассона: $\nu_{90,0} = 0,45 \text{ (п.5.3 [1])}.$

Нижний пояс фермы предварительно задается из двух неравнополочных уголков сечением 70x45x5 по ГОСТ 8510-86*. (Принимаемое сечение уголков зависит от величины пролета, нагрузок и длины панели пояса).

Номера типов жесткости указаны на рисунке 4.6. Характеристики принятых сечений приведены в таблице 4.3. Верхний пояс – 160*330мм; раскосы – 160*132мм.

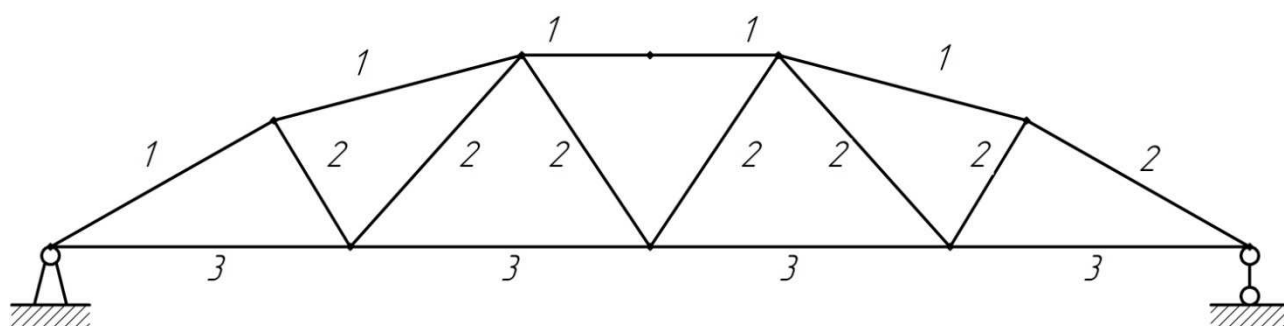
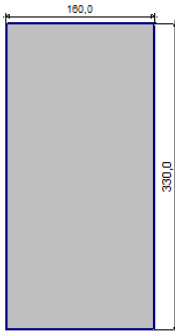
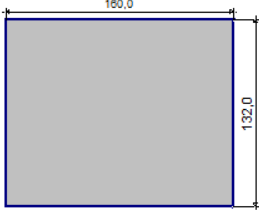
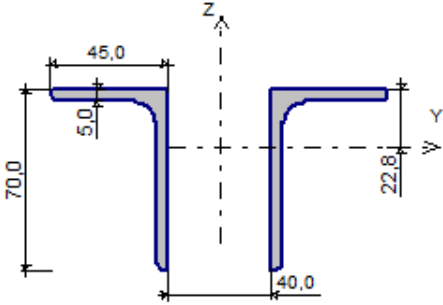


Рис. 4.6. Номера типов жесткости

Таблица 4.3

№ п/п	Тип жесткости	№ п/п	Тип жесткости
1		2	
3			

Нагрузки

Статический расчет выполняется для следующих загрузений (см. табл. 4.4).

Таблица 4.4

№ п/п	Загру- жение	Наименование загрузения
1	L1	Собственный вес фермы
2	L2	Собственный вес покрытия
3	L3	Снеговая нагрузка 1 (рисунок Г.2 приложения Г вариант 1[2])
4	L4	Снеговая нагрузка 2 (рисунок Г.2 приложения Г вариант 2 слева[2])
5	L5	Снеговая нагрузка 3 (рисунок Г.2 приложения Г вариант 2 справа [2])
6	L6	Снеговая нагрузка 4 (рисунок Г.2 приложения Г вариант 2 снег на половине пролета слева [2])
7	L7	Снеговая нагрузка 5 (рисунок Г.2 приложения Г вариант 2 снег на половине пролета справа [2])

Взаимоисключающимися являются загрузения с №3 по №7.

Все нагрузки задаются на верхний пояс фермы в [Н/м] в соответствии с таблицей 4.4:

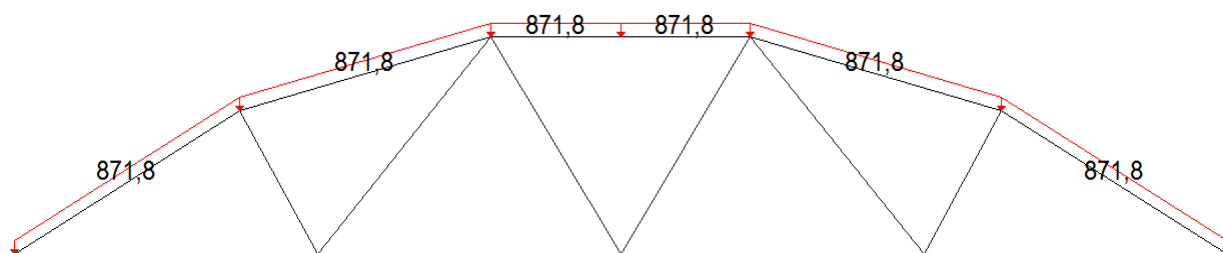


Рисунок 4.7. Исходные данные - Собственный вес фермы

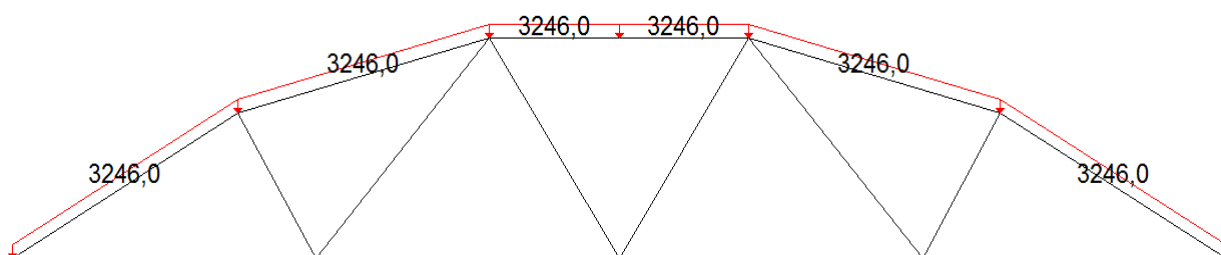


Рисунок 4.8. Исходные данные - Собственный вес плит покрытия

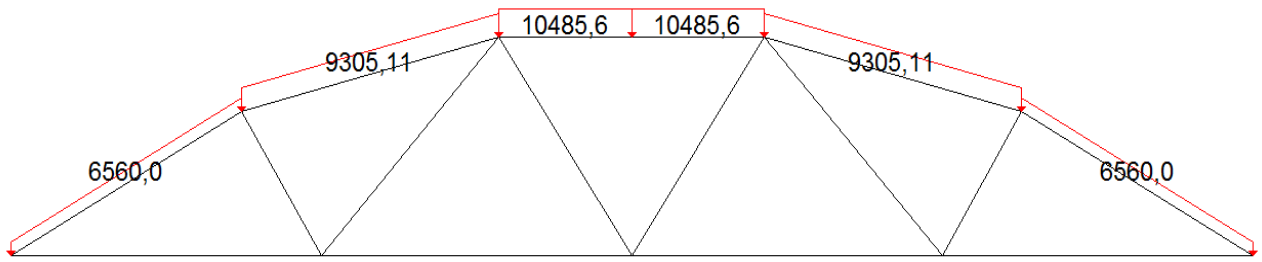


Рисунок 4.9. Исходные данные - Снеговая нагрузка 1

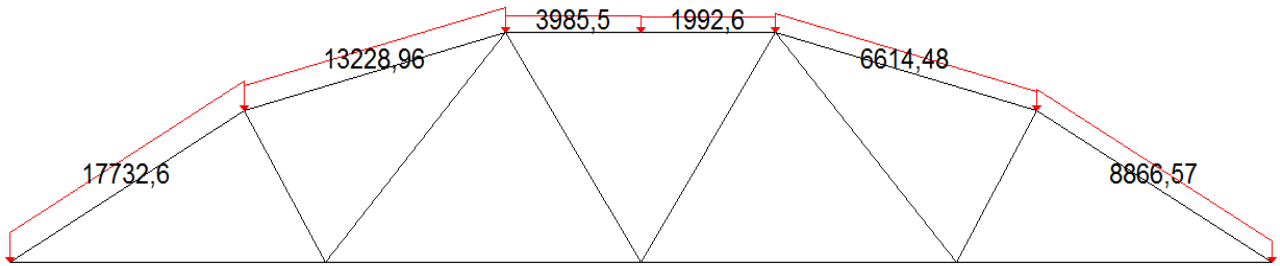


Рисунок 4.10. Исходные данные - Снеговая нагрузка 2

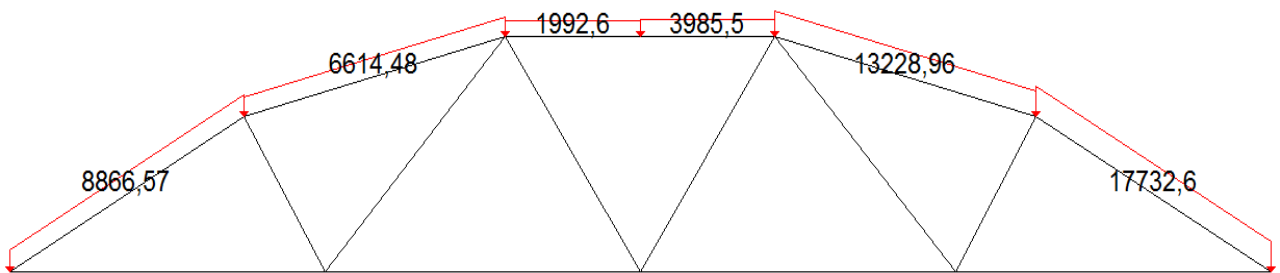


Рисунок 4.11. Исходные данные - Снеговая нагрузка 3

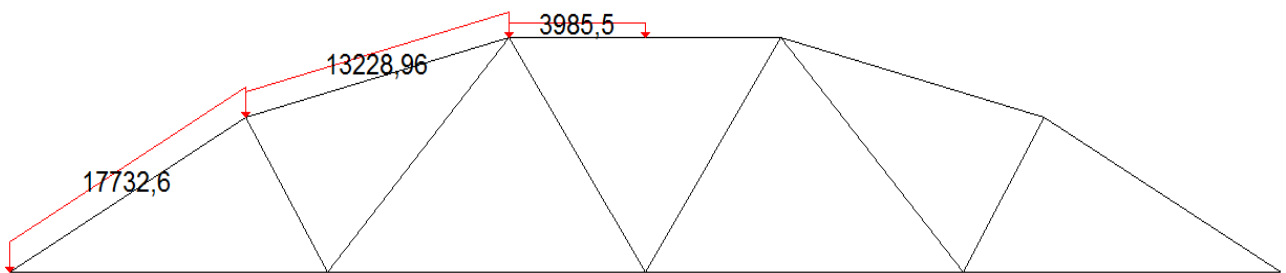


Рисунок 4.12. Исходные данные - Снеговая нагрузка 4

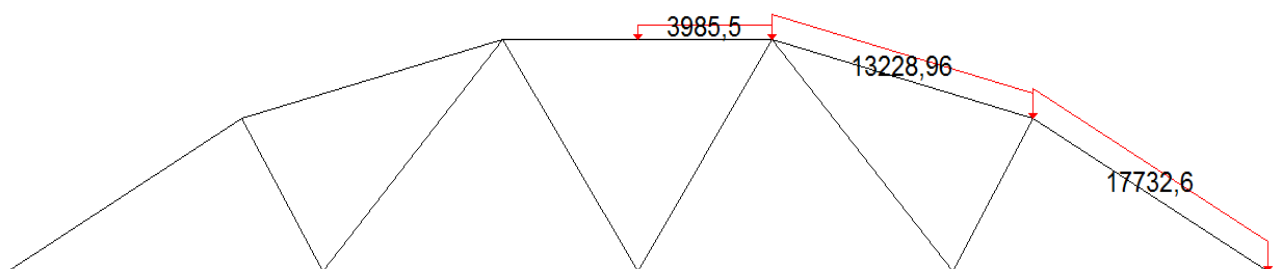


Рисунок 4.13. Исходные данные - Снеговая нагрузка 5

После получения результатов расчета от ПК, составляется сводная таблица усилий во всех элементах фермы при всех вариантах загрузки при реальных сочетаниях нагрузки (табл. 4.5).

Затем, методом перебора вариантов определяются расчетные сочетания усилий. Для верхнего пояса расчетным является сочетание с максимальным изгибающим моментом и соответствующей продольной силой. В результате, составляются таблицы 4.5 и 4.6.

4.5. Определение расчетных изгибающих моментов в панелях верхнего пояса

Панель верхнего пояса представляет собой стержень криволинейного (кругового) очертания с шарнирно-опертыми концами, воспринимающий сжимающее усилие, приложенное к центрам опорных сечений и изгибающий момент от внеузловой поперечной нагрузки. Кроме того, изгибающий момент возникает так же от продольной силы благодаря криволинейности стержня.

Расчет панели на прочность как для сжато-изгибаемого элемента в

соответствии с п.6.17 [1] производится по формуле:
$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c, \quad (4.1)$$

где N – расчетная сжимающая сила, действующая в рассчитываемом элементе; $F_{расч}$ – расчетная площадь поперечного сечения элемента, принимаемая для нашего случая, когда в расчетном сечении элемента нет ослаблений (п.6.2 [1]) равной $F_{расч} = F_{бр}$;

M_D – деформационный изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый по деформированной схеме (п.6.17 примечание 1 [1]);

$W_{расч}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения, равный для нашего случая (п.6.9 [1]) $W_{нт} = W_{бр}$.

В соответствии с примечанием 1 п.6.17 [1] изгибающий момент M_D для случая шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов параболического и близкого к ним очертания (см. рисунок 4.14) допускается определять по формуле:

$$M_D = \frac{M}{\xi}. \quad (4.2)$$

Таблица 4.5

Результаты статического расчета сегментной фермы

Элементы Комбинация загружений	Верхний пояс						Раскосы			Нижний пояс		Опорная реакция
	O_1		O_2		O_3		D_1	D_2	D_3	U_1	U_2	A
	N , кН	M_I , кНм	N ,кН	M_I , кНм	N , кН	M_I , кНм	N , кН	N , кН	N , кН	N , кН	N , кН	R , кН
L1+L2+L3	-280,52	29,61	-254,30	41,35	-244,93	46,52	9,59	-11,01	0	232,62	244,93	138,13
L1+L2+L4	-325,92	60,59	-269,09	53,44	-223,85	22,70	-20,47	23,49	-17,84	260,05	233,77	160,49
L1+L2+L5	-256,75	36,00	-225,33	33,06	-223,85	22,64	3,50	-4,02	17,84	209,43	213,92	126,43
L1+L2+L6	-293,26	60,59	-235,04	53,44	-174,35	19,84	-29,14	33,45	-35,68	231,62	194,21	144,41
L1+L2+L7	-154,90	11,42	-147,53	12,69	-174,35	19,47	18,79	-21,58	35,68	130,37	154,50	76,28

Таблица 4.6

Определение наиболее нагруженной панели верхнего пояса фермы и раскоса

Элементы Комбинация загружений	Верхний пояс						Раскосы			Нижний пояс		Опорная реакция
	Панель O_1		Панель O_2		Панель O_3		D_1	D_2	D_3	U_1	U_2	A
	N , кН	M , кНм	N ,кН	M , кНм	N , кН	M , кНм	N , кН	N , кН	N , кН	N , кН	N , кН	R , кН
L1+L2+L3	-280,52	-15,83	-254,30	0,15	-244,93	6,84	9,59	-11,01	0	232,62	244,93	138,13
L1+L2+L4	-325,92	7,79	-269,09	9,85	-223,85	-13,56	-20,47	23,49	-17,84	260,05	233,77	160,49
L1+L2+L5	-256,75	-5,59	-225,33	-3,44	-223,85	-13,62	3,50	-4,02	17,84	209,43	213,92	126,43
L1+L2+L6	-293,26	13,08	-235,04	15,36	-174,35	-8,40	-29,14	33,45	-35,68	231,62	194,21	144,41
L1+L2+L7	-154,90	-13,67	-147,53	-11,21	-174,35	-8,77	18,79	-21,58	35,68	130,37	154,50	76,28
Расчетные сочетания усилий	$\max N = -325,92$ кН; $M = 7,79$ кНм (панель O_1) $N = -280,52$ кН; $\max M = -15,83$ кНм (панель O_1) $\min N = -235,04$ кН; $+ M = +15,36$ кНм (панель O_2) $N = -235,04$ кН; $\max + M = 15,36$ кНм (панель O_2)						+18,79 -29,14	+33,45 -21,58	+35,68 -35,68	+260,05	+244,93	160,49

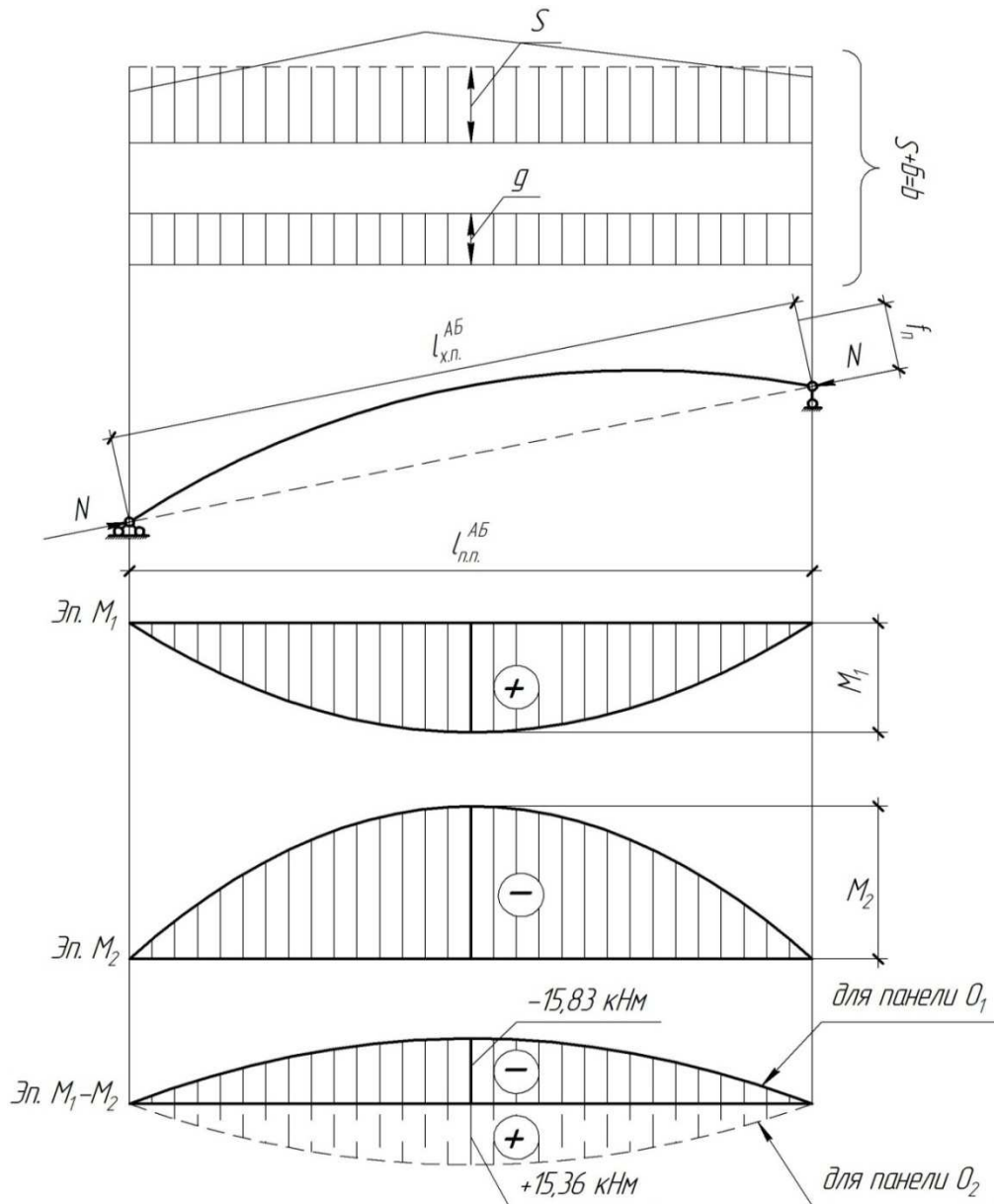


Рисунок 4.14. Расчетная схема панели верхнего пояса

В нашем случае поперечная нагрузка q (постоянная+снеговая нагрузка) и продольная сила N создают эпюру изгибающих моментов параболической формы (рисунок 4.14).

Общий момент M_d по деформированной схеме может быть определен как разность деформационных моментов от каждой из нагрузок:

$$M_d = M_{d1} - M_{d2}, \quad (4.3)$$

где
$$M_{d1} = \frac{M_1}{\xi}, \quad (4.4)$$

$$M_1 = \frac{q \cdot l_n^2}{8}, \quad (4.5)$$

$$M_{д2} = \frac{M_2}{\xi}, \quad (4.6)$$

$$M_2 = N \cdot f_n. \quad (4.7)$$

Окончательно формула для определения $M_{д}$ примет вид:

$$M_{д} = \frac{M_1}{\xi} - \frac{M_2}{\xi} = \frac{M_1 - M_2}{\xi}, \quad (4.8)$$

где M_1 и M_2 – соответственно изгибающие моменты от поперечной нагрузки q и продольной силы N без учета дополнительного момента от продольной силы, возникающего после изгиба стержня;

Изгибающий момент M_1 от поперечной нагрузки в панелях верхнего пояса был вычислен при статическом расчете фермы. Их значения приведены в таблице 4.5.

ξ – коэффициент, учитывающий возникновение в расчетном сечении элемента дополнительного изгибающего момента от продольной силы вследствие прогиба элемента и вычисляемый по формуле (п.6.17 [1]):

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N_1}{3000 \cdot F_{оп} \cdot R_c}. \quad (4.9)$$

Изгибающий момент в панели O_1 при первой комбинации загружений без учета ее прогиба:

$$M = M_1 - M_2 = M_1 - N \cdot f_n = 29,61 - 280,52 \cdot 0,162 = -15,83 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Анализируя таблицу 4.5 настоящих указаний, выбираем наиболее нагруженную по изгибающему моменту и соответствующей продольной силе панель.

Поскольку в нашем случае панели O_1 и O_2 по рисунку 4.1 настоящих указаний загружены почти равными моментами по абсолютной величине, то в качестве расчетной выбираем панель O_1 , так как в ней действует продольная сила по величине больше, чем в панели O_2 . Таким образом,

наиболее нагруженной в нашем случае является панель O_1 , поскольку в ней действуют максимальный изгибающий момент и максимальная по величине соответствующая продольная сила (см. таблицу 4.6).

Расчетным сечением сжато-изгибаемого элемента, то есть панели верхнего пояса, является сечение, где действует максимальный по абсолютной величине изгибающий момент.

5. Конструктивный расчет элементов и узлов фермы

5.1. Конструктивный расчет панелей верхнего пояса

5.1.1. Компоновка сечения верхнего пояса

Сечение панелей верхнего пояса проектируем из досок сортамента пиломатериалов по ГОСТ 24454-80* Е с учетом припусков на фрезерование их пластей до склеивания пакета и фрезерования боковых граней склеенного пакета по ГОСТ 7307-75.

Для изготовления принимаем доски сечением 175×40 мм. Их толщина после фрезерования пластей с предварительным фугованием составит $40 - 7 = 33$ мм, а ширина склеенного пакета после фрезерования его боковых граней будет равна $175 - 15 = 160$ мм.

Принятая толщина досок после фрезерования не превышает максимально допустимую толщину 40 мм согласно п.2.2 [5], поэтому устройство продольных компенсационных прорезей можно не предусматривать. Также принятая толщина досок равна рекомендуемой граничной толщине, согласно п.7.7 [1] равной 33 мм.

Высота сечения панелей разрезного верхнего пояса в сегментных фермах составляет, как правило, $\left(\frac{1}{14} - \frac{1}{18}\right)$ длины панели a_n .

Задаемся сечением панели АБ, склеенной из 10 слоев толщиной 33 мм каждый.

Имеем:
$$h = 33 \times 10 = 330 \text{ мм} = 33,0 \text{ см};$$

$$\left(\frac{33,0}{506,2} \right) \cong \frac{1}{15} a_n ;$$

$$b = 160 \text{ мм} = 16,0 \text{ см} ;$$

$$F_{расч} = F_{бр} = 16,0 \times 33,0 = 528,0 \text{ см}^2 = 52,8 \times 10^{-3} \text{ м}^2 ;$$

$$W_{расч} = W_{бр} = \frac{16,0 \times 33,0^2}{6} = 2904,0 \text{ см}^3 = 29,04 \times 10^{-4} \text{ м}^3 .$$

Гибкость панели в плоскости фермы:

$$\lambda = \frac{a_n}{0,289 \cdot h} = \frac{506,2}{0,289 \cdot 33,0} = 53,08 < \lambda_{макс} = 120 .$$

Предельная гибкость элемента определяется по п.6.24, таблице 17 [1].

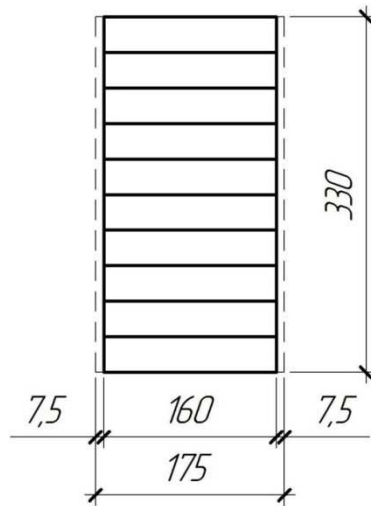


Рисунок 5.1. Поперечное сечение панели верхнего пояса

В соответствии с п.5.2 [1] расчетные сопротивления, приведенные в таблицах 3, 4 и 6 [1], в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы и делить на *коэффициент надежности по сроку службы*.

Коэффициенты условий работы, которые необходимо учитывать при расчете элементов фермы, приведены в таблице 5.1.

По таблице Г.1 приложения Г [1] проектируемое здание имеет срок службы не менее 50 лет, поэтому коэффициент надежности по сроку службы $\gamma_{н(сс)} = 1,0$ (таблица 12 [1]).

Таблица 5.1

Коэффициент условий работы	Значение	Обоснование
m_{ϵ}	1,0	здание отапливаемое, относительная влажность воздуха 65–75% , условия эксплуатации – А2 ¹⁾
m_T	1,0	температура внутри помещения при эксплуатации 18–22 ⁰ С
m_D	1,0	расчет производим для панели АБ (панель №1) от двух сочетаний нагрузок (таблица 4.6): 1-ое сочетание $\frac{q_{полн} + S_{1,полн}}{q_{полн} + S_1} = \frac{3246 + 871,8 + 3280}{3246 + 871,8 + 6560} \cdot 100\% = 69\% < 80\%$ $S_{1,полн} = S_{1,расч} / \gamma_f \times 0,7 = 6560 / 1,4 \cdot 0,7 = 3280 \text{ Н/м (п.10.11 [2])}$ 2-ое сочетание $\frac{q_{полн} + S_{2,полн}}{q_{полн} + S_2} = \frac{3246 + 871,8 + 8866}{3246 + 871,8 + 17732} \cdot 100\% = 59\% < 80\%$ $S_{2,полн} = S_{2,расч} / \gamma_f \times 0,7 = 17732 / 1,4 \cdot 0,7 = 8866 \text{ Н/м (п.10.11 [2])}$
m_n	1,0	расчет с учетом воздействия кратковременных нагрузок отсутствует
m_b	1,0	высота сечения верхнего пояса принята менее 50 см (таблица 9 [1])
m_a	1,0	элементы не подвергнуты глубокой пропитке антипиренами
m_{cl}	1,0	толщина досок после фрезерования с предварительным фугованием 33 мм (таблица 10 [1])
m_{gn}	1,0	$r_k / a = 19668 / 33 = 596 > 500$ (таблица 11[1])
<p><i>Примечание:</i></p> <p>1) В связи с тем, что в СП 64.13330.2011 на данный момент отсутствует четкое разграничение на классы по условиям эксплуатации (таблица Г.2 приложения Г), температурно-влажностные условия эксплуатации приняты по таблице 1 СНиП II-25-80. «Деревянные конструкции», а коэффициент условий работы m_{ϵ} принимается по таблице 5 СНиП II-25-80. Остальные коэффициенты условий работы следует принимать по СП 64.13330.2011.</p>		

5.1.2. Проверка прочности наиболее нагруженной панели верхнего пояса

- Первое сочетание нагрузок – L1+L2+L4.
- Второе сочетание нагрузок – L1+L2+L3.

Проверка выполняется в соответствии с п.6.17 [1].

Первое сочетание:

$$\left(\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{325,92 \cdot 10^3}{52,8 \cdot 10^{-3}} + \frac{12,71 \cdot 10^3}{2,90 \cdot 10^{-3}} \right) \cdot 1,0 = (6,17 + 4,38) \cdot 1,0 \cdot 10^6 =$$

$$= 10,55 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа} .$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{бр} \cdot R_c} = 1 - \frac{53,08^2 \cdot 325,92 \cdot 10^3}{3000 \cdot 52,8 \cdot 10^{-3} \cdot 15,0 \cdot 10^6} = 0,613 .$$

$$M_D = \frac{M_1 - M_2}{\xi} = \frac{7,79}{0,613} = 12,71 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Второе сочетание:

$$\left(\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{280,52 \cdot 10^3}{52,8 \cdot 10^{-3}} + \frac{23,73 \cdot 10^3}{2,90 \cdot 10^{-3}} \right) \cdot 1,0 = (5,31 + 8,18) \cdot 1,0 \cdot 10^6 =$$

$$= 13,49 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа} .$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{бр} \cdot R_c} = 1 - \frac{53,08^2 \cdot 280,52 \cdot 10^3}{3000 \cdot 52,8 \cdot 10^{-3} \cdot 15,0 \cdot 10^6} = 0,667 .$$

$$M_D = \frac{M_1 - M_2}{\xi} = \frac{15,83}{0,667} = 23,73 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Таким образом, принятое сечение панели верхнего пояса удовлетворяет условиям прочности.

В случае невыполнения проверки рекомендуется увеличить, в первую очередь, высоту сечения верхнего пояса, добавляя слой за слоем.

Верхний пояс был запроектирован сечением 160×330 мм, хотя сечение 135×363 мм является более экономичным. Это вызвано необходимостью нормального монтажа плит покрытия. В п.3.2 настоящих указаний ширина площадки опирания плиты покрытия была принята – 60 мм, монтажный зазор между плитами – 20 мм, кроме этого, необходимо учесть допуск на точность изготовления плит покрытия и их монтажа ±5 мм. Таким образом, ширина верхнего пояса фермы из условия опирания плит с двух сторон должна быть не менее 60·2 + 20 + 5 = 145 мм.

В итоге получается, что ширины верхнего пояса 135 мм для опирания плит недостаточно.

5.1.3. Проверка устойчивости плоской формы деформирования

Проверка выполняется в соответствии с п.6.20 [1].

$$\left(\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_{II} \cdot W_{бр}} \right)^n \right) \cdot \gamma_n \leq 1,$$

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

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (8) [1] для гибкости участка элемента с расчетной длиной l_p из плоскости деформирования;

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

A – коэффициент, принимаемый для древесины $A = 3000$;

λ – гибкость панелей верхнего пояса при длине расчетного участка равной половине длины панели (между точками примыкания связей);

Верхний пояс раскрепляем связями – распорками и раскосами из стальных элементов (труб, уголков, тяжей) или клееных деревянных элементов, т.к. шаг несущих конструкций превышает 3 м. При шаге несущих конструкций до 3 м предпочтительнее конструировать связи деревянными (из брусьев или досок).

В плоскости кровли роль распорок могут выполнять продольные ребра плит покрытия при соответствующем их креплении к несущим конструкциям. Однако существующие способы крепления плит покрытия к несущим деревянным конструкциям (на болтах, глухарях, гвоздях и других податливых связях, которые в процессе эксплуатации из-за коррозии, неплотной постановки и другим причинам не гарантируют надежности

соединений) не позволяют рекомендовать учитывать эти элементы в общей системе связей.

φ_M – коэффициент, определяемый по формуле (25) [1]:

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} k_\phi,$$

l_p – длина расчетного участка, равная расстоянию между точками раскрепления верхнего пояса;

k_ϕ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов в пределах расчетного участка l_p , определяемый по таблице Е.2 приложения Е [1]. Параболическую форму эпюры заменяем на трапециевидную с отношением $\alpha = M_{оп} / M_{пр} = 0$.

1-ое сочетание:

$$\lambda = \frac{0,5 \cdot a_n}{0,289 \cdot b} = \frac{0,5 \cdot 506,2}{0,289 \cdot 16} = 54,74 < \lambda_{\max} = 120.$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{54,74^2} = 1,001.$$

$$k_\phi = 1,75 - 0,75 \cdot \frac{M_{он}}{M_{пр}} = 1,75 - 0,75 \cdot 0 = 1,75;$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi = 140 \cdot \frac{16^2}{0,5 \cdot 506,2 \cdot 33,0} \cdot 1,75 = 7,51;$$

$M_D = 12,71$ кН·м (см. п.5.1.2. настоящих указаний при расчете на прочность от первого сочетания).

$$\left(\frac{325,92 \cdot 10^3}{1,001 \cdot 15,0 \cdot 10^6 \cdot 52,8 \cdot 10^{-3}} + \left(\frac{12,71 \cdot 10^3}{7,51 \cdot 15,0 \cdot 10^6 \cdot 2,90 \cdot 10^{-3}} \right)^2 \right) \cdot 1,0 = 0,413 < 1,0.$$

Расчет на второе сочетание нагрузок можно не выполнять, так как продольное усилие значительно меньше, чем в первом сочетании, а

изгибающий момент дает лишь несколько процентов от суммарного результата, сравниваемого с 1,0.

В случае неудовлетворения проверки рекомендуется увеличить ширину сечения верхнего пояса или уменьшить расстояние между точками примыкания связей к расчетной панели пояса.

5.2. Расчет нижнего пояса

Нижний пояс проектируем стальным из двух горячекатаных неравнополочных уголков в соответствии с сортаментом по ГОСТ 8510-86*.

Максимальное усилие в нижнем поясе согласно таблице 4.6: $N=260,05$ кН.

Требуемая площадь сечения стального пояса из условия прочности на центральное растяжение (п.7.1.1. [3]):

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{260,05 \cdot 10^3}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,0} = 10,83 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 10,83 \text{ см}^2,$$

где: $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы (таблица 1 [3]);

R_y – расчетное сопротивление стали С245 растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести (п.4.1 настоящих указаний).

Проектируем нижний пояс из двух уголков $80 \times 50 \times 5$ мм с общей площадью сечения:

$$A = 6,36 \cdot 2 = 12,72 \text{ см}^2 = 12,72 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Сечение с толщиной полки менее 5 мм принимать не рекомендуется, во избежание неудобства при сварке с другими конструктивными элементами.

Согласно примечанию 2 приложения В [3] при толщине проката $t \leq 6$ мм номер группы конструкций следует увеличивать на единицу (для групп 1-3), т.е. нижний пояс фермы следует теперь отнести к 3 группе конструкций и по таблице В.1 приложения В применить сталь С235. Однако данное

требование выполнять не целесообразно, так как остальные стальные элементы и детали фермы будут выполнены из проката толщиной более 6 мм, и в целях унификации рекомендуется принять одну марку стали С245.

Проверяем гибкость панелей нижнего пояса в вертикальной плоскости:

$$\lambda_x = \frac{a_{н.п.}}{2 \cdot i_x} = \frac{590}{2 \cdot 2,56} = 115,2 < \lambda_u = 400,$$

где $a_{н.п.}$ – свободная длина пояса в плоскости фермы, равная длине панели (см. рисунок 4.1);

i_x – радиус инерции одного уголка относительно горизонтальной оси.

λ_u – предельная гибкость растянутых элементов согласно п.10.4.1, таблице 33 [3].

Изгибающий момент в нижнем поясе от собственного веса:

$$M_{с.в.} = \frac{g_{н.п.} \cdot a_{н.п.}^2}{8} = \frac{2 \cdot 4,49 \cdot 10 \cdot 5,9^2}{8} = 390,74 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

где $g_{н.п.}$ – погонный вес нижнего пояса из двух неравнополочных уголков, кг/м.

Растягивающие напряжения в нижнем поясе с учетом собственного веса:

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{M_{с.в.}}{2 \cdot W_{нижн}} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{260,05 \cdot 10^3}{12,72 \cdot 10^{-4}} + \frac{390,74}{2 \cdot 7,71 \cdot 10^{-6}} \right) \cdot 1,0 = 229,78 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1,0 \text{ МПа}.$$

$$W_{нижн} \frac{J_x}{h - y_0} = \frac{41,64}{8 - 2,6} = 7,71 \text{ см}^3,$$

где $W_{нижн}$ – момент сопротивления одного уголка по нижней (растянутой от изгиба под собственным весом) грани при расположении его короткой полкой вверх;

J_x – момент инерции одного уголка относительно горизонтальной оси, принимается по сортаменту (ГОСТ 8510-86*);

y_0 – расстояние от центра тяжести сечения уголка до верхней грани, принимается по сортаменту (ГОСТ 8510-86*).

Уголки, составляющие нижний пояс, необходимо соединить стальными пластинами, установленными с шагом не превышающим значение $80 \cdot i_{y1}$ (п.7.2.6 [3]). Здесь радиус инерции i -ого уголка принимаем минимальный.

Принимаем шаг $110 \text{ см} < 80 \cdot i_{y1} = 80 \cdot 1,41 = 112,8 \text{ см}$ (рисунок 5.2).

i_{y1} – радиус инерции одного уголка относительно его центральной вертикальной оси.

Для нижнего пояса было принято сечение уголка $80 \times 50 \times 5 \text{ мм}$ по причине того, что оно является наиболее экономичным с точки зрения расхода стали. Ближайшее по сортаменту более экономичное сечение ($70 \times 45 \times 5 \text{ мм}$) не проходит в результате возникновения недопустимых перенапряжений.

Расположение уголков короткой полкой вверх, хоть и уменьшает момент сопротивления растянутой нижней грани, но при этом препятствует скоплению производственной пыли на полках уголков, которая вызывает коррозию металла и со временем увеличивает собственный вес пояса.

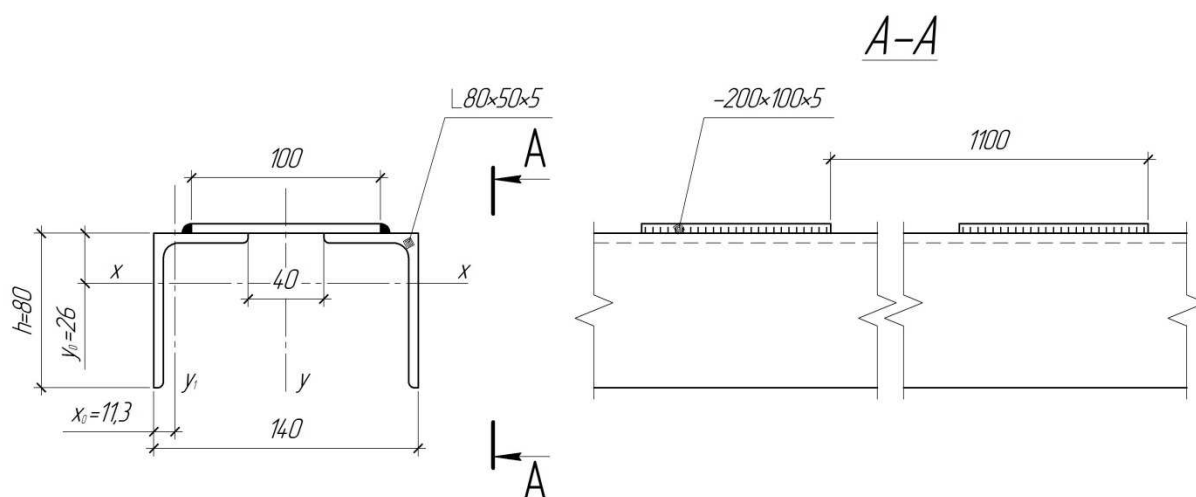


Рисунок 5.2. Поперечное сечение нижнего пояса

5.3. Расчет раскосов

5.3.1. Определение поперечного сечения раскосов

Из таблицы 4.6 настоящих указаний видно, что наибольшие усилия сжатия возникают в средних раскосах D_3 и D_3' (рисунок 4.1) и равны $D_3=D_3' = \pm 35,68$ кН. Однако раскосы D_2 и D_2' длинней по сравнению со средними раскосами, поэтому на устойчивость необходимо проверить и самый нагруженный раскос, и самый длинный.

Назначаем минимальный размер поперечного сечения по предельной гибкости самого длинного раскоса D_2 :

Задаемся предельной гибкостью раскосов $\lambda_{\text{макс}}=150$ (таблица 17[1]):

$l_{D_2} = 506,1$ см, $l_{D_3} = 453,7$ см (рисунок 4.1);

$$h_{\text{пр}} = \frac{l_{D_2}}{0,289 \cdot \lambda_{\text{макс}}} = \frac{506,1}{0,289 \cdot 150} = 11,67 \text{ см}.$$

Все раскосы проектируем одинакового сечения для упрощения их изготовления. Принимаем раскосы в виде клееного пакета из 4-х досок шириной 160 мм и толщиной каждая 33 мм (доска толщиной 40 мм после фрезерования с предварительным фугованием). Поперечное сечение раскосов: 132×160 мм.

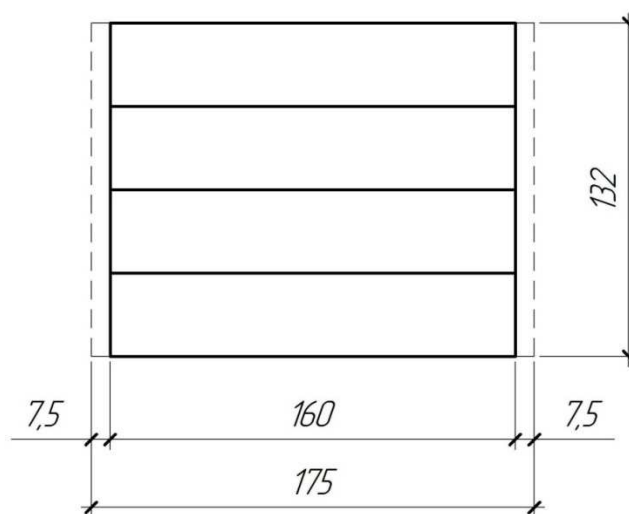


Рисунок 5.3. Поперечное сечение раскосов

Проверяем сечение раскоса D_3 на устойчивость в плоскости наибольшей гибкости (п.6.2 [1]):

$$\lambda = \frac{l_{D_3}}{0,289 \cdot h} = \frac{453,7}{0,289 \cdot 13,2} = 118,93;$$

$$\lambda = 118,93 < 150 \text{ (п.6.24, таблица17 [1]);}$$

$$\lambda > 70 \text{ (п.6.3 [1]), поэтому } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{118,93^2} = 0,212.$$

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \cdot \gamma_n = \frac{35680}{0,212 \cdot 16 \cdot 13,2 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 7,97 \cdot 10^6 \text{ Па} = 7,97 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа}.$$

Проверяем сечение раскоса D_2 на устойчивость в плоскости наибольшей гибкости (п.6.2 [1]):

$$\lambda = \frac{l_{D_2}}{0,289 \cdot h} = \frac{506,1}{0,289 \cdot 13,2} = 132,67;$$

$$\lambda = 132,67 < 150 \text{ (п.6.24, таблица17 [1]);}$$

$$\lambda > 70 \text{ (п.6.3 [1]), поэтому } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{132,67^2} = 0,170.$$

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \cdot \gamma_n = \frac{21580}{0,170 \cdot 16 \cdot 13,2 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 6,01 \cdot 10^6 \text{ Па} = 6,01 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа}.$$

Устойчивость раскосов обеспечена.

5.3.2. Расчет крепления планок-накладок к раскосам

Соединение раскосов с поясами предполагаем осуществлять посредством стальных планок-накладок, прикрепляемых к раскосам шпильками из круглого горячекатаного стального проката по ГОСТ 2590-88 диаметром $d=20$ мм и гвоздями $d=5$ мм по ГОСТ 4028-80. Планки принимаем из полосовой стали по ГОСТ 103-76* сечением 8×140 мм.

Кроме того, что гвозди воспринимают часть усилий от раскосов, они выполняют еще одну немаловажную функцию.

Сначала в планках-накладках сверлят отверстия под гвозди, затем пакет, состоящий из двух планок-накладок и раскоса, собирают и скрепляют с помощью гвоздей. А уже потом сверлят отверстия под шпильки и окончательно стягивают ими пакет. Тем самым гвозди выполняют еще и монтажную функцию.

Расчетная несущая способность одного “среза” шпильки $T_{расч}^{шп}$ (п.7.13, таблица 20 [1]) равна:

а) из условия смятия древесины раскоса (п.1,а таблицы 20 [1]):

$$T_{см} = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 16 \cdot 2,0 = 16,0 \text{ кН};$$

б) из условия изгиба нагеля (шпилька, болт) (п.3,б таблицы 20 [1]):

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2 = 1,8 \cdot 2,0^2 + 0,02 \cdot 0,8^2 = 7,21 \text{ кН};$$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 = 2,5 \cdot 2,0^2 = 10,0 \text{ кН},$$

где c – толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений;

d – диаметр нагеля;

Расчетная несущая способность одного “среза” гвоздя $T_{расч}^{гв}$ (п.7.13, таблица 20 [1]) равна:

а) из условия смятия древесины раскоса (п.1,а таблицы 20 [1]):

$$T_{см} = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 16 \cdot 0,5 = 4,0 \text{ кН};$$

б) из условия изгиба гвоздя (п.3,а таблицы 20 [1]), поскольку крайние элементы стальные, применимо только условие $T_u \leq 4 \cdot d^2$:

$$T_u = 4 \cdot d^2 = 4 \cdot 0,5^2 = 1,0 \text{ кН}.$$

Согласно п.7.16 [1] при расчете нагельных соединений со стальными накладками из условия изгиба следует принимать наибольшее значение несущей способности нагеля. Кроме этого, согласно п.7.15 [1] при расчете из условия смятия древесины в нагельном гнезде расчетная несущая способность нагелей определяется умножением на коэффициенты условий

работы $m_{\sigma}, m_T, m_D, m_n, m_a$ и делением на $\gamma_{н(о)}$ и $\gamma_{н(сс)}$, а при расчете из условия изгиба нагеля умножением или делением на корни квадратные этих коэффициентов.

Необходимое количество нагелей (болтов) для крепления планок определяется по наибольшему (по абсолютной величине) усилию в раскосах: $D_3 = D'_3 = |35,68|$ кН.

Итак, учитывая требования п.7.16 [1]:

$$T_{расч}^{шт} = 10,0 \text{ кН}, T_{расч}^{зб} = 1,0 \text{ кН}.$$

Для крепления планок к раскосам принимаем 2 шпильки $d=20$ мм и 4 гвоздя $d=5$ мм.

Суммарная несущая способность:

$$\sum T_{расч} = T_{расч}^{шт} \cdot n \cdot n_{ср} + T_{расч}^{зб} \cdot n \cdot n_{ср},$$

где $T_{расч}$ - наименьшая несущая способность одного “среза” нагеля (шпилька, гвоздь);

n - количество нагелей;

$n_{ср}$ - число срезов нагеля.

$$\sum T_{расч} = 10,0 \cdot 2 \cdot 2 + 1,0 \cdot 4 \cdot 1 = 44,0 \text{ кН} > D_3 = 35,68 \text{ кН}.$$

При креплении планок-накладок шпильками диаметром $d=18$ мм получается недостаточный запас прочности соединения (2 %). В этом случае увеличение диаметра шпилек - необходимая мера для повышения надежности соединения.

Таким образом, прикрепление планок-накладок к концам раскосов осуществляется двумя шпильками диаметром $d=20$ мм, длиной $l_{шт} = 250$ мм и четырьмя гвоздями $d = 5$ мм, длиной $l_{зб} = 100$ мм.

При расчете длины болта учитывается: 160 мм – ширина сечения верхнего пояса, 8 мм – толщина стальной накладки и пластинки, 25 мм – длина резьбы на болте.

В итоге получается: $l_{\text{и}} = 160 + 2 \times 8 + 2 \times 8 + 2 \times 25 = 242 \text{ мм} \approx 250 \text{ мм}$.

Шпильки устанавливаем так, чтобы расстояния между ними и до края деревянных элементов были не менее значений, приведенных в п.7.18 [1]:

$$S_1 = 7 \cdot d = 7 \cdot 20 = 140 \text{ мм};$$

$$S_2 = 3,5 \cdot d = 3,5 \cdot 20 = 70 \text{ мм};$$

$$S_3 = 3 \cdot d = 3 \cdot 20 = 60 \text{ мм},$$

а также, чтобы расстояния между ними и до края стальных накладок были не менее значений, приведенных в таблице 40 [3]:

- минимальное между центрами болтов в любом направлении

$$2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 20 = 50 \text{ мм};$$

- минимальное от центра болта до края элемента вдоль усилия

$$2 \cdot d = 2 \cdot 20 = 40 \text{ мм};$$

- минимальное от центра болта до края элемента поперек усилия

$$1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 20 = 35 \text{ мм}.$$

Гвозди устанавливаем так, чтобы расстояния между ними и до края деревянных элементов были не менее значений, приведенных в п.7.21 [1]:

$$S_1 = 15 \cdot d = 15 \cdot 5 = 75 \text{ мм}; S_2 = 3 \cdot d = 3 \cdot 5 = 15 \text{ мм}.$$

Соединение на планках-накладках считается технологичным, если для соединения накладок и раскоса требуется не более двух шпилек. Данное требование было соблюдено.

Однако из условий расстановки шпилек видно, что подобранной ширины раскоса недостаточно и, чтобы не нарушать технологичность изготовления, увеличиваем высоту сечения раскосов до $5 \times 33 = 165 \text{ мм}$.

Принимаем новое поперечное сечение раскосов: $160 \times 165 \text{ мм}$.

5.3.3. Проверка раскоса на прочность при растяжении

Выполняется согласно п.6.1 [1].

$$\left(\frac{D_3}{F_{нт.}} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{35,68 \cdot 10^3}{20,0 \cdot 10^{-3}} \right) \cdot 1,0 = 1,78 \cdot 10^6 \text{ Па} = 1,78 \text{ МПа} < 7,2 \text{ МПа} ,$$

где D_3 – максимальное растягивающее усилие в раскосах (таблица 4.6);

$F_{нт.}$ – площадь поперечного сечения нетто (п.6.1 [1]);

$$F_{нт.} = (16,5 - 2 \cdot 2,0) \cdot 16 = 200,0 \text{ см}^2 = 20,0 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 ;$$

$$R_p = 9 \cdot m_0 = 9 \cdot 0,8 = 7,2 \text{ МПа} - \text{ по п.2, б таблицы 3 с учетом п.5.2, е [1].}$$

В случае невыполнения проверки рекомендуется либо увеличить высоту сечения раскоса, либо увеличить расстояние между шпильками вдоль раскоса до 200 мм, что позволит не совмещать их в одном сечении при расчете.

5.3.4. Проверка устойчивости планок-накладок

Производится на свободной длине, равной расстоянию от центра узла до стяжного болта у торца раскоса, согласно п.7.1.3 [3], по формуле:

$$\left(\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n \leq 1 ,$$

где $N = D_3 = D'_3 = 35,68 \text{ кН}$ - максимальное усилие сжатия;

$\gamma_c = 1,0$ - коэффициент условия работы стали, согласно табл.1 [3].

Свободная длина планки-накладки определяется по сконструированным узлам, для раскоса с наименьшим углом примыкания к верхнему поясу. Для нашего примера (см. рисунок 5.4) $l_0 = 380 \text{ мм} = 38 \text{ см}$.

“Воздушный” болт (см. рисунок 5.4), который прижимает стальные планки-накладки к раскосу, необходим для уменьшения расчетной длины планки-накладки. Болт ставят у торца раскоса со стороны верхнего пояса.

$$\text{Численное значение } \varphi \text{ при } \lambda = \frac{38}{0,289 \cdot 0,8} = 164,4 ;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y/E} = 164,4 \cdot \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 5,61.$$

Согласно таблице Д.1 приложения Д [3] $\varphi = 0,241$ (для типа сечения *b*)

*Поскольку форма поперечного сечения стального элемента влияет на значение коэффициента продольного изгиба, то необходимо выбрать тип сечения. В нашем случае планка-накладка в поперечном сечении имеет форму прямоугольника, что соответствует типу сечения *b* (таблица 7 [3]).*

$$\text{Тогда } \frac{35,68 \cdot 10^3}{0,241 \cdot 2 \cdot (14 \cdot 0,8 \cdot 10^{-4}) \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \cdot 1,0 = 0,28 < 1.$$

Таким образом, принятые размеры планок-накладок обеспечивают прочность и устойчивость.

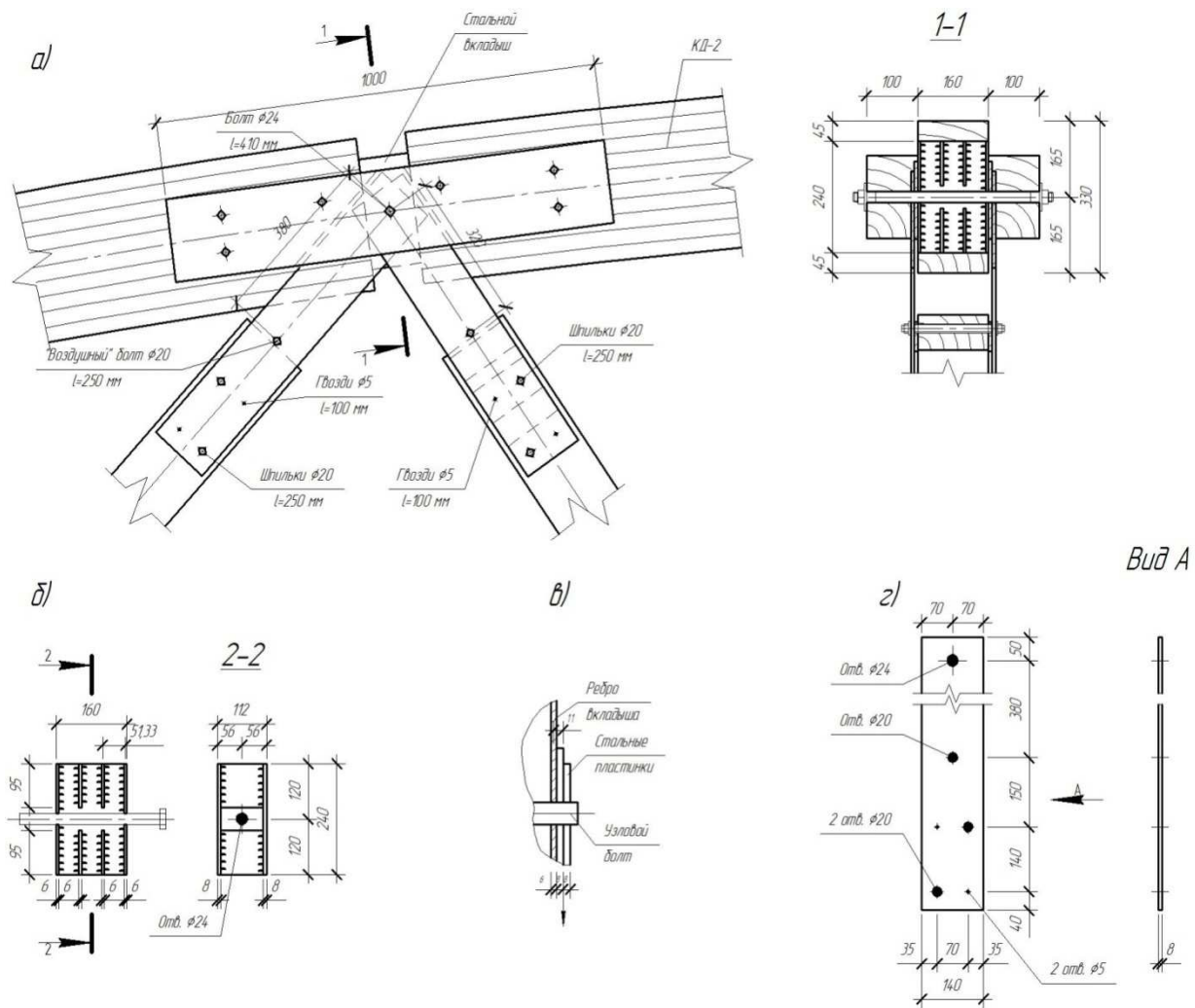


Рисунок 5.4. Узел В верхнего пояса:

а) общий вид узла; б) узловой вкладыш; в) расчетная схема болта при проверке на изгиб; г) стальная накладка

5.4. Расчет опорного узла

Конструкция опорного узла показана на рисунке 5.5. Верхний пояс фермы в опорном узле упирается в плиту (поз.1) с ребрами жесткости (поз.2), приваренную к вертикальным фасонкам (поз.3).

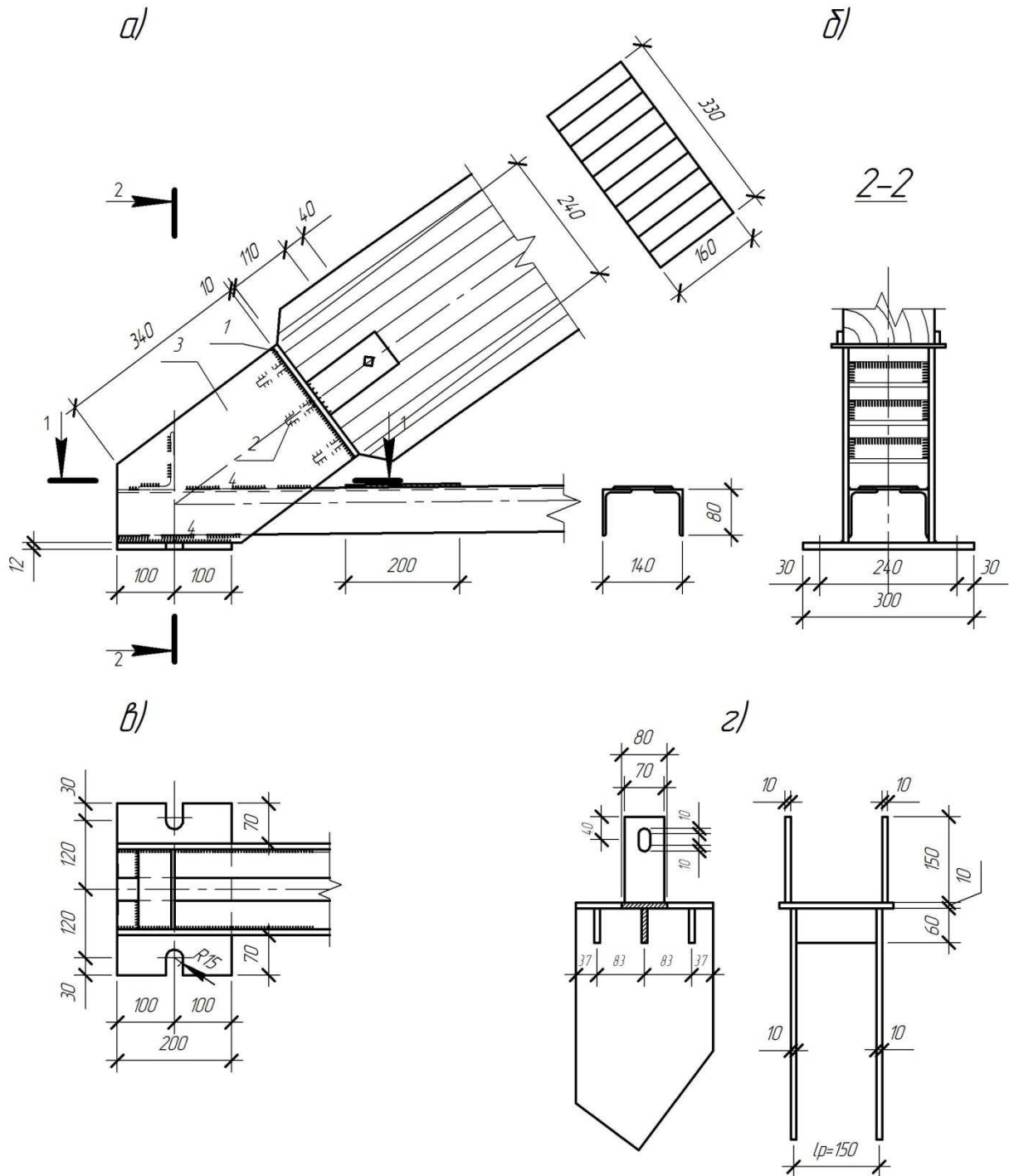


Рисунок 5.5. Опорный узел.

а) – общий вид; б) – вид сбоку (разрез 2-2); в) – вид сверху (разрез 1-1)

г) – расчетная схема упорной плиты.

Верхний пояс фермы в опорном узле упирается в плиту (поз.1) с ребрами жесткости (поз.2), приваренную к вертикальным фасонкам (поз.3).

5.4.1. Проверка смятия торца верхнего пояса

Проверяем на действие сжимающего усилия $O_I = -325,92$ кН. (таблица 4.6).

Площадь смятия при этом определяется высотой упорной плиты (поз.1) и шириной верхнего пояса, при этом напряжения смятия равны:

$$\frac{O_1}{F_{cm}} \cdot \gamma_n = \frac{325920}{24 \cdot 16 \cdot 10^{-4}} \cdot 1,0 = 8,49 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа}.$$

5.4.2. Расчет упорной плиты

Расчет производим по упрощенной расчетной схеме как шарнирно-опертую балку таврового сечения, пролетом равным расстоянию между осями боковых фасонки (поз.3).

Упорная плита (поз.1) принимается размером 240×200 мм из листа толщиной 10 мм, усиливается ребрами жесткости (поз.2) толщиной 10 мм и высотой 60 мм (см. рисунок 5.5) и пролетом $l_p = 15,0$ см.

Толщина листового проката принимается в соответствии с сортаментом по ГОСТ 19903-74*.

На расчетную часть плиты (заштрихована на рисунке 5.5) приходится 1/3 усилия примыкающей панели верхнего пояса, т.е.

$$N = \frac{O_1}{3} = \frac{325920}{3} = 108640 \text{ Н} = 108,64 \text{ кН}.$$

Усилие N равномерно распределено по всему пролету расчетной балки и может быть представлено в виде $N = q \cdot l_p$, откуда $q = \frac{N}{l_p}$.

Тогда расчетный изгибающий момент в ней:

$$M = \frac{q \cdot l_p^2}{8} = \frac{N \cdot l_p^2}{l_p \cdot 8} = \frac{N \cdot l_p}{8} = \frac{108640 \cdot 0,15}{8} = 2037 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Расчетный момент сопротивления заштрихованной части сечения равен:

$$W_x = \frac{J_x}{y_0} = \frac{60,67 \cdot 10^{-8}}{5 \cdot 10^{-2}} = 12,13 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$$\text{Здесь: } y_0 = \frac{S_x}{F} = \frac{70}{14} = 5 \text{ см} = 5 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$S_x = 1 \cdot 8 \cdot 6,5 + 1 \cdot 6 \cdot 3 = 70 \text{ см}^3;$$

$$F = 8 \cdot 1 + 6 \cdot 1 = 14 \text{ см}^2;$$

$$J_x = \frac{8 \cdot 2^3 - 7 \cdot 1^3 + 1 \cdot 5^3}{3} = 60,67 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

При определении J_x использована формула момента инерции прямоугольника относительно своего основания: $J_x = \frac{bh^3}{3}$.

Требуемый для восприятия изгибающего момента момент сопротивления находим из выражения:

$$W_{mp} = \left(\frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{2037}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 8,49 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 < W_x = 12,13 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Принятая конструкция упорной плиты и размеры ее деталей соответствуют требованиям прочности.

5.4.3. Расчет опорной плиты

Максимальное опорное давление фермы (см. таблицу 4.6) равно: $R=160,49$ кН.

Напряжение смятия ($\sigma_{см}$) под опорной плитой, имеющей размеры в плане 200×300 мм (см. рисунок 5.5) равно:

$$\sigma_{см} = \frac{A}{F_{пл}} = \frac{160490}{20 \cdot 30 \cdot 10^{-4}} = 2,67 \text{ МПа}.$$

Изгибающий момент в консоли опорной плиты при расчетной ширине полосы $b=1$ см и вылете консоли $l_k = \frac{30 - (16 + 2 \cdot 0,5)}{2} = 6,5$ см = $6,5 \cdot 10^{-2}$ м:

$$M_x = \frac{\sigma_{см} \cdot b \cdot l_k^2}{2} = \frac{2,67 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 10^{-2} \cdot (6,5 \cdot 10^{-2})^2}{2} = 56,40 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Необходимый момент сопротивления с учетом пластичности стали:

$$W_{np} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \gamma_n = \frac{56,40}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,2} \cdot 1,0 = 0,196 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 0,196 \text{ см}^3,$$

γ_c – коэффициент условий работы, принимается по таблице 1, п.9, а [3].

Необходимая толщина опорной плиты:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,196}{1}} = 1,08 \text{ см}.$$

Принимаем опорную плиту толщиной $t = 12$ мм (по ГОСТ 19903-74*).

5.4.4. Расчет сварных швов для крепления нижнего пояса в опорном узле

Сварные швы, прикрепляющие уголки нижнего пояса к вертикальным фасонкам в опорном узле, должны воспринимать растягивающее усилие в первой панели нижнего пояса (см. таблицу 4.6), равное $U_1 = 260,05$ кН.

Каждый уголок приваривается к фасонке двумя угловыми швами: у обушка и пера.

Усилие на шов одного уголка:

– у обушка:

$$T_0 = \frac{U_1}{2} \cdot 0,7 = \frac{260,05}{2} \cdot 0,7 = 91,02 \text{ кН};$$

– у пера:

$$T_n = \frac{U_1}{2} \cdot 0,3 = \frac{260,05}{2} \cdot 0,3 = 39,0 \text{ кН}.$$

Для определения расчетных сопротивлений угловых швов условному срезу по металлу шва и металлу границы сплавления по таблице Г1 [3] с учетом группы конструкции, климатического района и свариваемых марок стали выбираем типы электродов по ГОСТ 9467-75*: Э42 или Э46 для стали С245.

Согласно таблице Г2 [3] сопротивление угловых швов срезу по металлу шва для выбранных типов электродов равно Э42 - $R_{wf} = 180$ МПа, Э46 - $R_{wf} = 200$ МПа.

Расчетное сопротивление угловых швов по металлу границы сплавления согласно таблице 4 [3]:

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}.$$

Согласно п.14.1.8 [3] для элементов из стали с пределом текучести до 285 МПа следует применять электродные материалы, удовлетворяющие условию:

$$1,1R_{wz} \leq R_{wf} \leq R_{wz} \cdot \beta_z / \beta_f,$$

где $\beta_z = 1,0$; $\beta_f = 0,7$ – коэффициенты, зависящие от технологии сварки и катета шва и определяемые по таблице 39 [3].

$$\text{Э42} - 1,1 \cdot 166,5 \leq 180 \leq 166,5 \cdot 1/0,7;$$

$$183,15 > 180 < 237,9 - \text{условие не выполняется};$$

$$\text{Э46} - 183,15 < 200 < 237,9 - \text{условие выполняется}.$$

Для свариваемых элементов угловыми швами принимаем электроды Э46.

Согласно п.14.1.16 [3] расчетная длина сварного шва определяется из условия на срез (условный) по одному из двух сечений – по металлу шва или по металлу границы сплавления.

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 200}{1,0 \cdot 166,5} = \frac{140}{166,5} = 0,84 < 1.$$

Следовательно, расчет ведем по металлу шва (см. п.14.1.16 [3]).

Максимальный катет шва по п.14.1.7, а [3]: $k_f = 1,2t = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6$ см.

Учитывая, что угловой шов накладывается на закругленную кромку уголка, то катет шва не должен превышать $0,9t$: $0,9 \cdot 0,5 = 0,45$ см.

По таблице 38 [3] минимальный катет шва при толщине более толстого свариваемого элемента (фасонки) $t=10$ мм равен $k_f = 0,4$ см.

Принимаем $k_f = 0,4$ см.

Расчетная длина шва у обушка по металлу шва определится по формуле 176 [3]:

$$l_w = \left(\frac{T_o}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{91,02 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,162 \text{ м.}$$

Расчетная длина шва у пера по металлу шва определится:

$$l_w = \left(\frac{T_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{39,0 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,07 \text{ м,}$$

где $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы узла конструкции, принимается по таблице 1 [3].

Принимаем длину швов для приварки каждого поясного уголка к опорному башмаку с добавлением 1 см на непровар шва:

у обушка: $16,2+1=17,2$ см; принимаем 18 см;

у пера: $7+1=8$ см; принимаем 8 см;

Принятые длины швов удовлетворяют требованиям п. 14.1.7, в, г [3].

5.5. Расчет промежуточного узла верхнего пояса

5.5.1. Расчет панели верхнего пояса на смятие

Проектируются узлы верхнего пояса фермы с металлическими вкладышами между торцами соседних панелей (см. рисунок 5.4), расположенными симметрично относительно центра тяжести сечения верхнего пояса.

Максимальные напряжения смятия в торцах деревянных элементов пояса, упирающихся во вкладыши, составляют:

$$\sigma_{см} = \frac{O_1}{F_{см}} \cdot \gamma_n = \frac{325,92 \cdot 10^3}{0,16 \cdot 0,24} \cdot 1,0 = 8,49 \cdot 10^6 \text{ Па} = 8,49 \text{ МПа} < R_{см} = 15 \text{ МПа.}$$

Если условие не выполняется, следует увеличить высоту металлического вкладыша.

5.5.2. Расчет металлического вкладыша

Для расчета вкладыша из него выделяется полоска шириной $b=1$ см и длиной, равной ширине вкладыша, т.е. 0,16 м. Расчет полосы производится как неразрезной балки (опорами служат ребра жесткости вкладыша) со свободно опертыми концами. Изгибающий момент в расчетной полоске приближенно может быть вычислен по формуле:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{8,49 \cdot 10^4 \cdot (5,13 \cdot 10^{-2})^2}{10} = 22,34 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

где $q = 8,49 \cdot 10^4 \text{ Н/м}$ - равномерно распределенная нагрузка на расчетную полосу, численно равная сминающим напряжениям, умноженным на ширину полосы $b=1$ см (или $1 \cdot 10^{-2} \text{ м}$).

Требуемый из условия прочности момент сопротивления:

$$W_{mp} = \left(\frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{22,34}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,093 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 0,093 \text{ см}^3.$$

Толщина пластинки вкладыша:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,093}{1}} = 0,75 \text{ см}.$$

Принимаем толщину упорной пластинки по сортаменту равной $t = 8 \text{ мм}$.

5.5.3. Расчет узлового болта

Узловой болт рассчитывается на срез от действующих усилий в раскосах, сходящихся в узле.

В первом от опоры промежуточном узле максимальное усилие в раскосе: $D_1 = -29,14 \text{ кН}$.

Во втором промежуточном узле, где сходятся раскосы D_2 и D_3 , максимальное равнодействующее усилие определяется графическим способом из построения силового треугольника в заданном масштабе (рисунок 5.6): $R_{\max} = 42,42 \text{ кН}$.

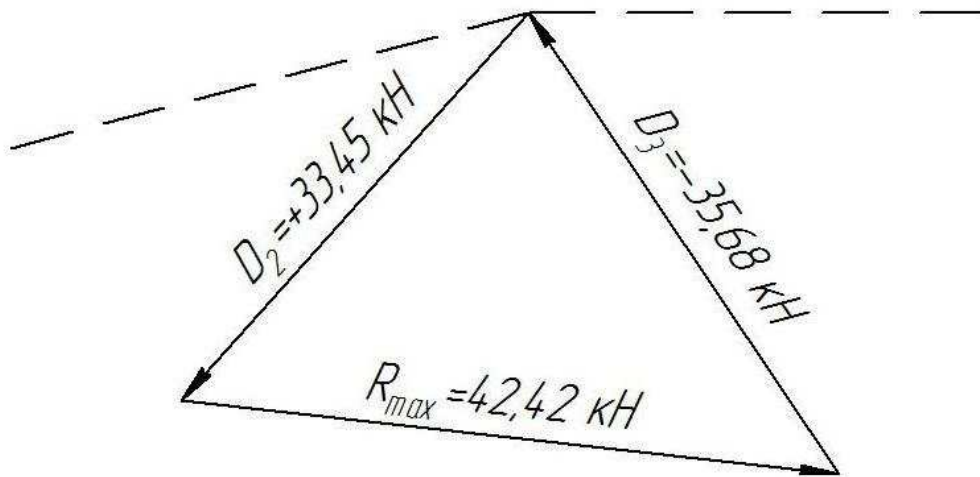


Рисунок 5.6. К расчету узлового болта.

Расчетное усилие N , которое может быть воспринято одним болтом равно (см. п.14.2.9 [3]):

$$\text{на срез: } N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c ;$$

$$\text{на смятие: } N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c .$$

Здесь R_{bs}, R_{bp} – соответственно расчетные сопротивления болтового соединения на срез и смятие элементов, соединяемых болтами (по таблицам Г.5 и Г.6 приложения Г [3]);

Согласно таблице Г.3 приложения Г [3] принимаем класс прочности 5,8, для которого по таблице Г.5 [3] находим расчетное сопротивление срезу: $R_{bs} = 210$ МПа. По таблице Г.6 [3] находим расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами ($R_{un} = 370$ МПа): $R_{bp} = 580$ МПа (класс точности А).

Узловой болт принят класса точности А (повышенной точности). Такие болты плотно сидят в отверстиях и хорошо воспринимают сдвигающие усилия. Применение болтов класса точности В (нормальной точности) нежелательно, поскольку болты ставят в отверстия на 2-3 мм больше диаметра болта и неплотная посадка болта в отверстие повышает деформативность соединения при работе на сдвиг.

A_b – площадь сечения стержня болта брутто, принимаемая согласно таблице Г.9 приложения Г [3], см²;

$n_s = 2$ – число расчетных срезов одного болта;

d_b – наружный диаметр стержня болта, см;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

$\gamma_c = 1,0$ (таблица 1 [3]); ;

γ_b – коэффициент работы болтового соединения, определяемый по таблице 41.

При расчете на срез: $\gamma_b = 1,0$.

При расчете на смятие: при расстоянии вдоль усилия от центра болта до края элемента равно $a=2d$ (таблица 41 [3]): $\gamma_b = \left(0,4 \cdot \frac{2 \cdot d}{d} + 0,2\right) = 1,0$.

Площадь болта из условия среза вычисляется из выражения:

$$A_b = \left(\frac{N_{bs}}{R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot n_s \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{42,42 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 1,01 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,01 \text{ см}^2 .$$

Болт $d_b = 14$ мм .

Диаметр болта из условия смятия вычисляется из выражения:

$$d = \left(\frac{N_{bp}}{R_{bp} \cdot \sum t \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{42,42 \cdot 10^3}{580 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 10^{-2} \cdot 1,0 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 =$$

$$= 0,61 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 0,61 \text{ см} .$$

Проверяем болт на действие изгибающего момента от равнодействующей R_{max} :

$$M_b = \frac{R_{max}}{2} \cdot (0,8 + 0,6 / 2) \cdot 10^{-2} = \frac{42,42 \cdot 10^3}{2} \cdot (0,8 + 0,6 / 2) \cdot 10^{-2} = 233,31 \text{ Н} \cdot \text{м} .$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \left(\frac{M_b}{R_y \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{233,31}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,97 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 0,97 \text{ см}^3 .$$

Необходимый диаметр болта:

$$d = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W_{mp}}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 0,97}{3,14}} = 2,14 \text{ см.}$$

Принимаем окончательно узловой болт диаметром 24 мм по ГОСТ 7805-70* и длиной $l_6 = 160 + 2 \cdot 100 + 2 \cdot 25 = 410$ мм.

Расстояние от центра болта до края ребра жесткости вкладыша (в направлении действия усилия в узле) согласно п.14.2.2, таблице 40 [3] составит $2 \cdot d = 2 \cdot 2,4 = 4,8$ см.

Тогда толщина вкладыша: $2 \cdot 4,8 + 2 \cdot 0,8 = 11,2$ см.

При расчете длины болта учитывается: 160 мм – ширина сечения верхнего пояса, 100 мм – толщина деревянной накладки, 25 мм – длина резьбы на болте.

5.6. Расчет промежуточного узла нижнего пояса

Конструкция узла нижнего пояса показана на рисунке 5.7. В каждом узле уголки нижнего пояса соединяются стальными накладками сечением 10×130 мм (предварительно). В центре накладок находится отверстие для узлового болта. Накладки центрируются по силовой оси нижнего пояса (рисунок 5.7)

5.6.1. Расчет узлового болта

Диаметр болта определяется из условия его среза или смятия силой равной разности усилий в соседних панелях нижнего пояса.

Максимальная разность усилий (согласно таблице 4.6) возникает в среднем узле при действии треугольной снеговой нагрузки на одной половине фермы и равна:

$$194,21 - 154,50 = 39,71 \text{ кН.}$$

Расчет выполняем как в п.5.5.3 настоящих указаний.

Так как величина результирующего усилия близка к усилию в п.5.5.3 настоящих указаний, очевидно, что определяющей будет проверка на действие изгибающего момента от результирующего усилия:

$$M_b = \frac{R}{2} \cdot (0,8 + 1,0 / 2) \cdot 10^{-2} = \frac{39,71 \cdot 10^3}{2} \cdot (0,8 + 1,0 / 2) \cdot 10^{-2} = 258,12 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \left(\frac{M_b}{R_y \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{258,12}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 1,08 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 1,08 \text{ см}^3.$$

Необходимый диаметр болта:

$$d = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W_{mp}}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 1,08}{3,14}} = 2,22 \text{ см}.$$

Принимаем окончательно узловой болт диаметром 24 мм по ГОСТ 7805-70* и длиной $l_b = 160 + 2 \cdot 10 + 4 \cdot 8 + 2 \cdot 25 = 262 \text{ мм} \approx 280 \text{ мм}$. Минимальное расстояние от центра болта до нижнего или верхнего края стыковой накладки согласно п.14.2.2, таблице 40 [3] составит $1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ см}$.

$$13/2 = 6,5 \text{ см} > 3,6 \text{ см} \text{ (условие выполнено)}.$$

5.6.2. Проверка прочности стыковой накладки

Согласно п.7.1.1 [3] проверяем прочность стыковой накладки на центральное растяжение:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{260,05 \cdot 10^3}{21,2 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,10} \right) \cdot 1,0 = 0,46 < 1$$

N – максимальное растягивающее усилие в нижнем поясе;

$$A_n = 2 \cdot (b - d) \cdot t = 2 \cdot (13 - 2,4) \cdot 1,0 = 21,2 \text{ см}^2 \text{ - площадь накладки нетто;}$$

$\gamma_c = 1,10$ – коэффициент условий работы накладки (таблица 1, п.6 [3]).

Усилия, приходящиеся на сварные швы, прикрепляющие накладки к поясным уголкам:

$$\text{- у обушка: } T_0 = \frac{N}{2} \cdot 0,7 = \frac{260,05}{2} \cdot 0,7 = 91,02 \text{ кН};$$

$$\text{- у пера: } T_n = \frac{N}{2} \cdot 0,3 = \frac{260,05}{2} \cdot 0,3 = 39,0 \text{ кН.}$$

Расчет длины сварного шва аналогичен п.5.4.4 настоящих указаний. Тип электродов, катет шва, расчетные сопротивления и коэффициенты принимаем как в п.5.4.4, поэтому расчет ведем по металлу шва.

Расчетная длина шва у обушка по металлу шва определится по формуле 176 [3]:

$$l_w = \left(\frac{T_o}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{91,02 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,162 \text{ м.}$$

Расчетная длина шва у пера по металлу шва определится:

$$l_w = \left(\frac{T_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \right) \cdot \gamma_n = \left(\frac{39,0 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 1,0} \right) \cdot 1,0 = 0,07 \text{ м,}$$

где $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы узла конструкции, принимается по таблице 1 [3].

Принимаем длину швов для приварки каждого поясного уголка к опорному башмаку с добавлением 1 см на непровар шва:

у обушка: $16,2+1=17,2$ см; принимаем 18 см;

у пера: $7+1=8$ см; принимаем 8 см;

Принятые длины швов удовлетворяют требованиям п. 14.1.7, в, г [3].

Исходя из требуемой длины сварных швов принимаем длину стыковых накладок 430 мм.

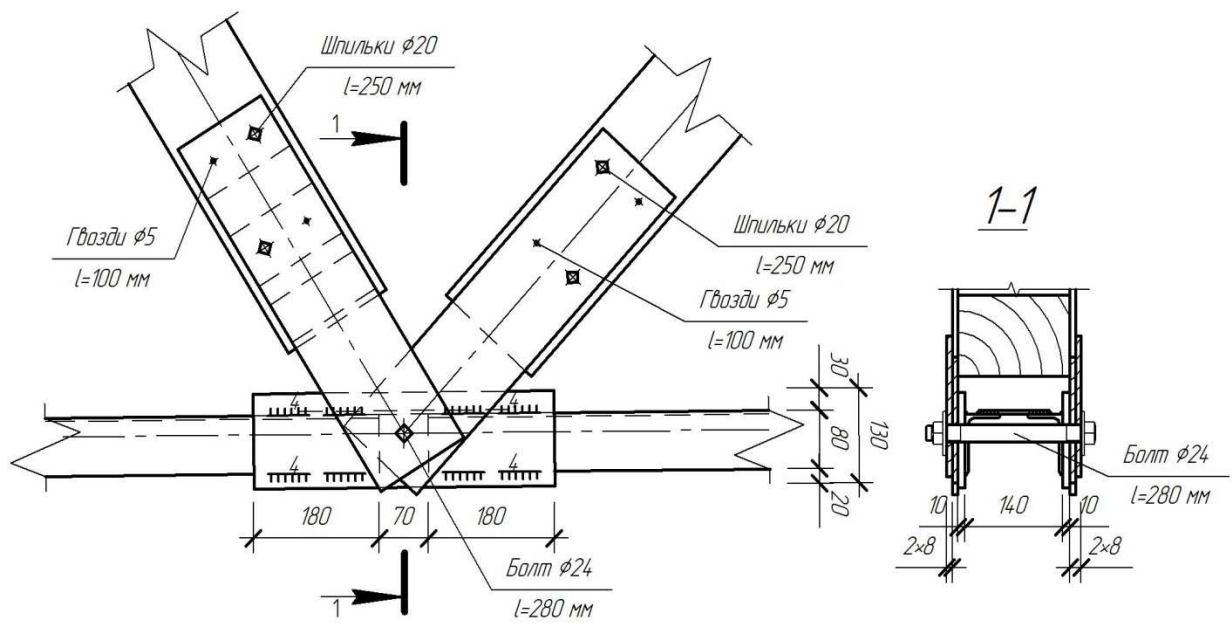


Рисунок 5.7. Промежуточный узел нижнего пояса

6. ЛИТЕРАТУРА

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. [Текст] / Минрегион России. – М.: ЦПП, 2010. – 88 с.;
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. [Текст] / Минрегион России. – М.: ЦПП, 2010. – 81 с.;
3. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. [Текст] / Минрегион России. – М.: ЦПП, 2010. – 173 с.;
4. Федеральный закон №384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" Срок введ. 30.12.2009 - М. Проспект, 2009. – 32 с.;
5. Руководство по изготовлению и контролю качества деревянных клееных конструкций / Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1982. – 79 с.;
6. Миронов В.Г. Покрытие по сегментным металлодеревянным фермам. Методические указания для выполнения курсового проекта по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов 4-го курса направления 2701400 – “Строительство”, Н.Новгород, издание ННГАСУ, 2003, 70с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1. Сортамент пиломатериалов хвойных пород (ГОСТ 24454-80*Е).

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

Таблица А.2. Сортамент фанеры марки ФСФ (ГОСТ 3916-69).

Размеры, мм		
Длина	Ширина	Толщина
2440	1525	1,5...3 с градацией 0,5
2440	1220	_____»_____
2135	1525	3...10 с градацией 1
1830	1220	12...18 с градацией 3
1525	1525	_____»_____
1525	1220	_____»_____
1525	725	_____»_____
1220	1220	_____»_____
1220	725	_____»_____

Примечание. По требованию потребителя допускается изготавливать пиломатериалы с размерами, не указанными в таблице.

Альтернативный ГОСТ 3916.1-96 (размеры указаны в миллиметрах)

Номинальная толщина фанеры	Слойность фанеры, не менее	Шлифованная фанера		Нешлифованная фанера	
		Предельное отклонение	Разнотолщинность	Предельное отклонение	Разнотолщинность
3	3	+0,3 -0,4	0,6	+0,4 -0,3	0,6
4	3	+0,3 -0,5		+0,8 -0,4	
6,5	5	+0,4 -0,5		+0,9 -0,4	
9	7	+0,4 -0,6		+1,0 -0,5	1,0
12	9	+0,5 -0,7		+1,1 -0,6	
15	11	+0,6 -0,8		+1,2 -0,7	
18	13	+0,7 -0,9	0,6	+1,3 -0,8	1,5
21	15	+0,8 -1,0		+1,4 -0,9	
24	17	+0,9 -1,1		+1,5 -1,0	
27	19	+1,0 -1,2	1,0	+1,6	2,0
30	21	+1,1 -1,3		+1,7 -1,2	

Примечание - Допускается изготавливать фанеру других толщин и слойности по согласованию изготовителя с потребителем

Таблица А.3. Припуски на фрезерование (без предварительного фугования) досок с двух противоположных сторон без непрофрезерования (ГОСТ 7307-75*)

Номинальная толщина деталей	Припуски															
	по толщине при номинальной ширине деталей								по ширине при номинальной ширине деталей							
	до 55		св. 55 до 95		св. 95 до 195		св. 195 до 290		до 55		св. 55 до 95		св. 95 до 195		св. 195 до 290	
	хво йн ых	листв енн ых	хво йн ых	листв енн ых	хво йн ых	листв енн ых	хво йн ых	листв енн ых	хво йн ых	листв енн ых	хво йн ых	листв енн ых	хво йн ых	листв енн ых	хво йн ых	листв енн ых
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
До 30	<u>3,5</u>	<u>4,0</u>	<u>4,0</u>	<u>4,0</u>	<u>4,5</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,5</u>	<u>4,0</u>	<u>4,5</u>	<u>4,5</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,5</u>	<u>5,5</u>	<u>6,0</u>
	4,0	4,0	4,5	4,5	5,0	5,0	5,5	5,5	4,5	4,5	5,0	5,0	5,5	5,5	6,0	6,0
Св. 30 до 95	<u>4,5</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,5</u>	<u>6,0</u>	<u>6,0</u>	<u>6,5</u>	<u>4,5</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,5</u>	<u>5,5</u>	<u>6,0</u>	<u>6,0</u>	<u>6,5</u>
	5,0	4,5	5,5	5,0	6,0	5,5	5,5	6,0	5,0	5,0	5,5	5,5	6,0	6,0	6,5	6,5
Св. 95 до 195	-	-	-	-	<u>6,0</u>	<u>6,5</u>	<u>6,5</u>	<u>7,0</u>	-	-	-	-	<u>6,0</u>	<u>6,5</u>	<u>6,5</u>	<u>7,0</u>
					6,5	6,0	7,0	6,5					6,5	6,5	7,0	7,0

Примечание. В графах 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 числитель дроби соответствует величине припуска на фрезерование деталей из древесины хвойных пород: сосны, ели, пихты, кедра; знаменатель - величине припуска на фрезерование деталей из древесины лиственницы.

В графах 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15, 17 числитель дроби соответствует величине припуска на фрезерование деталей из древесины твердых лиственных пород и березы; знаменатель - величине припуска на фрезерование деталей из древесины мягких лиственных пород.

Таблица А.4. Припуски на фрезерование (с предварительным фугованием) досок с двух противоположных сторон (ГОСТ 7307-75*)

Номинальные размеры деталей		Припуски											
		по толщине при номинальной толщине деталей						По ширине при номинальной толщине деталей					
Длина	Ширина	до 30		св. 30 до 95		св. 95 до 170		до 30		св. 30 до 95		св. 95 до 170	
		хвойных	лиственных	хвойных	лиственных	хвойных	лиственных	хвойных	лиственных	хвойных	лиственных	хвойных	лиственных
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Св. 300 до 800	До 95	<u>4,0</u> 5,0	<u>5,0</u> 4,5	<u>4,5</u> 5,5	<u>5,5</u> 5,0	-	-	<u>4,5</u> 5,5	<u>5,5</u> 5,0	<u>5,0</u> 6,0	<u>6,0</u> 5,5	-	-
	Св. 95 до 195	<u>4,5</u> 5,5	<u>5,5</u> 5,0	<u>5,0</u> 6,0	<u>6,0</u> 5,5	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	<u>5,0</u> 6,0	<u>6,0</u> 6,5	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 6,0	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5
	Св. 195 до 290	<u>5,0</u> 6,0	<u>6,0</u> 5,5	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 6,0	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 5,5	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0
Св. 800 до 1600	До 95	<u>4,5</u> 5,5	<u>5,5</u> 5,5	<u>5,0</u> 6,0	<u>6,0</u> 6,0	-	-	<u>5,0</u> 6,0	<u>6,0</u> 5,5	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 6,5	-	-
	Св. 95 до 195	<u>5,0</u> 6,0	<u>6,0</u> 5,5	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 6,0	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 6,0	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0
	Св. 195 до 290	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 6,0	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	<u>7,0</u> 8,0	<u>8,0</u> 7,5	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0	<u>7,0</u> 8,5	<u>8,0</u> 7,5
Св. 1600 до 2400	До 95	<u>5,5</u> 6,5	<u>6,5</u> 6,0	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	-	-	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,5	-	-
	Св. 95 до 195	<u>6,0</u> 7,0	<u>7,0</u> 6,5	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0	<u>7,5</u> 8,5	<u>8,5</u> 8,0	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0	<u>7,0</u> 8,0	<u>8,0</u> 7,5	<u>7,5</u> 8,5	<u>8,5</u> 8,0
	Св. 195 до 290	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,0	<u>7,0</u> 8,0	<u>8,0</u> 7,5	<u>8,0</u> 9,0	<u>9,0</u> 8,5	<u>7,0</u> 8,0	<u>8,0</u> 7,5	<u>7,5</u> 8,5	<u>8,5</u> 8,0	<u>8,0</u> 9,0	<u>9,0</u> 8,5
Св. 2400 до 4000	До 95	<u>6,5</u> 7,5	<u>7,5</u> 7,5	<u>7,0</u> 8,0	<u>8,0</u> 8,0	-	-	<u>7,0</u> 8,0	<u>8,0</u> 8,0	<u>7,5</u> 8,5	<u>8,5</u> 8,5	-	-
	Св. 95 до 195	<u>7,0</u> 8,0	<u>8,0</u> 8,0	<u>7,5</u> 8,5	<u>8,5</u> 8,5	<u>8,5</u> 9,5	<u>9,5</u> 9,0	<u>7,5</u> 8,5	<u>8,5</u> 8,5	<u>8,0</u> 9,0	<u>9,0</u> 9,0	<u>8,5</u> 9,0	<u>9,0</u> 9,0

Таблица А.5. Номинальные размеры теплоизоляционных плит из минеральной ваты (ГОСТ 9573-96)

Марка	Длина	Ширина	Толщина
75	1000; 1200	500; 600; 1000	60; 70; 80; 90; 100; 110; 120
125			50; 60; 70; 80; 90; 100
175, 225			40; 50; 60; 70; 80
<i>Примечание: по согласованию с потребителем допускается изготавливать плиты других размеров.</i>			

Таблица А.6. Физико-механические показатели теплоизоляционных плит из минеральной ваты (ГОСТ 9573-96)

Наименование показателей	Значение для плит марок			
	75	125	175	225
Плотность, кг/м ³ , не более	75	125	175	225
Теплопроводность, Вт/(м·К) не более, при температуре, К:				
298±5	0,047	0,049	0,052	0,054
398±5	0,077	0,072	0,070	-

Таблица А.7. Классы температурно-влажностных условий эксплуатации (таблица 1 СНиП II-25-80)

Температурно-влажностные условия эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины для конструкций %	
		из клееной древесины	из неклееной древесины
А1 А2 А3	Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 С, относительной влажности воздуха до 60 % свыше 60 до 75 % свыше 75 до 95 %	9	20
		12	20
		15	20
Б1 Б2 Б3	Внутри неотапливаемых помещений в сухой зоне в нормальной зоне в сухой и нормальной зонах с постоянной влажностью в помещении более 75 % и во влажной зоне	9	20
		12	20
		15	25
В1 В2 В3	На открытом воздухе в сухой зоне в нормальной зоне во влажной зоне	9	20
		12	20
		15	25
Г1 Г2 Г3	В частях зданий и сооружений соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте постоянно увлажняемых находящихся в воде	-	25
		-	не ограничивается
		-	то же

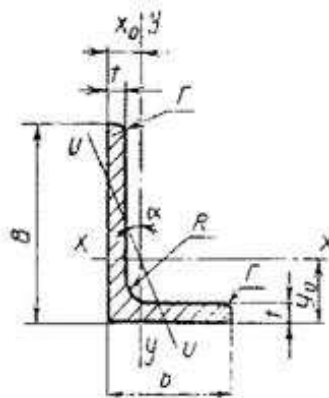
Примечания: 1. Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации А1 при относительной влажности воздуха ниже 45 % не допускается.

2. В неклееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях В2, В3, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

Таблица А.8. Коэффициент условий работы m_B , принимаемый в зависимости от условий эксплуатации конструкции (таблица 5 СНиП II-25-80)

Условия эксплуатации	Коэффициент m_B	Условия эксплуатации	Коэффициент m_B
А1, А2, Б1, Б2	1	В2, В3, Г1	0,85
А3, Б3, В1	0,9	Г2, Г3	0,75

Таблица А.9. Сортамент уголков стальных горячекатаных неравнополочных (ГОСТ 8510-86)



Номер уголка	мм					Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные величины для осей									x_0 , см	y_0 , см	J_{xy} , см ⁴	Угол наклона оси, $\text{tg}\alpha$	Масса 1 м уголка, кг
	B	b	t	R	r		$x - x$			$y - y$			$u - u$							
	J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	J_y , см ⁴	W_y , см ³		i_y , см	J_{min} , см ⁴	W_{min} , см ³	i_{min} , см										
2,5/1,6	25	16	3			1,16	0,70	0,43	0,78	0,22	0,19	0,44	0,13	0,16	0,34	0,42	0,86	0,22	0,392	0,91
3/2*	30	20	3	3,5	1,2	1,43	1,27	0,62	0,94	0,45	0,30	0,56	0,26	0,25	0,43	0,51	1,0	0,43	0,427	1,12
			4			1,86	1,61	0,82	0,93	0,56	0,39	0,55	0,34	0,32	0,43	0,54	1,04	0,54	3,421	1,46
3,2/2	32	20	3			1,49	1,52	0,72	1,01	0,46	0,30	0,55	0,28	0,25	0,43	0,49	1,08	0,47	0,382	1,17
			4	1,94	1,93	0,93	1,00	0,57	0,39	0,54	0,35	0,33	0,43	0,53	1,12	0,59	0,374	1,52		
4/2,5	40	25	3	4,0	1,3	1,89	3,06	1,14	1,27	0,93	0,49	0,70	0,56	0,41	0,54	0,59	1,32	0,96	0,385	1,48
			4			2,47	3,93	1,49	1,26	1,18	0,68	0,69	0,71	0,52	0,54	0,63	1,37	1,22	0,281	1,94
			5			3,03	4,73	1,82	1,25	1,41	0,77	0,68	0,86	0,64	0,53	0,66	1,41	1,44	0,374	2,37
4/3*	40	30	4			2,67	4,18	1,54	1,25	2,01	0,91	0,87	1,09	0,75	0,64	0,78	1,28	1,68	9,544	2,26
			5	3,28	5,04	1,88	1,24	2,41	1,11	0,86	1,33	0,91	0,64	0,82	1,32	2,00	0,539	2,46		
4,5/2,8	45	28	3	5,0	1,7	2,14	4,41	1,45	1,48	1,32	0,61	0,79	0,79	0,52	0,61	0,64	1,47	1,38	0,382	1,68
			4			2,80	5,68	1,90	1,42	1,69	0,80	0,78	1,02	0,67	0,60	0,68	1,51	1,77	0,379	2,20
5/3,2	50	32	3	5,5	1,8	2,42	6,18	1,82	1,60	1,99	0,81	0,91	1,18	0,68	0,70	0,72	1,60	2,01	0,403	1,9

			4			3,17	7,98	2,38	1,59	2,56	1,05	0,90	1,52	0,88	0,69	0,76	1,65	2,59	0,401	2,4
5,6/3,6	56	36	4	6,0	2,0	3,58	11,37	3,01	1,78	3,70	1,34	1,02	2,19	1,13	0,78	0,84	1,82	3,74	0,406	2,81
			5			4,41	13,82	3,70	1,77	4,48	1,65	1,01	2,65	1,37	0,78	0,88	1,87	4,50	0,404	3,46
6,3/4,0	63	40	4	7,0	2,3	4,04	16,33	3,83	2,01	5,16	1,67	1,13	3,07	1,41	0,87	0,91	2,03	5,25	0,307	3,17
			5			4,98	19,91	4,72	2,00	6,26	2,05	1,12	3,73	1,72	0,86	0,95	2,08	6,41	0,396	3,91
			6			5,90	23,31	5,58	1,99	7,29	2,42	1,11	4,36	2,02	0,86	0,99	2,12	7,44	0,393	4,63
			8			7,68	29,60	7,22	1,96	9,15	3,12	1,09	5,58	2,60	0,85	1,07	2,20	9,27	0,386	6,03
6,5/5*	65	50	5	6,0	2,0	5,56	23,41	5,20	2,05	12,08	3,23	1,47	6,41	2,68	1,07	1,26	2,00	9,77	0,576	4,36
			6			6,60	27,46	6,16	2,04	14,12	3,82	1,46	7,52	3,15	1,07	1,30	2,04	11,46	0,575	5,18
			7			7,62	31,32	7,08	2,03	16,05	4,38	1,45	8,60	3,59	1,06	1,34	2,08	12,94	0,571	5,98
			8			8,62	35,00	7,99	2,02	18,88	4,93	1,44	9,65	4,02	1,06	1,37	2,12	13,61	0,570	6,77
7/4,5	70	45	5	7,5	2,5	5,59	27,76	5,88	2,23	9,05	2,62	1,27	5,34	2,20	0,98	1,05	2,28	9,12	0,406	4,39
7,5/5	75	60	5	8,0	2,7	6,11	34,81	6,81	2,39	12,47	3,25	1,43	7,24	2,73	1,09	1,17	2,39	12,00	0,436	4,79
			6			7,25	40,92	8,08	2,38	14,60	3,85	1,42	8,48	3,21	1,08	1,21	2,44	14,10	0,435	5,69
			7*			8,37	46,77	9,31	2,36	16,61	4,43	1,41	9,69	3,69	1,08	1,25	2,48	16,18	0,435	6,57
			8			9,47	52,38	10,52	2,35	18,52	4,88	1,40	10,87	4,14	1,07	1,29	2,52	17,80	0,430	7,43
8/5	80	50	5			6,36	41,64	7,71	2,56	12,68	3,28	1,41	7,57	2,75	1,00	1,13	2,60	13,20	0,387	4,49
			6			7,55	46,98	9,15	2,55	14,85	3,88	1,40	8,88	3,24	1,08	1,17	2,65	15,50	0,386	5,92
8/6*	80	60	6	8,0	2,7	8,15	52,06	9,42	2,53	25,18	5,58	1,76	13,61	4,66	1,29	1,49	2,47	20,98	0,547	6,39
			7			9,42	59,61	10,87	2,52	28,74	6,43	1,75	15,58	5,34	1,29	1,53	2,52	24,01	0,546	7,39
			8			10,67	66,88	12,38	2,50	32,15	7,26	1,74	17,49	5,99	1,28	1,57	2,56	26,83	0,544	8,37
9/5,6	90	56	5,5	9,0	3,0	7,86	65,28	10,74	2,88	19,67	4,53	1,58	11,77	3,81	1,22	1,26	2,92	20,54	0,384	6,17
			6			8,54	70,58	11,66	2,88	21,22	4,91	1,58	12,70	4,12	1,22	1,28	2,95	22,23	0,384	6,70
			8			11,18	90,87	15,24	2,85	27,08	6,39	1,56	16,29	5,32	1,21	1,36	3,04	28,33	0,380	8,77
10/6,3	100	63	6			9,58	98,29	14,52	3,20	30,58	6,27	1,79	18,20	5,27	1,38	1,42	3,23	31,50	0,393	7,53
			7			11,09	112,86	16,78	3,19	34,99	7,23	1,78	20,83	6,06	1,37	1,46	3,28	36,10	0,392	8,70
			8			12,57	126,96	19,01	3,18	39,21	8,17	1,77	23,38	6,82	1,36	1,50	3,32	40,50	0,391	9,87
			10			15,47	153,95	23,32	3,15	47,18	9,99	1,75	28,34	8,31	1,35	1,58	3,40	48,60	0,387	12,14
10/6,5*	100	65	7	10,0	3,3	11,23	114,05	16,87	3,19	38,32	7,70	1,85	22,77	6,43	1,41	1,52	3,24	38,00	0,415	8,81
			8			12,73	128,31	19,11	3,18	42,96	8,70	1,84	25,24	7,26	1,41	1,56	3,28	42,64	0,414	9,99

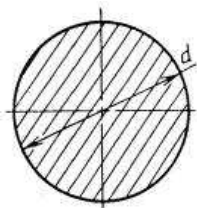
			10			15,67	155,52	23,45	3,15	51,68	10,64	1,82	30,60	8,83	1,40	1,64	3,37	51,18	0,410	12,30
11/7	110	70	6,5			11,45	142,42	19,11	3,53	45,61	8,42	2,00	26,94	7,05	1,53	1,58	3,55	46,80	0,402	8,98
			8			13,93	171,54	23,22	3,51	54,64	10,20	1,98	32,31	8,50	1,52	1,64	3,61	55,90	0,400	10,93
12,5/8	125	60	7	11,0	3,7	14,06	226,53	26,67	4,01	73,73	11,89	2,29	43,40	9,96	1,76	1,80	4,01	74,70	0,407	11,04
			8			15,98	225,62	30,26	4,00	80,95	13,47	2,28	48,82	11,25	1,75	1,84	4,05	84,10	0,406	12,53
			10			19,70	311,61	37,27	3,98	100,47	16,52	2,26	59,33	13,74	1,74	1,92	4,14	102,00	0,404	15,47
			12			23,36	364,79	44,07	3,95	116,84	19,46	2,24	69,47	16,11	1,72	2,00	4,22	118,00	0,400	18,34
14/9	140	90	8	12,0	4,0	18,00	363,68	38,25	4,49	119,79	17,19	2,58	70,27	14,39	1,58	2,03	4,49	121,00	0,411	4,13
			10			22,24	444,45	47,19	4,47	145,54	21,14	2,58	85,51	17,58	1,96	2,12	4,58	147,00	0,400	17,46
16/10	160	100	9	13,0	4,3	22,87	605,97	56,04	5,15	186,03	23,96	2,85	110,40	20,01	2,20	2,24	5,19	194,00	0,391	17,96
			10			25,28	666,59	61,91	5,13	204,09	26,42	2,84	121,16	22,02	2,19	2,28	5,23	213,00	0,390	19,85
			12			30,04	784,22	73,42	5,11	238,75	31,23	2,82	142,14	25,93	2,18	2,36	5,32	249,00	0,388	23,58
			14			34,72	897,19	84,65	5,08	271,60	35,89	2,80	162,49	29,75	2,16	2,43	5,40	282,00	0,385	27,26
18/11	180	110	10			28,33	952,28	78,59	5,80	276,37	32,27	3,12	165,44	26,96	2,42	2,44	5,83	295,00	0,376	22,20
			12			33,69	1122,56	93,33	5,77	324,09	38,20	3,10	194,28	31,83	2,40	2,52	5,97	348,00	0,374	26,40
20/12,5	200	125	11	14,0	4,7	34,87	1449,02	107,31	6,45	446,36	45,98	3,58	263,84	38,27	2,75	2,79	6,50	465,00	0,392	27,37
			12			37,89	1568,19	116,51	6,43	481,93	49,85	3,57	285,04	41,45	2,74	2,83	6,54	503,00	0,392	29,74
			14			43,87	1800,83	134,64	6,41	550,77	57,43	3,54	326,54	47,57	2,73	2,91	6,62	575,00	0,390	34,43
			16			49,77	2026,08	152,41	6,38	616,66	64,83	3,52	366,99	53,56	2,72	2,99	6,71	643,00	0,388	39,07

Примечания:

1. Площадь поперечного сечения и справочные величины вычислены по номинальным размерам. При вычислении массы 1 м уголка плотность стали принята равной 7,85 г/см³.

2. Уголки, отмеченные звездочкой, изготавливают по требованию потребителя.

Таблица А.10. Сортамент (выборочный) проката стального горячекатаного круглого
(ГОСТ 2590-88)

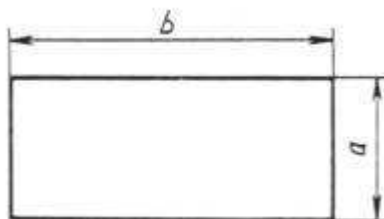


Диаметр d , мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м профиля, кг
5	0,1963	0,154
5,5	0,2376	0,186
6	0,2827	0,222
6,3	0,3117	0,245
6,5	0,3318	0,260
7	0,3848	0,302
8	0,5027	0,395
9	0,6362	0,499
10	0,7854	0,616
11	0,9503	0,746
12	1,131	0,888
13	1,327	1,04
14	1,539	1,21
15	1,767	1,39
16	2,011	1,58
17	2,270	1,78
18	2,545	2,00
19	2,835	2,23
20	3,142	2,47
21	3,464	2,72
22	3,801	2,98
23	4,155	3,26
24	4,524	3,55
25	4,909	3,85
26	5,307	4,17
27	5,726	4,50
28	6,158	4,83

Примечания:

1. Площадь поперечного сечения и масса 1 м длины профиля вычислены по номинальным размерам. При вычислении массы 1 м проката плотность стали принята равной 7,85 г/см³. Масса 1 м проката является справочной величиной.

Таблица А.11. Сортамент (выборочный) полосы стальной горячекатаной (ГОСТ 103-76*)



Ширина полосы, b , мм	Масса 1 м полосы, кг, при толщине a , мм												
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20
70	2,20	2,75	3,30	3,85	4,40	4,95	5,50	6,04	6,59	7,60	8,79	9,89	10,99
75	2,36	2,94	3,53	4,12	4,71	5,30	5,89	6,48	7,06	8,24	9,42	10,60	11,78
80	2,51	3,14	3,77	4,40	5,02	5,65	6,28	6,91	7,54	8,79	10,05	11,30	12,56
85	2,67	3,34	4,00	4,67	5,34	6,00	6,67	7,34	8,01	9,34	10,68	12,01	13,34
90	2,83	3,53	4,24	4,95	5,65	6,36	7,06	7,77	8,48	9,89	11,30	12,72	14,13
95	2,98	3,73	4,47	5,22	5,97	6,71	7,46	8,20	8,95	10,44	11,93	13,42	14,92
100	3,14	3,92	4,71	5,50	6,28	7,06	7,85	8,64	9,42	10,99	12,56	14,13	15,70
105	3,30	4,12	4,95	5,77	6,59	7,42	8,24	9,07	9,89	11,54	13,19	14,84	16,48
110	3,45	4,32	5,18	6,04	6,91	7,77	8,64	9,50	10,36	12,09	13,82	15,54	17,27
120	3,77	4,71	5,65	6,59	7,54	8,48	9,42	10,36	11,30	13,19	15,07	16,96	18,84
125	3,92	4,91	5,89	6,87	7,85	8,83	9,81	10,79	11,78	13,74	15,70	17,66	19,62
130	4,08	5,10	6,12	7,14	8,16	9,18	10,20	11,23	12,25	14,29	16,33	18,37	20,41
140	4,40	5,50	6,59	7,69	8,79	9,89	10,99	12,09	13,19	15,39	17,58	19,78	21,98
150	4,71	5,89	7,06	8,24	9,42	10,60	11,78	12,95	14,13	16,48	18,84	21,20	23,55
160	5,02	6,28	7,54	8,79	10,05	11,30	12,56	13,82	15,07	17,58	20,10	22,61	25,12
170	5,34	6,67	8,01	9,34	10,68	12,01	13,34	14,68	16,01	18,68	21,35	24,02	26,69
180	5,65	7,06	8,48	9,89	11,30	12,72	14,13	15,54	16,96	19,78	22,61	25,43	28,26
190	5,97	7,46	8,95	10,44	11,93	13,42	14,92	16,41	17,90	20,88	23,86	26,85	29,83
200	6,28	7,85	9,42	10,99	12,56	14,13	15,70	17,27	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40

Примечания:

1. Площадь поперечного сечения и масса 1 м полосы вычислены по номинальным размерам. Плотность стали принята равной $7,85 \text{ г/см}^3$.

2. По требованию потребителя изготавливают полосы промежуточных размеров по толщине и ширине.

Таблица А.12. Сортамент (выборочный) проката листового горячекатаного (ГОСТ 19903-74*)

Толщина, мм	Ширина, мм	Длина, мм
4; 5; 6	700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800	2000-6000
8; 10	700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500	2000-12000
12	1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500	2000-12000
14; 16; 18; 20; 22; 25	1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800	2500-12000
28; 30; 32; 36; 40	1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600	2500-12000
45; 50; 60; 80; 100; 120; 140; 160	1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800	2500-12000

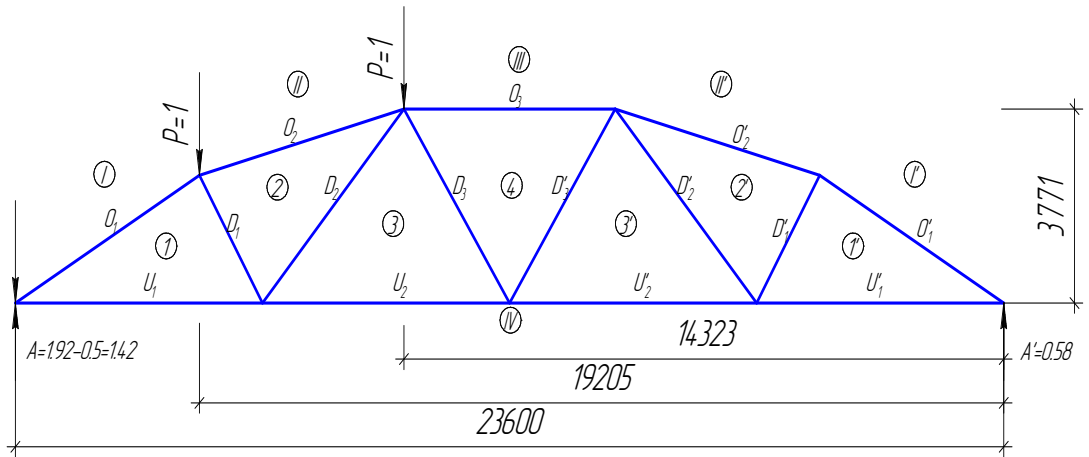
Таблица А.13. Сортамент (выборочный) болтов с шестигранной головкой класса точности А (ГОСТ 7805-70*)

Длина болта, мм	Диаметр болта, мм													
	8	10	12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
100	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
(105)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
110		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
(115)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
120		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
(125)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
130		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
140		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
150		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
160		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
170		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
180		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
190		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
200		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
220			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
240			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
260			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
280				•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
300				•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

Примечания:

- 1. Болты большей длины изготавливаются на заказ;*
- 2. Болты с размерами длин и диаметров, заключенными в скобки, применять не рекомендуется.*

Приложение Б



Масштаб: $A=0,5 \times 23,6 + 1 \times 19,205 + 1 \times 14,323 / 23,6 = 1,921$ 2,5=2,5
 сил - 1 ед - 10 см $A=1 \times 4,395 + 1 \times 9,277 / 23,6 = 0,579$
 длин - 100 см - 1 см

Приложение:
 Рис.1. Диаграмма усилий от единичной нагрузки, расположенной на левой половине фермы

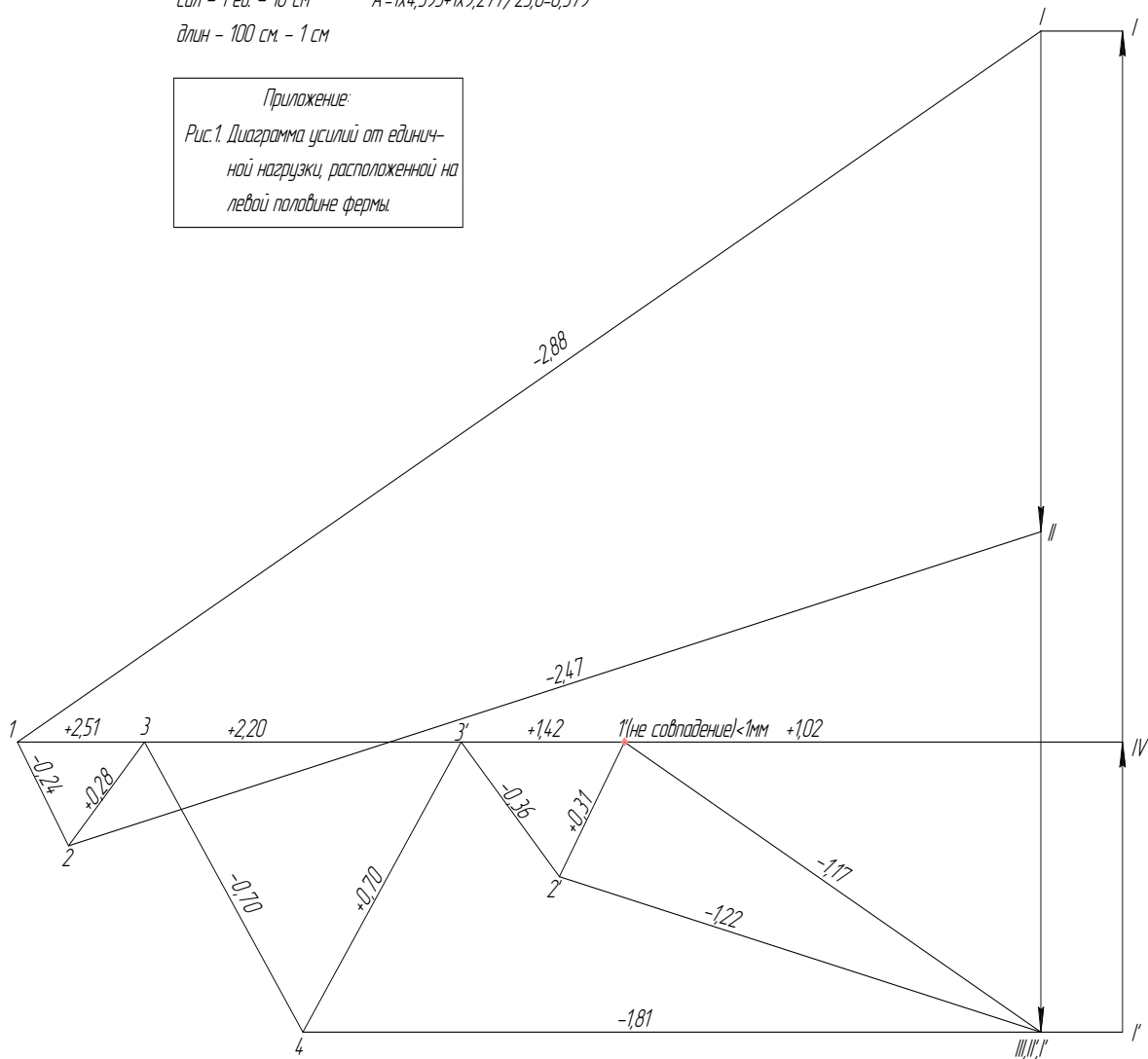
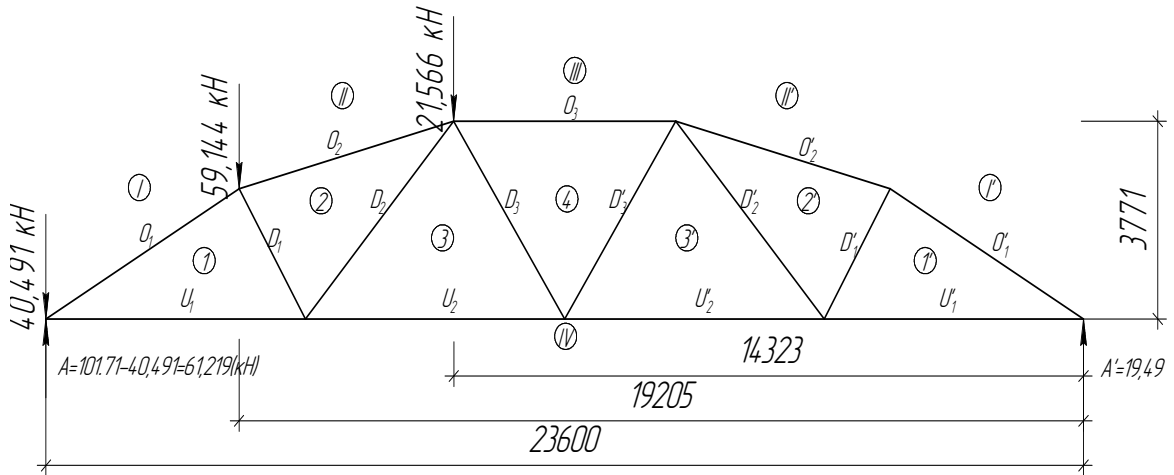


Рис. Б.1. Пример диаграммы Максвелла-Кремоны от единичной нагрузки на левой половине фермы



Масштаб: $A = 40,491 \times 23,6 + 59,144 \times 19,205 + 21,566 \times 14,323 / 23,6 = 101,71$ 1212 = 1212
 сил - 1 кН - 2 мм $A' = 59,144 \times 4,395 + 21,566 \times 9,277 / 23,6 = 19,49$
 длин - 100 см - 1 мм

Приложение:
 Рис.2. Диаграмма усилий от треугольной снеговой нагрузки слева

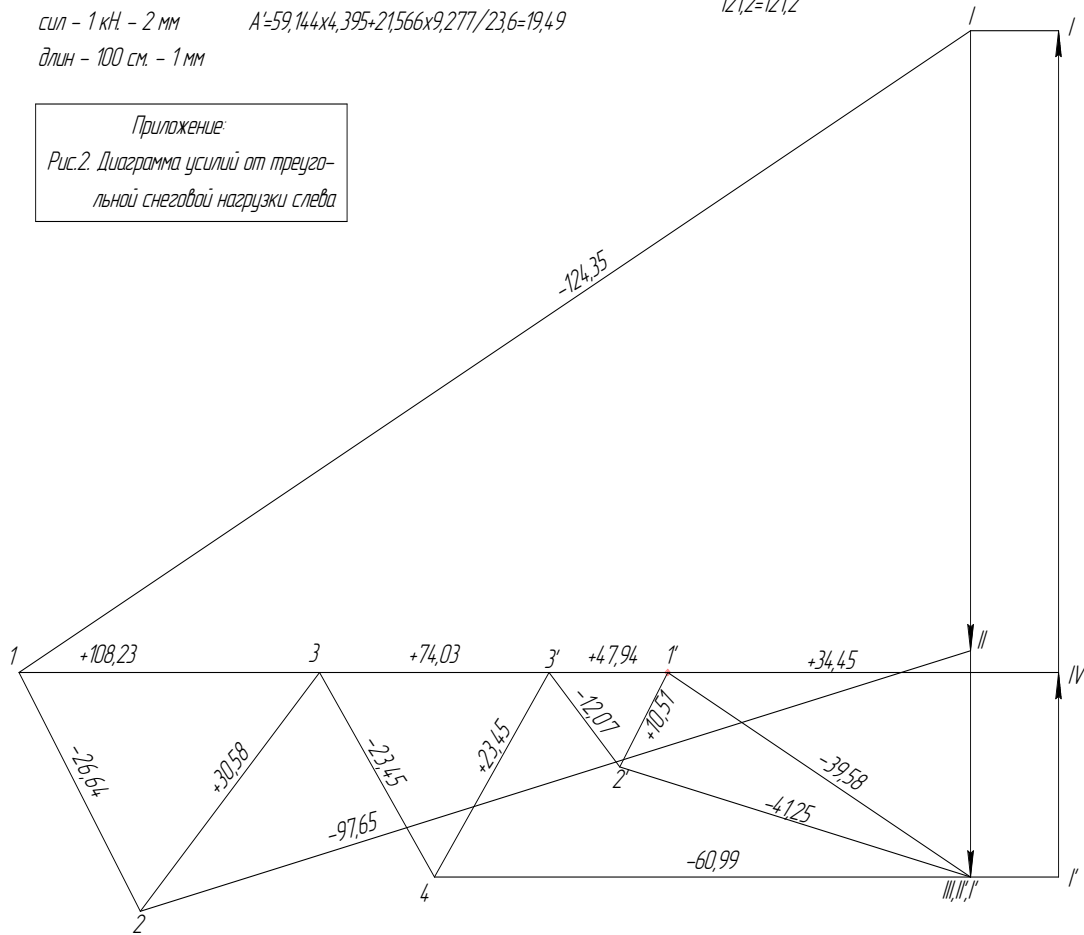
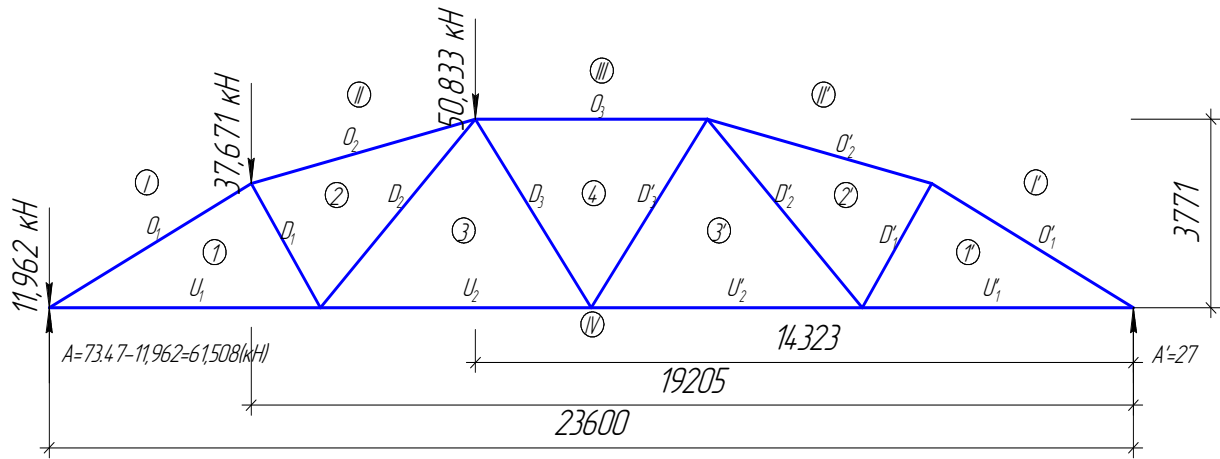


Рис. Б.2. Пример диаграммы Максвелла-Кремоны от снеговой нагрузки По второй схеме загружения (снеговой треугольник на левой половине фермы)



Масштаб: $A = 11,962 \times 23,6 + 37,671 \times 19,205 + 50,833 \times 14,323 / 23,6 = 73,47$
 сил - 1 кН - 2 мм $A = 37,671 \times 4,395 + 50,833 \times 9,277 / 23,6 = 27$ $100,47 = 100,47$
 длин - 100 см - 1 мм

Приложение
 Рис.3. Диаграмма усилий от синусоидальной снеговой нагрузки слева

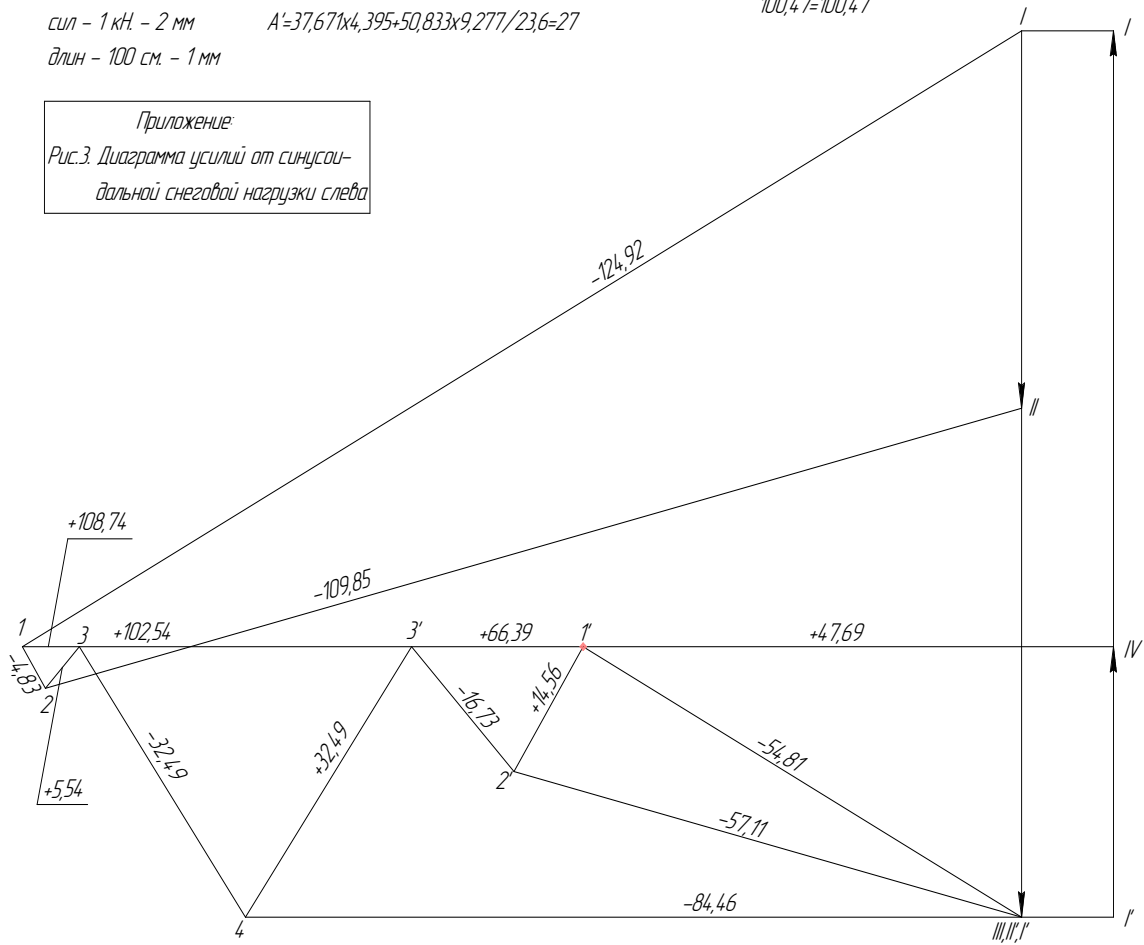


Рис. Б.3. Пример диаграммы Максвелла-Кремоны от снеговой нагрузки по первой схеме загрузки (снег на левой половине фермы)

Миронов Валерий Геннадьевич
Лихачева Светлана Юрьевна

Покрытие по сегментным металлодеревянным
фермам с клееным верхним поясом

Учебно-методическое пособие

Редактор
Д.М. Фетюкова

Подписано в печать 20.11.2015. Формат 60x90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная
Уч. изд. л. 5,7. Усл. печ. Л. 6.2. Тираж 500 экз. Заказ № ____
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный
университет», 603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru