Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
ФГБОУ ВО «Кубанский государственный технологический университет»
Армавирский механико-технологический институт

Кафедра машиностроения

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Методические указания к практическим занятиям для студентов всех форм обучения направления 08.03.01 Строительство (профиль «Промышленное и гражданское строительство»)

Армавир
2021

Составитель: Е.С. Гейценредер

Конструкции из дерева и пластмасс: методические указания к практическим занятиям для студентов всех форм обучения направления 08.03.01 Строительство (профиль «Промышленное и гражданское строительство») / Сост.: Е.С. Гейценредер; Арм. мех.-технол. ин-т. Кафедра машиностроения. – Армавир, 2021. – 98 с.

Методические указания к практическим занятиям по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» предназначены для студентов направления бакалавриата. Включают описание девяти практических работ. Каждой практической работе предшествует краткая теоретическая часть. Рассмотрены расчеты конструирование различных деревянных конструкций.

Рецензенты: канд. техн. наук, проф. кафедры СК КубГТУ В.П. Починок;
канд. техн. наук, доц. кафедры МС АМТИ О.А. Сумская;
главный специалист ООО «ДСУ №4» В.В. Нечаев

© АМТИ, 2021

Содержание

Практическое занятие № 1. Расчет элементов деревянных конструкций на центральное растяжение и центральное сжатие с учетом устойчивости, на поперечный изгиб ……. 4
Практическое занятие № 2. Расчет элементов деревянных конструкций на сжатие с изгибом, растяжение с изгибом …….. 10
Практическое занятие № 3. Расчет соединений элементов деревянных конструкций. Нагельные соединения (цилиндрические нагели) …… 17
Практическое занятие № 4. Конструирование и расчет дощатоклееной балки покрытия …… 25
Практическое занятие № 5. Конструирование и расчет клеефанерной балки …… 30
Практическое занятие № 6. Конструирование и расчет дощатоклееной арки …… 38
Практическая занятие № 7. Конструирование и расчет ломаноклееной трехшарнирной рамы …… 53
Практическое занятие №8. Конструирование и расчет деревянной клееной колонны, жестко защемленной в фундаменте. Конструирование и расчет опорного узла жесткого защемления колонны в фундаменте из наклонно-вклееных стержнях …… 70
Практическое занятие №9. Конструирование и расчет дощатого настила ……..…….. 78
Список рекомендуемой литературы …….. 88
Приложение А ……. 89

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ РАСТЯЖЕНИЕ И ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ С УЧЕТОМ УСТОЙЧИВОСТИ, НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

Цель занятия: освоение студентами компетенций по расчету деревянных конструкций при центральном растяжении и сжатии.

Теоретический материал

Расчет элементов деревянных конструкций

1. Центральное растяжение и сжатие

Основные расчетные формулы для проверки прочности центрально-растянутых и сжатых элементов и устойчивости сжатых элементов следующие:

$$\frac{N}{A_{\text{нт}}} \leq m_o R_p; \quad (1.1)$$

$$\frac{N}{A_{\text{нт}}} \leq R_{\text{с}}; \quad (1.2)$$

$$\frac{N}{A_{\text{расч}}} \leq \varphi\, R_{\text{с}}, \quad (1.3)$$

где $A_{\text{нт}}$ – площадь нетто ослабленного сечения. Ослабления для растянутого элемента считаются совмещенными в одном сечении, если расстояние между ними меньше 200 мм;

$A_{\text{расч}}$ – расчетная площадь сжатого элемента, принимается равной:

$A_{\text{бр}}$ – без ослаблений или при площади ослаблений $A_{\text{осл}} < 25\%\ A_{\text{бр}}$;

(4/3) $A_{\text{нт}}$ – при площади ослаблений > 25% $A_{\text{бр}}$;

$A_{\text{нт}}$ – при симметричных ослаблениях, выходящих на грань сечения;

m_o – коэффициент, учитывающий наличие ослаблений в растянутом элементе (m_o= 0,8);

φ – коэффициент продольного изгиба (находится по гибкости элемента λ).

Для древесины коэффициент φ подсчитывается по формулам:

$$\text{при } \lambda \leq 70\ \varphi = 1 - 0{,}8\ (\frac{\lambda}{100})^2, \quad (1.4)$$

$$\text{при } \lambda \geq 70\ \varphi = \frac{3000}{\lambda^2}. \quad (1.5)$$

Гибкость элемента подсчитывается по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{\mu_0 l}{\sqrt{J/A}}, \quad (1.6)$$

где l_0– расчетная длина элемента;

r – радиус инерции сечения;

μ_0 – коэффициент приведенной длины (для деревянных конструкций) принимается равным:

l – для свободно опертого стержня;

2,2 – для стержня с одним защемленным и другим свободным концами;

0,8 – для стержня с одним защемленным и другим шарнирно опертым концами;

0,65 – для защемленного с двух концов стержня.

Для прямоугольного сечения размером $h \times b$ радиусы инерции можно подсчитать по формулам:

$$r_x = 0{,}289 \cdot h,\ r_y = 0{,}289 \cdot b.$$

2. Поперечный изгиб

Основные расчетные проверочные формулы поперечно изогнутых элементов, следующие:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{нт}}} \le R_{\text{и}}; \tag{1.7}$$

$$\tau = \frac{QS}{Jb} \le R_{\text{ск}} \text{ или} \tag{1.8}$$

$$\frac{1{,}5Q}{hb} \le R_{\text{ск}} \text{ – для прямоугольного сечения;}$$

$$\frac{M}{W_{\text{бр}}} \le \varphi_{\text{м}} R_{\text{и}}, \tag{1.9}$$

где $\varphi_{\text{м}} = 140\,\frac{b^2}{lh}\,\text{k}_{\text{ф}}$;

$$\frac{f}{l} \le \left[\frac{f}{l}\right]. \tag{1.10}$$

В написанных формулах приняты следующие обозначения:

M – изгибающий момент в проверяемом сечении;

Q – поперечная сила;

J – момент инерции поперечного сечения;

$W_{\text{нт}}$ – момент сопротивления нетто проверяемого сечения;

S – статистический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

h, b – размеры поперечного сечения;

$k_ф$ – коэффициент, учитывающий форму эпюры изгибающих моментов;

$R_и$, $R_{ск}$ – расчетные сопротивления материала соответственно изгибу и скалыванию.

Примеры решения

Пример 1.1. Расчет центрально-растянутого элемента

Подобрать сечение стержня, в котором действует растягивающее усилие N = 12000 кг. Стержень имеет одно ослабление отверстием диаметром 10 мм просверленное в широкой пласти (больший размер сечения). Материал – пихта 2-го сорта. Конструкция эксплуатируется на открытом воздухе во влажной зоне.

Решение

По условию задачи действующее усилие в рассчитываемом элементе задано, следовательно, сбор нагрузок, статический расчет –определение действующих усилий – в элементах опускаем.

Определение всех необходимых коэффициентов и расчетных сопротивлений.

Учет температурно-влажностных условий эксплуатации конструкции.

Исходные данные соответствуют температурно-влажностным условиям эксплуатации В3. Для условий эксплуатации В3 определяем коэффициент $m_в$ = = 0,85.

Учет породы древесины.

Для породы пихта и для напряженного состояния – растяжение определяем коэффициент $m_п$ = 0,8.

Определяем расчетное сопротивление сосны, ели, лиственницы 2-го сорта $R_р$ = 7 мПа (70 кг/см^2).

Для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении учитываем коэффициент $m_о$ = 0,8.

Окончательно устанавливаем расчетное сопротивление, соответствующее заданной породе (пихта), сорту (2-й сорт), растянутый элемент с ослаблением в расчетном сечении и условиям эксплуатации (на открытом воздухе во влажной зоне), используя найденные коэффициенты:

$$R_р = 7 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}8 = 3{,}808 \text{ мПа } (38{,}08 \text{ кг/см}^2).$$

Определение требуемых характеристик сечения

Преобразуя формулу проверки несущей способности относительно $F_{нт}$, получаем соотношение для нахождения требуемой площади сечения

$$F_{нт} = N / R_р.$$

Подставляя известные значения, получаем $F_{нт}$ = 12000/38,08 = 315,1 см^2. Для выбора из сортамента пиломатериалов необходимого сечения находим длину стороны квадратного сечения с площадью 315,1 см^2.

$$a = \sqrt{315,1} = 17,75\ см.$$

Теперь можно выбрать ширину бруса исходя из рекомендованных значений сортаментом, например, 17,5 см. Затем минимальную высоту сечения бруса 315,1 / 17,5 = 18 см. В сортаменте наибольшее ближайшее значение 20 см. Принимаем сечение бруса 20 х 17,5 см.

Вычисление геометрических характеристик для выбранного сечения элемента.

Необходимые геометрические характеристики в данном случае – это площадь $F_{нт} = F_{бр} - F_{осл}$.

$F_{бр} = 20$ х 17,5 = 350 см^2; $F_{осл} = 1 \cdot 17,5 = 17,5$ см^2; $F_{нт} = 350 - 17,5 = 332,5$ см^2.

Проверка несущей способности сечения элемента.

$$\sigma = N / F_{нт} = 12000 / 332,5 = 36,09 \text{ кг/см}^2 < 38,08 \text{ кг/см}^2 = R_р$$

Принимается сечение 200 х 175 мм.

Пример 1.2. Расчет центрально-сжатого элемента

Проверить сечение 15 х 20 см брусчатой стойки длиной l = 4,0 м с шарнирно закрепленными концами, не имеющее ослаблений. В стойке действует сжимающая сила N = 12000 кг. Материал – клен 3-го сорта. Условия эксплуатации – на открытом воздухе во влажной зоне.

Решение

По условию задачи действующее усилие в рассчитываемом элементе задано, следовательно, сбор нагрузок и статический расчет, т.е. определение действующих усилий в элементах, опускаем.

Определение всех необходимых коэффициентов и расчетных сопротивлений

Учет температурно-влажностных условий эксплуатации конструкции.

Определяем температурно-влажностные условия эксплуатации конструкции. Исходные данные соответствуют температурно-влажностным условиям эксплуатации В3. Для условий эксплуатации В3 определяем коэффициент $m_в = 0,85$.

Учет породы древесины.

Для клена и для напряженного состояния – сжатие определяем коэффициент $m_п = 1,3$.

Определяем расчетное сопротивление сжатию сосны, ели, лиственницы 3-го сорта $R_с = 11$ мПа (110 кг/см^2).

Окончательно устанавливаем расчетное сопротивление, соответствующее заданной породе (клен), сорту (3-й) и условиям эксплуатации (на открытом воздухе во влажной зоне), используя найденные коэффициенты:

$$R_с = 11 \cdot 0,85 \cdot 1,3 = 12,155 \text{ мПа } (121,55 \text{ кг/см}^2).$$

Вычисление геометрических характеристик для проверяемого сечения элемента.

Необходимые геометрические характеристики в данном случае это: площадь $F_{бр}$ = 15 х 20 = 300 см^2 и минимальный радиус инерции r = 0,289 · 15 = = 4,335см, принимаемый по меньшей из сторон рассматриваемого сечения.

Проверка несущей способности сечения элемента.

Вычисляем максимальную гибкость

$$l = l_0 / r = 400 / 4{,}335 = 92{,}3 < 120 = [l]$$

и коэффициент продольного изгиба

$$j = 3000 / l^2 = 3000 / (92{,}3)^2 = 035.$$

Далее несущую способность по формуле $N / (j\ F_{расч})\ R_c$,

$$\sigma = N / (j \cdot F_{расч}) = 12000 / (0{,}35 \cdot 300) = 114{,}3\ (кг/см^2) < 121{,}55\ (кг/см^2) = R_c.$$

Проверяемое сечение 15 х 20 см обладает достаточной несущей способностью.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 1.1.

Подобрать сечение стержня, в котором действует растягивающее усилие *N*. Сечение имеет ослабление отверстиями в более широких пластях. Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы 1.1.

Т а б л и ц а 1.1

Номер варианта	*N*р (кг)	Ослабления		Материал		Условия эксплуатации	
		число	диаметр (см)	порода	сорт		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	8000	2	1,2	пихта	1	на открытом воздухе	в сухой зоне
2	10000	2	1,4	пихта	2		в сухой зоне
3	12000	2	1,6	пихта	1		в сухой зоне
4	14000	2	1,8	лиственница	2		в сухой зоне
5	15000	1	2	лиственница	1		в нормальной зоне
6	18000	1	1,2	лиственница	2		в нормальной зоне
7	20000	1	1,4	лиственница	1		в нормальной зоне
8	9000	2	1,2	ель	2		во влажной зоне
9	11000	1	1,6	ель	1		во влажной зоне
10	13000	0		ель	2		во влажной зоне
11	15000	1	1,2	сосна	1	внутри неотапливаемых помещений	в сухой зоне
12	17000	1	1,2	сосна	2		в сухой зоне
13	19000	0	0	сосна	1		в сухой зоне

Окончание таблицы 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
14	21000	0	0	сосна	2	внутри неотапливаемых помещений	в сухой зоне
15	7000	2	2,2	осина	1		во влажной зоне
16	8000	2	2,0	осина	2		во влажной зоне
17	9000	2	1,8	осина	2		во влажной зоне
18	10000	2	1,6	осина	1		во влажной зоне
19	11000	2	1,4	липа	2		в нормальной зоне
20	12000	1	1,2	липа	1		в нормальной зоне
21	13000	1	1,8	тополь	2	Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35^0C, относительной влажности воздуха	свыше 75 до 95%
22	14000	1	1,6	тополь	1		свыше 75 до 95%
23	15000	1	1,4	береза	2		свыше 75 до 95%
24	16000	1	1,2	береза	1		свыше 60 до 75%
25	17000	1	1,2	береза	2		свыше 60 до 75%
26	18000	0	0	береза	1		свыше 60 до 75%
27	19000	0	0	дуб	2		свыше 60 до 75%
28	20000	0	0	дуб	1		до 60%
29	21000	0	0	дуб	2		до 60%
30	22000	0	0	дуб	1		до 60%

Задание 1.2.

Проверить сечение стойки из бруса размерами *b* х *h* или бревна диаметром *d* (если указан диаметр *d* – бревно, если указаны размеры *b* и *h* – брус) длиной *L,* загруженной сжимающей силой *N*. Стойка закреплена шарнирно с обеих сторон. Ослабления – отверстия соответствующего диаметра, просверлены в более широких пластях.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы 1.2.

Т а б л и ц а 1.2.

Номер вариан-та	*N* (кг)	Ослабления		*L* (м)	сечение (см)			Материал		Условия эксплуатации	
		число	диаметр (см)		*b*	*h*	*d*	порода	сорт		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	800	0		5	10	10		сосна	3	На открытом воздухе	в сухой зоне
2	1500	1	2,8	4,5	10	12		сосна	2		в сухой зоне
3	2500	0		4	10	14		сосна	1		в нормальной зоне
4	2500	1	2,6	3.5	10	16		сосна	3		в нормальной зоне
5	7000	0		3	12	14		сосна	2		во влажной зоне
6	3000	1	2	5	12	16		ель	1		во влажной зоне
7	3000	0		4,5	12	18		ель	3	В частях зданийи сооруже	соприкасающихся с грунтом
8	8500	2	1.8	4	15	15		ель	2		соприкасающихся с грунтом

Окончание таблицы 1.2.

Номер вариан-та	*N* (кг)	Ослабления		*L* (м)	сечение (см)			Материал		Условия эксплуатации	
		число	диаметр (см)		*b*	*h*	*d*	порода	сорт		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		12
9	8500	0		3,5	14	14		ель	1	В частях зданий сооружен	постоянно увлажняемых
10	7500	1	3,2	3	14	16		ель	3		находящихся в воде
11	5000	0		5	14	18		осина	2	Внутри неотапливаемых помещений	в сухой зоне
12	6500	2	2,4	4,5	14	20		осина	1		в сухой зоне
13	6500	0		4	16	16		осина	3		в сухой зоне
14	16000	2	1,6	3,5	16	18		осина	2		в сухой зоне
15	8000	0		5	16	20		осина	1		во влажной зоне
16	9000	2	2,4	4,5			20	береза	3		во влажной зоне
17	28000	1	1,4	4			22	береза	2		во влажной зоне
18	40000	2	3,2	3,5			24	береза	1		во влажной зоне
19	35000	1	1,6	3			24	береза	3		в нормальной зоне
20	8500	2	1,2	5			18	береза	2		в нормальной зоне
21	4000	2	2,6	5	12	16		дуб	1		в сухой зоне
22	4000	1	1,2	4,5	12	18		дуб	3		в сухой зоне
23	10000	2	2,4	4	15	15		дуб	2		во влажной зоне
24	12000	1	1,4	3,5	14	14		дуб	1		во влажной зоне
25	12000	2	1,8	3	14	16		дуб	3	На открытом воздухе	в сухой зоне
26	14000	1	2,6	5			20	клен	2		в сухой зоне
27	25000	2	2,6	4,5			22	клен	1		в нормальной зоне
28	25000	1	3,2	4			24	клен	3		в нормальной зоне
29	47000	2	2,4	3,5			24	клен	2		во влажной зоне
30	25000	1	2	3			18	клен	1		во влажной зоне

Контрольные вопросы

1. Как работают и рассчитываются растянутые деревянные элементы и как учитываются ослабления их сечений?

2. Как работают и рассчитываются сжатые элементы и как учитывается их устойчивость?

3. Как работают и рассчитываются сжато-изгибаемые элементы и как учитываются их прогибы?

4. Как работают и рассчитываются растянуто-изгибаемые элементы и как влияют на их работу прогибы?

5. Как работают и рассчитываются сминаемые элементы? Что такое угол смятия и как он влияет на их прочность и деформативность?

6. Какие предельные состояния имеются у конструкций из дерева и пластмасс?

7. Что такое нормативные и расчетные нагрузки и как их определяют?

8. Что такое нормативные сопротивления древесины и как их определяют?

Список литературы: [3, 4, 5, 9].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СЖАТИЕ С ИЗГИБОМ, РАСТЯЖЕНИЕ С ИЗГИБОМ

Цель занятия: научиться производить расчёт деревянных конструкций на сжатие и растяжение с изгибом.

Теоретический материал

Расчет внецентренно-растянутого и растянуто-изгибаемого элемента по предельному состоянию первой группы производится по формуле (согласно п. 4.16 [5]):

$$\sigma = N / F_{\text{расч}} + (M R_{\text{р}}) / (W_{\text{расч}} R_{\text{и}}) \cdot R_{\text{р}}, \qquad (2.1)$$

где: N – действующее усилие растяжения в элементе;

M – расчетный изгибающий момент в элементе;

$F_{\text{расч}}$ – площадь расчетного сечения нетто;

$W_{\text{нт}}$ – площадь сечения нетто (площадь сечения за вычетом ослаблений);

$W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения (для цельного сечения, $W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}}$;

$W_{\text{нт}}$ – площадь сечения нетто (ослабления сечения, расположенные на участке до 200 мм, должны совмещаться в одном сечении);

$R_{\text{и}}$ – расчетное сопротивление изгибу;

$R_{\text{р}}$ – расчетное сопротивление растяжению.

Расчет внецентренно-сжатого и сжато-изгибаемого элемента по предельному состоянию первой группы производится по формуле

$$\sigma = N / F_{\text{расч}} + (M_{\text{д}} R_{\text{с}}) / (W_{\text{расч}} R_{\text{и}}) \; R_{\text{с}}, \qquad (2.2)$$

где N – действующее усилие растяжения в элементе;

$M_{\text{д}}$ –изгибающий момент в элементе от действия поперечных и продольных нагрузок определенный по деформированной схеме $M_{\text{д}} = M / x$,

$$x = 1 - N / (f \cdot R_{\text{с}} \cdot F_{\text{бр}}), \qquad (2.3)$$

где $F_{\text{бр}}$ – площадь сечения брутто;

$F_{\text{расч}}$ – площадь расчетного сечения нетто (площадь сечения за вычетомослаблений);

$W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения (для цельного сечения, $W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}}$;

$W_{\text{нт}}$ – площадь сечения нетто (ослабления сечения, расположенные на участке до 200 мм, должны совмещаться в одном сечении);

f – коэффициент продольного изгиба;

$R_и$ – расчетное сопротивление изгибу;
$R_с$ – расчетное сопротивление сжатию.

Примеры решения

Пример 2.1.

Проверить прочность брусчатого стержня пролетом 2,25 м сечением 7,5 х 10,0 см без ослаблений, изгибаемого в направлении большего размера расчетной равномерной погонной нагрузкой q= 125 кг/м и растягиваемого усилием $N_р$ = 1000 кг (стержень шарнирно закреплен по концам). Материал – пихта 2-го сорта. Условия эксплуатации – на открытом воздухе во влажной зоне.

Решение

Пункт сбор нагрузок для задачи опускаем, так как эти нагрузки заданы.

Статический расчет. Расчетная схема балки при ведена на рисунке 2.1

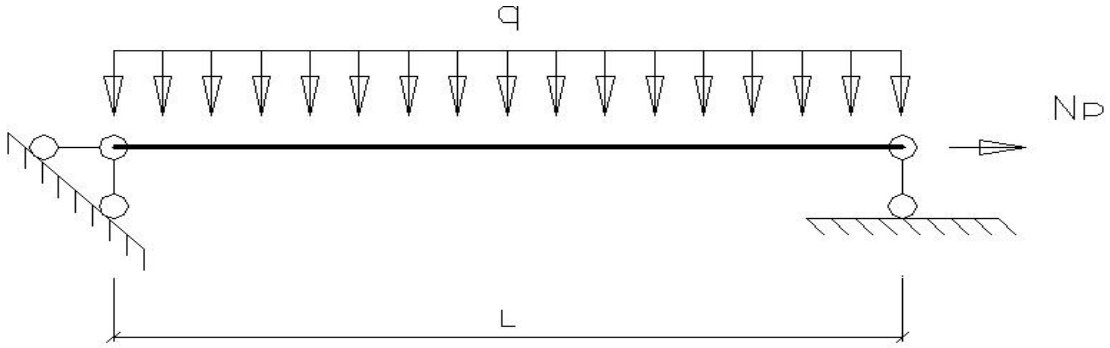


Рис. 2.1 Расчетная схема балки

По условию задачи имеем расчетную схему однопролетной шарнирно опертой балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q и продольной силой $N_р$. Для такой расчетной схемы максимальный момент – в середине балки и равен

$$M = q \cdot l^2 / 8.$$

Численное значение его равно

$$M = q \cdot l^2 / 8 = 125 \cdot 2{,}25^2 / 8 = 79{,}1016 \text{ кг} \cdot \text{м} = 7910{,}16 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Определение всех необходимых коэффициентов и расчетных сопротивлений

Учет температурно-влажностных условий эксплуатации конструкции.

Определяем температурно-влажностные условия эксплуатации конструкции. Наши исходные данные соответствуют температурно-влажностным условиям эксплуатации В3. Для условий эксплуатации В3 определяем коэффициент $m_в$ = 0,85.

Учет породы древесины.

Для пихты и для напряженного состояния определяем соответствующий коэффициент:

– изгиб $m_п = 0,8$,

– скалывание $m_п = 0,8$.

Определяем расчетное сопротивление растяжению сосны, ели, лиственницы 2-го сорта (п. 2а) $R_р$ =7 мПа (70 кг/см^2) и расчетное сопротивление изгибу $R_и$ = 13 мПа (130 кг/см^2).

Окончательно устанавливаем расчетное сопротивление, соответствующее заданной породе (пихта), сорту (2-й) и условиям эксплуатации (на открытом воздухе во влажной зоне), используя найденные коэффициенты:

$$R_и = 13 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 8,84 \text{ мПа } (88,4 \text{ кг/см}^2),$$
$$R_р = 7 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 4,76 \text{ мПа } (47,6 \text{ кг/см}^2).$$

Вычисление геометрических характеристик для проверяемого сечения элемента.

Необходимые геометрические характеристики в данном случае это

$$W_{расч} = b \cdot h^2 / 6 = 7,5 \cdot 100 / 6 = 125 \text{ см}^3, \; F_{расч} = b \cdot h = 7,5 \cdot 10 = 75 \text{ см}^2.$$

Проверка первого предельного состояния растянуто-изгибаемого элемента.

Проверяем первое предельное состояние по формуле

$$\sigma = N / F_{расч} + (M \cdot R_р) / (W_{расч} \cdot R_и) \; R_р. = 1000 / 75 + (7910,16 \cdot 47,6) / (125 \text{ x x } 88,4) = 13,33 + 34,07 = 47,40 \text{ (кг/см}^2) < 47,6 \text{ (кг/см}^2) = R_р.$$

Проверяемое сечение 75 х 100 мм обладает достаточной несущей способностью.

Пример 2.2.

Проверить прочность брусчатого стержня пролетом 2,25 м сечением 7,5 х 10,0 см без ослаблений изгибаемого в направлении большего размера расчетной равномерной нагрузкой q = 125 кг/м и сжимаемого усилием $N_р$ = 1000 кг (стержень шарнирно закреплен по концам). Материал – пихта 2-го сорта. Условия эксплуатации – на открытом воздухе во влажной зоне.

Решение

Пункт сбор нагрузок опускаем, т.к. эти нагрузки заданы.

Статический расчет.

По условию задачи имеем расчетную схему однопролетной шарнирно опертой балки, загруженной равномерно распределенной погонной нагрузкой q и продольной силой $N_р$ (см. рис. 2.2).

Для такой расчетной схемы максимальный момент в середине балки и равен $M = q \cdot l^2 / 8$. Численное значение его равно

$$M = q \cdot l^2/8 = 125 \cdot 2{,}25^2/8 = 79{,}1016 \text{ кг} \cdot \text{м} = 7910{,}16 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

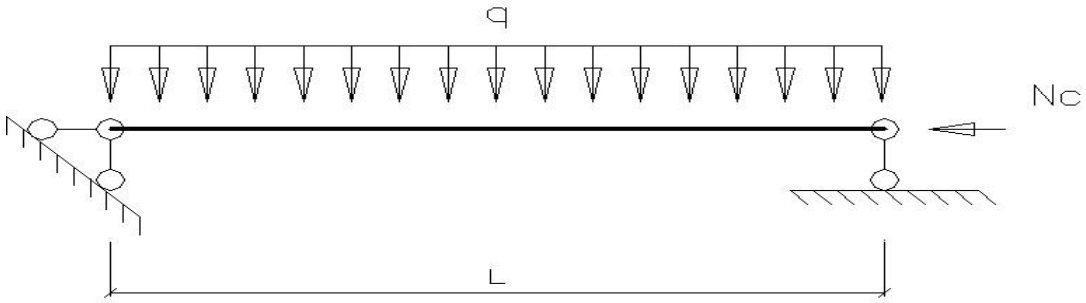


Рис. 2.2 Расчетная схема балки

Определение всех необходимых коэффициентов и расчетных сопротивлений

Учет температурно-влажностных условий эксплуатации конструкции.

Определяем температурно-влажностные условия эксплуатации конструкции. Наши исходные данные соответствуют температурно-влажностным условиям эксплуатации В3. Для условий эксплуатации В3 определяем коэффициент $m_в = 0{,}85$.

Учет породы древесины.

Для пихты и для напряженного состояния – изгиб определяем коэффициент $m_п = 0{,}8$, для скалывания $m_п = 0{,}8$.

Определяем расчетное сопротивление сжатию и изгибу сосны, ели 2-го сорта $R_с = R_и = 13$ мПа (130 кг/см^2).

Окончательно устанавливаем расчетное сопротивление, соответствующее заданной породе (пихта), сорту (2-й) и условиям эксплуатации (на открытом воздухе во влажной зоне) используя найденные коэффициенты:

$$R_и = R_с = 13 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}8 = 8{,}84 \text{ мПа } (88{,}4 \text{ кг/см}^2).$$

Вычисление геометрических характеристик для проверяемого сечения элемента.

Необходимые геометрические характеристики в данном случае это:

$$W_{расч} = b \cdot h^2 / 6 = 7{,}5 \cdot 10{,}0 / 6 = 125 \text{ см}^3, \; F_{расч} = b \cdot h = 7{,}5 \cdot 10 = 75 \text{ см}^2,$$
$$i = 0{,}289 \cdot h = 0{,}289 \cdot 10 = 2{,}89 \text{ см}.$$

Проверка первого предельного состояния сжато-изгибаемого элемента.

$$l = l / i = 225 / 2{,}89 = 77{,}59. \; f = 3000 / I^2 = 3000 / 77{,}59^2 = 0{,}498.$$
$$x = 1 - N / (f \cdot R_c \cdot F_{бр}) = 1 - 1000 / (0{,}498 \cdot 88{,}4 \cdot 75) = 1 - 0{,}3029 = 0{,}697.$$
$$M_д = M / x = 7910{,}16 / 0{,}697 = 11348{,}87 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Проверяем первое предельное состояние по формуле

$$\sigma = N / F_{\text{расч}} + M_{\text{д}} / W_{\text{расч}} \; R_{\text{р}}.$$

$$1000 / 75 + 11348{,}87 / 0{,}697 = 13{,}33 + 90{,}79 = 104{,}12 \text{ (кг/см}^2\text{)} > 88{,}4 \text{ (кг/см}^2\text{)} = R_c.$$

Проверяемое сечение 7,5 х 10,0 см не обладает достаточной несущей способностью.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 2.1

Проверить прочность брусчатого стержня пролетом *L*, сечением *b* х *h* (круглого диаметром *d*), без ослаблений. Брус изгибается в направлении большего размера сечения равномерной погонной нагрузкой *q*.

Исходные данные по вариантам принять в соответствии с данными таблицы 2.1.

Т а б л и ц а 2.1

Номер варианта	*Np* (кг)	*q* (кг/м)	*L* (м)	сечение (см)			Материал		Условия эксплуатации	
				b	*h*	*d*	порода	сорт		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	5000	200	2	10	12		сосна	1	внутри отапливаемых помещений при температуре 30^0C, относительной влажности воздуха	до 60 %
2	4500	250	2,5	10	14		сосна	2		до 60 %
3	4000	300	3	10	16		сосна	3		до 60 %
4	3000	350	3,5	10	18		ель	1		свыше 60 до 75 %
5	2500	400	4	10	20		ель	2		свыше 60 до 75 %
6	2000	50	4,5	10	22		ель	3		свыше 60 до 75 %
7	1500	100	5	12	12		лиственница	1		свыше 75 до 95 %
8	100	150	5,5	12	14		лиственница	2		свыше 75 до 95 %
9	800	200	6	12	16		лиственница	3		свыше 75 до 95 %
10	600	250	5,5	12	18		береза	1		свыше 75 до 95 %
11	900	100	5	12	20		береза	2	внутри неотапливаемых помещений	в сухой зоне
12	800	200	4,5	12	22		береза	3		в сухой зоне
13	1200	250	4	14	10		пихта	1		в сухой зоне
14	1300	300	3,5	14	12		пихта	2		в нормальной зоне
15	1500	350	3	14	14		пихта	3		в нормальной зоне
16	2000	400	2,5	14	16		дуб	1		в нормальной зоне
17	2500	450	2	14	18		дуб	2		во влажной зоне
18	3000	200	2,5	14	20		дуб	3		во влажной зоне
19	3500	100	3	14	22		осина	1		во влажной зоне
20	4000	150	3,5	16	12		осина	2	на открытом воздухе	в сухой зоне

Задание 2.2.

Проверить прочность стержня длиной *L*, сечением *b* х *h* (круглого диаметром *d*), без ослаблений с шарнирно-закрепленными концами. На стержень действуют продольная сжимающая сила $N_{\text{с}}$ и равномерная

поперечная, нагрузкой q, внаправлении большего размера сечения.

Исходные данные по вариантам принять в соответствии с данными таблицы 2.2.

Т а б л и ц а 2.2

Номер вари-анта	*Nc* (кг)	*q* (кг/м)	*L* (м)	сечение (см)			Материал		Условия эксплуатации	
				b	*h*	*d*	порода	сорт		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	10000	200	2	12	12		сосна	1	внутри отапливаемых помещений при температуре 30^0С, относительной влажности воздуха	до 60 %
2	9000	250	3,5	12	14		сосна	2		до 60 %
3	8000	300	3	12	16		сосна	3		до 60 %
4	7000	350	3,5	12	18		ель	1		свыше 60 до 75 %
5	6000	400	4	12	20		ель	2		свыше 60 до 75 %
6	5000	100	4,5	12	22		ель	3		свыше 60 до 75 %
7	4000	150	5	14	10		лиственница	1		свыше 75 до 95 %
8	13000	200	2	14	12		лиственница	2		свыше 75 до 95 %
9	12000	250	2,5	14	14		лиственница	3		свыше 75 до 95 %
10	11000	300	3	14	16		береза	1		свыше 75 до 95 %
11	10000	100	3,5	14	18		береза	2	Внутри не отапливаемых помещений	в сухой зоне
12	9000	150	4	14	20		береза	3		в сухой зоне
13	8000	200	4,5	16	10		пихта	1		в сухой зоне
14	7000	250	5	16	12		пихта	2		в нормальной зоне
15	6000	300	5,5	16	14		пихта	3		в нормальной зоне
16	5000	350	6	16	16		дуб	1		в нормальной зоне
17	4000	400	5,5	16	18		дуб	2		во влажной зоне
18	3000	450	5	16	20		дуб	3		во влажной зоне
19	4500	250	4,5	18	10		осина	1		во влажной зоне
20	5000	300	4	18	12		осина	2	На открытом воздухе	в сухой зоне

Контрольные вопросы:

1. Как работают и рассчитываются сжато-изгибаемые элементы и как подбираются их сечения?
2. Как работают и рассчитываются растянуто-изгибаемые элементы и как учитываются их прогибы?
3. Какие предельные состояния имеются у деревянных конструкций?
4. Что такое нормативные и расчетные нагрузки и как их определяют?
5. Что такое нормативные сопротивления древесины и как их определяют?
6. Что такое коэффициенты условий работы и что они учитывают?
7. Каков порядок расчета конструкций на прочность и устойчивость?

Список литературы: [4, 5, 9].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 3. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. НАГЕЛЬНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ (ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ НАГЕЛИ)

Цель занятия: Научиться производить расчет соединений элементов деревянных конструкций.

Теоретический материал

Расчет нагельных соединений производят из условий:

– изгиба нагеля;

– смятия элементов соединения.

Расчетная несущая способность ($T^0_н$, $T^0_{см}$) цилиндрического нагеля на один шов сплачиваемых элементов из сосны и ели при направлении действия усилий, передаваемых нагелями вдоль волокон, определяется по таблице 17 [5]. Порода древесины, другие температурно-влажностные условия эксплуатации, угол приложения усилий и т.п. учитываются соответствующими коэффициентами:

– для изгиба нагеля $\mathrm{T_н} = \mathrm{T^0_н} \times \sqrt{m_n \times m_в \times k_а \times k_н}$;

– для смятия древесины $\mathrm{T_{см}} = \mathrm{T^0_{см}} \times m_n \times m_в \times k_а \times k_н$.

Расчетная несущая способность нагеля в соединении принимается наименьшему из значений $T_н$, $T_{см}$.

Расстановка нагелей должна удовлетворять нормам расстановки, указанным в п. п. 5.18÷5.21 [5].

Число нагелей в соединении определяется по формуле:

$$n_н \geq \frac{N}{T \times n_ш}, \qquad (3.1)$$

где N – расчетное усилие, T – наименьшая расчетная несущая способность одного нагеля в соединении, $n_ш$ – число расчетных швов одного нагеля.

Для гвоздей определяется расчетная длина защемления конца гвоздя (толщина крайнего элемента). Вначале необходимо определить общую толщину пробиваемого пакета, учитывая зазор между элементами равного 2мм (п. 5.20 [5]). Затем эта величина сравнивается с длиной принимаемого гвоздя. При выходе гвоздя из крайней доски (длина гвоздя больше толщины пробиваемого пакета) толщин*а* этой доски должна быть уменьшена на 1,5d из-за повреждения наружных волокон (требование п. 5.20 [5]). Если длина гвоздя меньше толщины пробиваемого пакета, определяется величина защемления гвоздя в крайнем элементе, при этом заостренная часть гвоздя не учитывается в защемлении, т.е. расчетная длина защемления становиться меньше на 1,5d (требование п. 5.20 [5]). Если расчетная длина защемления конца гвоздя меньше 4d, то количество рассчитываемых швов уменьшается на единицу.

СНиП II-25 рекомендует использовать следующую расстановку нагелей (рис. 3.1)

Для стальных цилиндрических нагелей (болтов) $S_1 = 7d$; $S_2 = 3{,}5d$; $S_3 = 3d$.

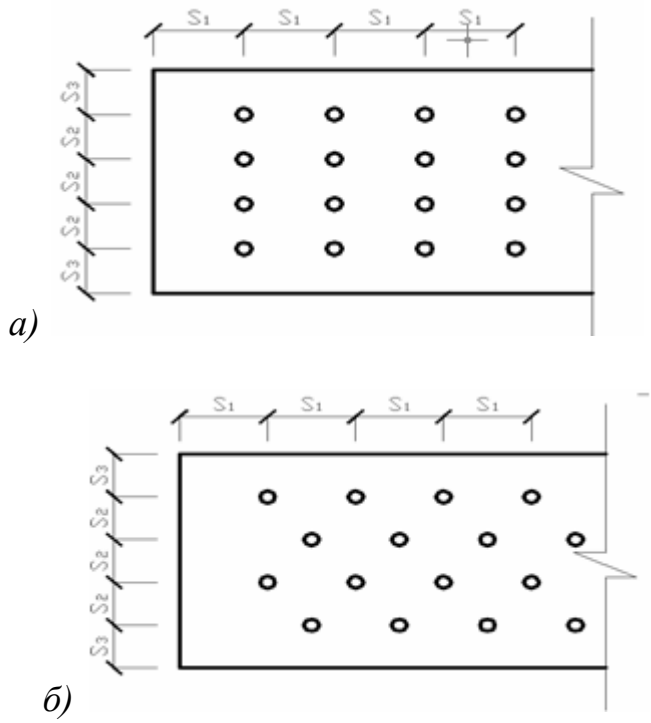
Для гвоздей $S_1 = 15d$; $S_2 = 4d$; $S_3 = 4d$.

Рекомендуется использовать следующие диаметры болтов: 8, 10, 12, 16, 20, 24, 27, 30, 36 мм.

Рекомендуемые размеры принимаемых гвоздей принимаются по таблице 3.1.

Т а б л и ц а 3.1

d – диаметр, мм	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
L – длина, мм	70; 80	80; 90	100; 110	125	150	175	200



а) прямая расстановка нагелей; б) расстановка в шахматном порядке

Рис. 3.1 Расстановка нагелей

Примеры решений

Пример 3.1.

Подобрать сечение и определить необходимое количество болтов в стыке двух брусьев сечением *b* x *h* =15,0 x 20,0 см с двухсторонними накладками сечением b_1 x *h* =8,0 x 20,0 мм. Болты располагаются в два ряда (см. рис. 3.2.). В соединении действует продольное растягивающее усилие *N* = 160 кН. Материал – береза. Условия эксплуатации – на открытом воздухе в нормальной зоне.

Решение

Статический расчет и сбор нагрузок не производим – усилия и нагрузки указаны в исходных данных.

Определение всех необходимых коэффициентов несущих способностей.

Учет температурно-влажностных условий эксплуатации конструкции.

Наши исходные данные соответствуют температурно-влажностным

условиям эксплуатации В2. Для условий эксплуатации В2 определяем коэффициент $m_в = 0,85$.

Учет породы древесины.

Для березы и для напряженного состояния – смятие вдоль волокон определяем коэффициент $m_п = 1,1$.

Определение требуемых характеристик.

Определяем максимально допустимый диаметр болтов по нормам расстановки. При расстановке болтов в два ряда на широкой пласти размером h должно разместиться два ряда болтов. По нормам расстановки расстояния между ними не менее S_2, а расстояния между кромкой и осью ближайшего болта S_3. Следовательно, (см. рис. 3.2), $h = S_3 + S_2 + S_3$.

Для стальных цилиндрических нагелей $S_2 = 3,5d$, $S_3 = 3d$. Следовательно,

$$h = S_3 + S_2 + S_3 = 3d + 3,5d + 3d = 9,5d.$$

Отсюда максимальный диаметр болта не должен быть больше

$$d = h / 9,5 = 200 / 9,5 = 21 \text{ мм}.$$

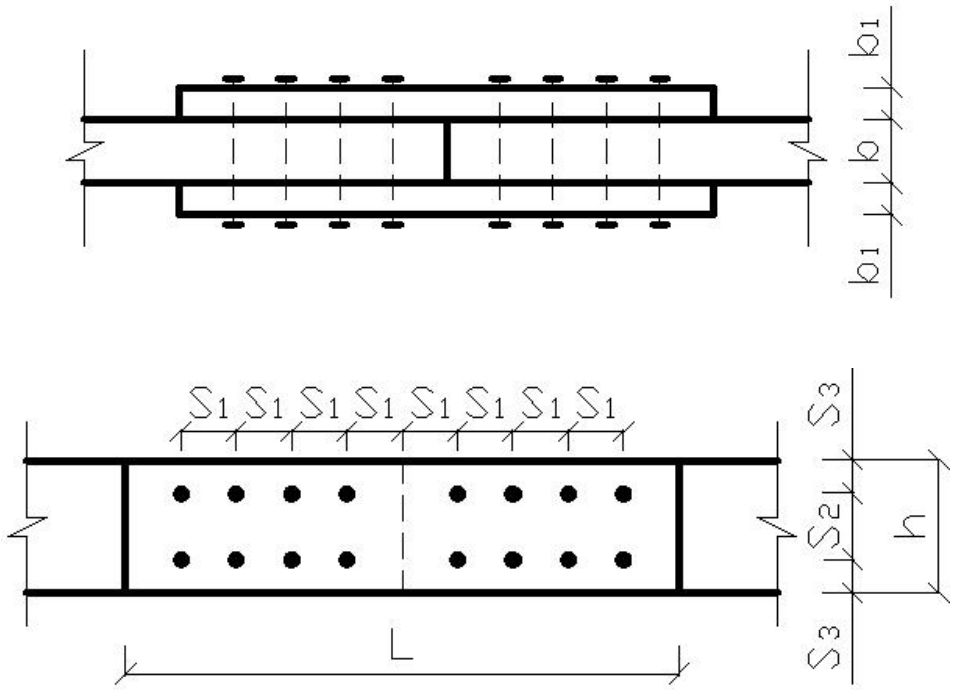


Рис. 3.2. Нагельное соединение двух брусьев накладками

Ближайший меньший диаметр болта 20 мм. Принимаем болт диаметром 20 мм (d = 2 см, т.к. в таблице 17 [5] подставляемые величины толщин и диаметров должны быть выражены в см).

Соединение классифицируется как симметричное, с двумя швами сплачивания ($n_ш$ = 2), усилие действует вдоль волокон ($k_α$ = 1). Толщина среднего элемента b = 15,0 см (в таблице 17 [5] обозначение толщины среднего

слоя принято за «с»), следовательно, c = 15 см. Толщина крайнего элемента (накладка) b_1 = 8,0 см (в таблице 17 [5] обозначение толщины крайнего слоя принято за «a»), следовательно, a = 8 см.

Несущая способность одного шва болта равна (таблица 17 [5]):

– по изгибу болта

$$T_и^0 = 1{,}8 \cdot d^2 + 0{,}02 \cdot a^2 = 1{,}8 \cdot 2^2 + 0{,}02 \cdot 8^2 = 8{,}48\ кН;$$ но не более $2{,}5 \cdot d^2 = 2{,}5 \cdot 2^2 = 10\ кН.$

– по смятию крайнего элемента $T^{0кр}_{см} = 0{,}8 \cdot a \cdot d = 0{,}8 \cdot 8 \cdot 2 = 12{,}8\ кН;$

– по смятию среднего элемента $T^{0ср}_{см} = 0{,}5 \cdot c \cdot d = 0{,}5 \cdot 15 \cdot 2 = 15\ кН.$

Несущая способность одного шва болта равна с учетом породы древесины (береза) и температурно-влажностных условий (эксплуатация на открытом воздухе во нормальной зоне):

– по изгибу болта $Т_и = Т_и^0 * \sqrt{m_н * m_в} = 8{,}48 * \sqrt{1{,}1 * 0{,}85} = 8{,}2$ кН;

– по смятию крайнего элемента

$$Т^{кр}_{см} = Т^{0кр}_{см} \cdot т_п \cdot т_в = 12{,}8 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}85 = 11{,}97 \text{ кН};$$

– по смятию среднего элемента

$$Т^{ср}_{см} = Т^{0ср}_{см} \cdot т_п \cdot т_в = 15 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}85 = 14{,}03 \text{ кН}.$$

Расчетная несущая способность – наименьшее значение из приведенных

$$T = T_{мин} = 8{,}2 \text{ кН}.$$

Требуемое количество болтов в половине стыка

$$n = N / (T \cdot n_i) = 160 \text{ кН} / (8{,}2 \text{ кН} \cdot 2) = 9{,}756 \text{ шт}.$$

Принимаем 10 болтов на половине стыка диаметром 20 мм. Длина половины накладки определяется по нормам расстановки нагелей. Расстояние между нагелями вдоль волокон S_1. Таких участков на половине накладки будет 10/2 + 1 (т.к. болты размещаются в два ряда). Следовательно, длина половины накладки равна

$$(10 / 2 + 1) \cdot S_1 = 6 \cdot 7 \cdot d = 6 \cdot 7 \cdot 20 = 840 \text{ мм}$$ (здесь учтено, что $S_1 = 7d$).

Всего в стыке будет 20 болтов, расположенных в два ряда, и длина всей накладки

$$L = 2 \cdot 840 = 1680 \text{ мм}.$$

Принимаем диаметр болтов 20 мм, количество болтов в стык 20 шт.,

длина накладки 1680 мм.

Пример 3.2.

Подобрать размер и число гвоздей в узле крепления вертикальной стойки сечением b x h = 5,0 x 15,0 см к двум горизонтальным элементам того же сечения. В соединении к стойке приложено продольное растягивающее усилие N = 800 кг. Материал – осина. Условия эксплуатации – на открытом воздухе в нормальной зоне.

Решение

Статический расчет и сбор нагрузок не производим – усилия и нагрузки заданы.

Определение всех необходимых коэффициентов и несущих способностей.

Учет температурно-влажностных условий эксплуатации конструкции.

Определяем температурно-влажностные условия эксплуатации конструкции. Исходные данные соответствуют температурно-влажностным условиям эксплуатации В2. Для условий эксплуатации В2 определяем коэффициент $m_в$ = 0,85.

Учет породы древесины.

Для осины и для напряженного состояния – смятие вдоль волокон определяем коэффициент $m_п$ = 0,8, смятие поперек волокон $m_п$ = 1,0.

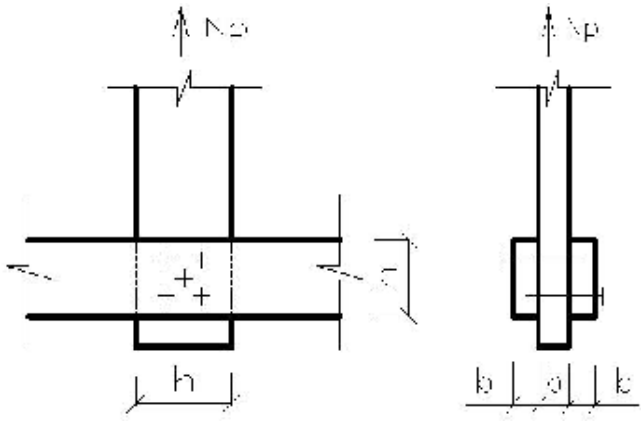


Рис. 3.3 Гвоздевое соединение вертикальной стойки и двух горизонтальных досок

Определение требуемых характеристик.

Определяем максимально допустимый диаметр гвоздей по нормам расстановки. Расстановка гвоздей предполагается следующая, расстояние между крайними гвоздями должно соответствовать большему из двух значений S_1 и S_2. Расстояние от крайних гвоздей до кромки доски должно быть не менее S_3. Следовательно,

$$h = S_3 + S_1 + S_3 = 4d + 15d + 4d = 23d.$$

Отсюда максимальный диаметр гвоздя не должен быть больше

$$d = h / 23 = 150 / 23 = 6{,}52 \text{ мм}.$$

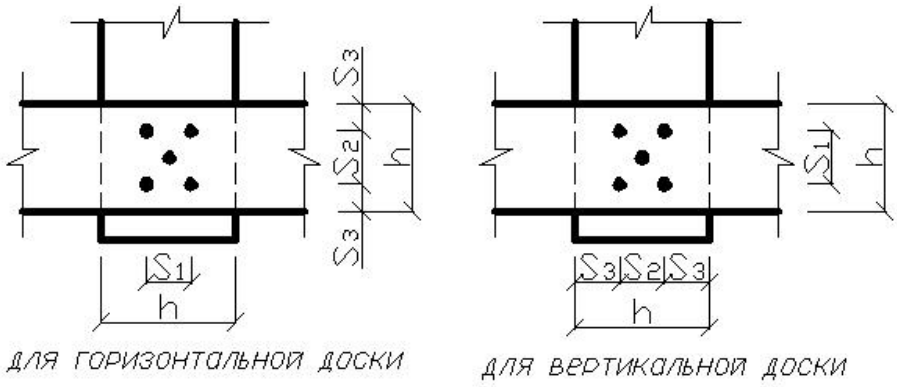


Рис. 3.4 К определению диаметров гвоздей по нормам расстановки

Ближайший, меньший диаметр гвоздя 6 мм. Принимаем гвоздь диаметром 6 мм длиной 200 мм. (d = 0,6 см, т.к. в таблице 17 [5] подставляемые величины толщин и диаметров должны быть выражены в см).

Соединение классифицируется как симметричное, с двумя швами сплачивания ($n_ш$ = 2). Толщина среднего элемента b = 50 мм (в таблице 17 [5] обозначение толщины среднего слоя принято за «c»), следовательно, c = 5 см. Толщина крайнего элемента определяется по расчетной длине защемления конца гвоздя (в таблице 17 [5] обозначение толщины крайнего слоя принято за «a»). Общая толщина пробиваемого пакета равна 154 мм (см. рис. 3.4). Длина принятого гвоздя 200 мм. Следовательно, гвоздь пробивает пакет насквозь. Расчетная длина защемления конца гвоздя равна толщине доски (b) минус длина заостренной части гвоздя (1,5d).

$$a = b - 1{,}5d = 50 - 9 = 48 \text{ мм}$$

Это больше минимальной расчетной длины защемления конца гвоздя (4d = 4 · 6 = 24 мм), следовательно, этот крайний элемент будет участвовать в работе соединения.

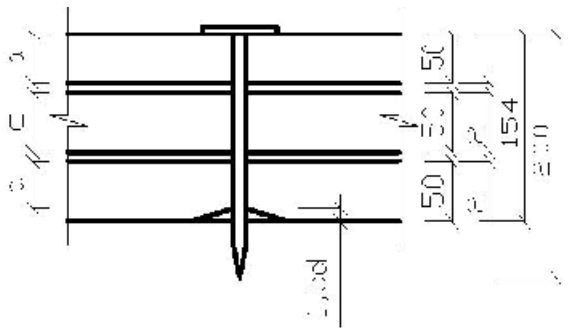


Рис. 3.5 К определению расчетной длины защемления конца гвоздя

Несущая способность одного шва гвоздя равна (таблица 17 [5]):

– по изгибу гвоздя

$$T_u^0 = 250 \cdot d^2 + a^2 = 250 \cdot 0{,}6^2 + 5^2 = 115 \text{ кг};$$

но не более $400 \cdot d^2 = 400 \cdot 0{,}6^2 = 144$ кг;

– по смятию крайнего элемента $T^0_{крсм} = 80 \cdot a \cdot d = 80 \cdot 4{,}8 \cdot 0{,}6 = 230$ кг;

– по смятию среднего элемента $T^{0ср}_{см} = 50 \cdot c \cdot d = 50 \cdot 5 \cdot 0{,}6 = 150$ кг.

Несущая способность одного шва гвоздя равна с учетом породы древесины (осина) и температурно-влажностных условий (эксплуатация на открытом воздухе во нормальной зоне):

– по изгибу гвоздя

$$T_и = T^0_и \cdot \sqrt{m_н \cdot m_в} = 115 \cdot \sqrt{0{,}8 \cdot 0{,}85} = 94{,}8 \text{ кг};$$

– по смятию крайнего элемента

$$T^{кр}_{см} = T^{0кр}_{см} \cdot m_п \cdot m_в = 230 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}85 = 195{,}5 \text{ кг}$$

(здесь учтено, что крайний элемент сминается поперек волокон, т.е. $m_п = 1{,}0$);

– по смятию среднего элемента

$$T^{ср}_{см} = T^{0ср}_{см} \cdot m_п \cdot m_в = 150 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}85 = 102 \text{ кг}$$

(здесь учтено, что средний элемент сминается вдоль волокон, т.е. $m_п = 0{,}8$).

Расчетная несущая способность – наименьшее значение из приведенных трех $T = T_{мин} = 94{,}8$ кг.

Требуемое количество болтов в половине стыка

$$n = N / (T \cdot n_ш) = 800 \text{ кг} / (94{,}8 \text{ кг} \cdot 2) = 4{,}22 \text{ шт.}$$

Принимаем 5 гвоздей в стыке размерами 200 х 6 мм. размещение гвоздей показано на рис. 3.3.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 3.1.

Подобрать сечение болтов и определить необходимое их количество в стыке двух брусьев сечением b х h с двухсторонними накладками сечением b_1 х h, в котором действует продольное растягивающее усилие N_p. В соответствии с нормами расстановки определить длину накладки L.

Исходные данные по вариантам принять в соответствии с данными таблицы 3.2.

Т а б л и ц а 3.2

Номер варианта	*Np* (кг)	сечение (см)			Материал		Условия эксплуатации	
		b	*h*	b_1	порода	сорт		
1	16000	20	22	10	лиственница	1	на открытом воздухе	в сухой зоне
2	15000	18	22	10	лиственница	2		в нормальной зоне
3	14000	16	22	8	лиственница	3		в нормальной зоне
4	13000	14	22	8	лиственница	1		во влажной зоне
5	12000	12	22	6	лиственница	2		во влажной зоне
6	15000	16	22	8	береза	1		в сухой зоне
7	14000	14	18	8	береза	2		в сухой зоне
8	13000	14	16	8	береза	3		в сухой зоне
9	12000	14	14	8	береза	1		в нормальной зоне
10	11000	14	12	8	береза	2		в нормальной зоне
11	10000	12	18	6	дуб	3		во влажной зоне
12	9000	12	16	6	дуб	2		во влажной зоне
13	8000	12	14	6	дуб	3		во влажной зоне
14	15000	16	18	6	дуб	1		во влажной зоне
15	16000	18	22	10	дуб	2		во влажной зоне
16	11000	20	20	10	сосна	1	внутри не отапливаемых помещений	в сухой зоне
17	10000	18	20	10	сосна	2		в сухой зоне
18	9000	16	20	8	сосна	3		в нормальной зоне
19	8000	14	20	8	сосна	1		в нормальной зоне
20	7000	12	20	8	сосна	2		в нормальной зоне

Задание 3.2.

Подобрать размер и число гвоздей, требуемых для крепления вертикальной доски сечением *b* х *h* (см), в которой действует продольная растягивающая сила *N*р, к двум горизонтальным доскам такого же сечения.

Исходные данные по вариантам принять в соответствии с данными таблицы 3.3.

Т а б л и ц а 3.3

Номер варианта	*Np* (кг)	сечение (см)		Материал		Условия эксплуатации	
		b	*h*	порода	сорт		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	800	5	15	лиственница	1	на открытом воздухе	в сухой зоне
2	900	6	15	лиственница	2		в нормальной зоне
3	1000	7	15	лиственница	3		в нормальной зоне
4	600	8	15	лиственница	1		во влажной зоне
5	500	4	15	лиственница	2		во влажной зоне
6	900	4	15	береза	1		в сухой зоне
7	1000	5	15	береза	2		в сухой зоне
8	1100	5	18	береза	3		в сухой зоне
9	1200	4	18	береза	1		в нормальной зоне
10	1300	3	18	береза	2		в нормальной зоне

Окончание таблицы 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8
11	1400	3	20	дуб	3	на открытом воздухе	во влажной зоне
12	1200	4	20	дуб	2		во влажной зоне
13	1000	5	20	дуб	3		во влажной зоне
14	800	4	16	дуб	1		во влажной зоне
15	900	4	15	дуб	2		во влажной зоне
16	700	5	16	сосна	1	внутри неотапливаемых помещений	в сухой зоне
17	800	6	16	сосна	2		в сухой зоне
18	900	7	16	сосна	3		в нормальной зоне
19	1000	8	16	сосна	1		в нормальной зоне
20	1100	4	16	сосна	2		в нормальной зоне

Контрольные вопросы

1. Дайте классификацию соединений по характеру работы.
2. Назовите основные соединения по ширине.
3. Назовите требования, предъявляемые к соединениям.
4. Конструктивные особенности врубки.
5. Укажите виды расстановки гвоздей.
6. Дайте классификацию нагелей.
7. Из какого материала изготавливаются гвозди?
8. Расчетная несущая способность одного гвоздя.
9. Какими параметрами характеризуется зубчатый шип?
10. Назовите виды зубчатых шипов в зависимости от расположения шипов по отношению к пласти соединяемых заготовок.

Список литературы: [3, 5, 9,].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 4. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ДОЩАТОКЛЕЕНОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ

Цель занятия: научиться конструировать и рассчитывать дощатоклееную балку покрытия.

Теоретический материал

Расчет дощатоклееных балок ведется как для балок цельного сечения, но с введением коэффициентов m_{δ}, $m_{сл}$, $m_{гн}$, учитывающих соответственно абсолютную высоту дощатоклееного пакета (m_{δ}), толщину склеиваемых досок ($m_{сл}$) и кривизну досок (mгн). Значения этих коэффициентов принимаются по табл. 7, 8 и 9 [5].

Для балок постоянной жесткости опасным является сечение с максимальным изгибающим моментом M_{max}. Проверка прочности производится по формуле:

$$\frac{M_{max}}{W} \leq R_и\, m_\delta\, m_{сл}\, m_{гн}, \quad (4.1)$$

где W – момент сопротивления сечения балки;

$R_и$ – расчетное сопротивление древесины изгибу.

Для двухскатных балок опасное сечение находится на расстоянии x от опоры:

$$x = \frac{l h_{оп}}{2h}, \quad (4.2)$$

В этом случае изгибающий момент в опасном сечении

$$M_x = \frac{qx}{2}(l - x), \quad (4.3)$$

и проверку прочности выполняют по формуле

$$\frac{M_x}{W_x} \leq R_и\, m_\delta\, m_{сл}\, m_{гн}, \quad (4.4)$$

где W_x – момент сопротивления сечения балки, отстоящего на расстоянии x от опоры.

В балках с круговым очертанием верхнего пояса для определения опасного сечения аналитического выражения нет, поэтому в таких балках прочность проверяется по вышепоказанной формуле в нескольких сечениях по длине пролета. Для высоких балок необходимо выполнить проверку прочности по касательным напряжениям в опорных сечениях по формуле

$$\tau = \frac{QS}{Jb} \leq R_{ск}\ m_{сл}, \quad (4.5)$$

где Q – поперечная сила в проверяемом сечении;

S – статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

J — момент инерции всего сечения;

b – ширина сечения;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию. Для балок прямоугольного сечения, с учетом того, что максимальные касательные напряжения в сечении действуют по нейтральной оси, формула принимает следующий вид:

$$\frac{1{,}5Q}{hb} \leq R_{ск}\, m_{сл}, \quad (4.6)$$

При отношении h / b > 4 и отсутствии раскреплений по верхнему поясу балки необходимо помимо прочности проверить устойчивость плоской фермы деформирования по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \phi_м \, R_м, \tag{4.7}$$

где M – максимальный изгибающий момент в балке;

W – момент сопротивления сечения с наибольшей высотой; $\phi_м$ – коэффициент устойчивости, подсчитываемый по формуле:

$$\phi_м = 140 \, \frac{b^2}{l_р h} \, K_ф, \tag{4.8}$$

здесь $l_р$ – расчетная длина, равная расстоянию между точками раскрепления верхнего пояса балки из плоскости (при отсутствии раскреплений $l_р = l$);

$K_ф$ – коэффициент, учитывающий форму эпюры изгибающих моментов в балке (для параболической эпюры $К_ф$ = 1,13). Проверку прогибов балки производят по формуле:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l}\right], \tag{4.9}$$

при этом прогиб балки подсчитывают с учетом влияния поперечных сил и переменности высоты поперечного сечения по формуле:

$$f = \frac{f_0}{К_ж} \left(1 + a \frac{h^2}{l^2}\right), \tag{4.10}$$

где f_0 – прогиб, подсчитываемый от действия поперечной нагрузки;

α – коэффициент, учитывающий влияние поперечных сил на величину прогиба;

$K_ж$ – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения балки (при постоянной высоте $K_ж$ = 1).

Примеры решений:

Пример 4.1.

Рассмотрим расчет дощатоклееной балки поперечном сечением 130 х 210 мм и пролетом 2,8 м. Она выполнена из 20 досок толщиной 7 мм. На балку через силовой пол передается нагрузка в 400 кг на одну винтовую пару. Расстояние между опорами равно 2,6 м. Равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку, равна $q_р$ = 2,94 кН/м.

Схема балки приведена на рис. 4.1.

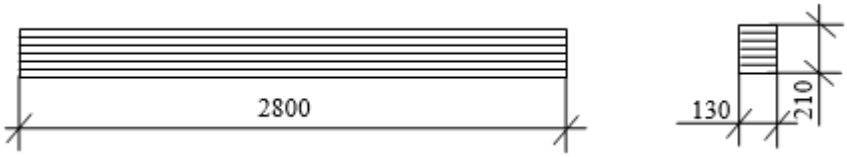


Рис. 4.1 Дощатоклееная балка

Определим геометрические характеристики балки:
– момент сопротивления

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{0{,}13\ 0{,}21^2}{6} = 0{,}00096\ \text{м}^3;$$

– момент инерции

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0{,}13 \cdot 0{,}21^3}{12} = 10{,}03 \times 10^{-5}\ \text{м}^4;$$

– статический момент

$$S = \frac{bh^2}{8} = \frac{0{,}13 \cdot 0{,}21^2}{8} = 0{,}000717\ \text{м}^3.$$

Определим максимальный изгибающий момент, действующий в балке

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2{,}94 \cdot 2{,}6^2}{8} = 2{,}48\ \text{кН·м}.$$

Выполним проверку составной балки по прочности и жесткости.
Для древесины второго сорта

$$\sigma = \frac{2{,}48 \cdot 10^{-3}}{0{,}00096} = 2{,}58\ \text{МПа} < 14 \cdot 1{,}11 \cdot 1 = 15{,}4\ \text{МПа}.$$

Проверяем прочность балки на скалывание

$$\tau = \frac{7{,}42 \cdot 0{,}000717 \cdot 10^{-3}}{0{,}13 \cdot 10{,}03 \cdot 10^{-5}} = 0{,}408\ \text{МПа} < R_{\text{ск}} = 1{,}5\ \text{МПа}.$$

Проверка жесткости балки. Модуль упругости древесины равен 104 МПа.

$$f_0 = \frac{5}{384} \frac{4{,}76 \cdot 10^{-3} \cdot 2{,}6^4}{10^4 \cdot 10{,}03 \cdot 10^{-5}} = 0{,}0028;\ k = 0{,}15 + 0{,}85 \frac{0{,}21}{0{,}21} = 1;$$

$$c = 15{,}4 + 3{,}8 \frac{0{,}21}{0{,}21} = 19{,}2\text{, тогда}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}0028}{1} \frac{1 + 19{,}2 \left(\frac{0{,}21}{2{,}6} \right)^2}{2{,}6} = 0{,}0012 < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250} = 0{.}004\ .$$

Проверки выполняются, следовательно, дощатоклееная балка удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 4.1.

Проверить прочность, устойчивость и прогиб дощатоклееной однопролетной балки, склеенной из досок толщиной 35 мм (в чистоте).

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы 4.1.

Т а б л и ц а 4.1

Номер варианта	Сечение балки, *b* x *h*, мм	Пролет балки, м	Нагрузка, передаваемая на балку через силовой пол на одну винтовую пару, кг	Расстояние между опорами, м	Равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку, $q_р$, кН/м
1	130 x 210	2,6	300	2,4	3,0
2	130 x 240	3,0	450	2,8	3,1
3	130 x 250	3,2	460	3,0	2,9
4	140 x 190	3,4	480	3,2	3,05
5	140 x 250	3,6	520	3,4	3,1
6	150 x 210	3,8	300	3.5	3,1
7	150 x250	2,5	360	2,3	2,9
8	150 x 300	2,8	390	2,5	2,8
9	130 x 300	3,0	400	2,8	2,9
10	130 x 300	3,0	430	2,6	4,0
11	120 x 250	3,5	500	3,3	4,2
12	120 x 290	4,0	510	3,8	3,9
13	120 x 300	4,2	300	4,0	4,0
14	130 x 300	4,5	300	4,0	4,2
15	140 x 250	3,9	460	3,5	4,9
16	140 x 190	3,6	450	3,4	4,0
17	130 x 190	6,0	500	5,8	3,7
18	130 x 210	6,3	600	6,0	3,8
19	130 x 240	6,3	650	6,0	3,0
20	130 x 300	6,6	600	6,4	2,7

Контрольные вопросы

1. Какие бывают размеры и формы сечения дощатоклееных балок?
2. Как производится стыковка по длине дощатоклееных балок?
3. Какой коэффициент учитывает повышение несущей способности дощатоклееной балки?
4. Когда производится расчет балок на скалывание?
5. В каких случаях применяется различная древесина в конструкции балок?
6. какие клеи применяются при изготовлении дощатоклееных балок?

Список литературы: [5, 9].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 5. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КЛЕЕФАНЕРНОЙ БАЛКИ

Цель занятия: изучить конструирование и расчет клеефанерной балки.

Теоретический материал

Клеефанерные балки состоят из фанерной стенки толщиной не менее 10 мм и поясов парного сечения (рис. 5.1). Пояса выполняют из вертикально поставленных досок прямоугольной формы. Для устойчивости стенки по длине балки ставятся ребра жесткости с шагом 1/8…1/10l и шириной, равной половине высоты пояса. Ребра жесткости рекомендуется совмещать со стыками стенок и опорами прогонов. Для уменьшения расчетных размеров листа фанерной стенки в опорных панелях устанавливают диагональные ребра. Пролет клеефанерных балок не превышает 15,0 м.

По типу конструкции клеефанерные балки бывают ребристыми и с волнистой стенкой. Ребристые балки, в свою очередь, делятся на балки коробчатого (отличаются повышенной жесткостью из плоскости изгиба и гладкими боковыми поверхностями) и двутаврового сечения.

Проектирование балок осуществляется в следующей последовательности:

1. Подбирается сечение балки.

Полная высота балки h принимается равной 1/12 ее пролета l и округляется согласно размерам стандартных фанерных листов. Высота балки на опоре определяется по формуле

$$h_{\text{оп}} = h - i\frac{l}{2}. \tag{5.1}$$

Толщина фанерной стенки принимается $\geq h_{ст} / 130$.

Для предварительного расчета задаются шириной доски поясов (после острожки h_n = 16 см). Площадь сечения нижнего пояса подбирается из условия его прочности при растяжении

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{пр}}} < R_{\text{р}}, \tag{5.2}$$

где M – изгибающий момент, действующий в наиболее опасном сечении;

$W_{\text{пр}}$ – момент сопротивления, приведенный к древесине;

$R_{\text{р}}$ – расчетное сопротивление древесины растяжению.

Наиболее опасное сечение в балке расположено от опоры на расстоянии

$$x = \left(\sqrt{\gamma + (1+\gamma)} - \gamma\right) l \ , \ \gamma = \frac{h_{\text{оп}}}{li} \ , \tag{5.3}$$

где i – уклон; h_{on} –высота балки на опоре; l – пролет балки.

Сечение верхнего пояса проектируется равным сечению нижнего.

2. Производится проверка принятых сечений:

– по прочности нижнего пояса на растяжение в наиболее опасном сечении по формуле (5.1);

– по прочности верхнего пояса на сжатие от изгиба с учетом его устойчивости из плоскости балки

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{пр}}\varphi} \le R_{\text{с}} \ , \tag{5.4}$$

где φ – коэффициент устойчивости пояса из плоскости (принимается по [4]) в зависимости от гибкости;

$R_{\text{с}}$ – расчетное сопротивление древесины сжатию;

$l_{\text{р}}$ – расстояния между закреплениями в покрытии;

b – ширина сечения;

– по прочности фанерной стенки

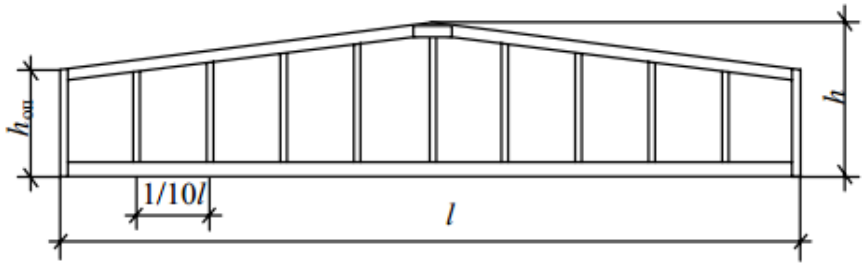
$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{пр.ф}}} < R_{\text{р.ф}} m_{\text{ф}} \ , \tag{5.5},$$

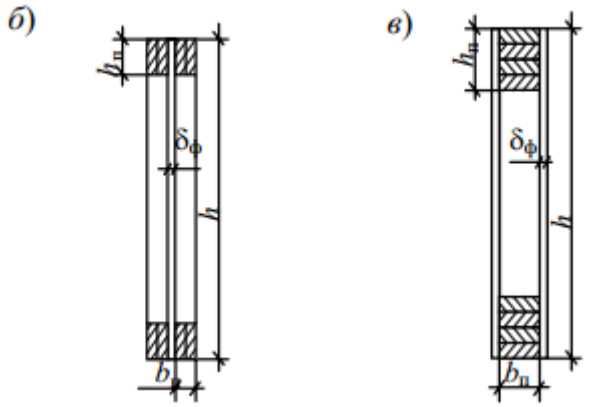
где $W_{\text{пр.ф}}$ – момент сопротивления, приведенный к фанере;

$R_{\text{р.ф.}}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению;

$m_{\text{ф}}$ – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры в стыке (0,8);

а)





а – клеефанерная балка; сечения балки: б – двутавровое; в – коробчатое

Рис. 5.1 Вид и сечения клеефанерной балки покрытия

– прочность стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений в зоне первого от опоры стыка фанеры (или первой от опоры сосредоточенной силы)

$$\frac{\sigma_{ст}}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_{ст}}{2}\right)^2+\tau_{ст}^2}<R_{р.ф.\alpha.}m_ф\,, \tag{5.6}$$

где $\sigma_{ст}$ и $\tau_{ст}$ – нормальные и касательные напряжения на стыке стенки и поясов;

– местная устойчивость стенки проверяется при условии

$$\frac{h_{ст}}{\delta_ф}>50$$

по формуле

$$\frac{\sigma_{ст}}{k_и\left(100\delta/h_{ст}\right)^2}+\frac{\tau_{ст}}{k_\tau\left(100\delta/h_{расч}\right)^2}\le 1\,; \tag{5.7}$$

– проверяем фанерную стенку на срез τ

$$\tau=\frac{QS_{пр.ф}}{I_{пр.ф}\delta_ф}\le R_{ф.ср}\,, \tag{5.8}$$

где Q – поперечная сила;

$S_{пр.ф}$ и $I_{пр.ф}$ – статический момент и момент инерции, приведенные к фанере; $\delta_ф$ – суммарная толщина фанерных стенок;

$R_{ф.ср}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу;

– прочность фанеры по клеевым швам также проверяется по формуле (5.7), только вместо толщины фанерной стенки ($\delta_ф$) берется общая толщина клеевого шва ($\sum h_ш$);

– жесткость клеефанерных балок проверяется по формуле

$$\frac{f}{l}=\frac{f_0}{k}\frac{1+c\left(\frac{h}{l}\right)^2}{l}\le\left[\frac{f}{l}\right], \qquad (5.9)$$

где $m_{сл}$ – коэффициент, учитывающий толщину досок; $m_б$ – коэффициент, учитывающий высоту балки;

$f_0=\frac{5}{384}\frac{q_н l^4}{EI}$ – балочный прогиб;

$k=0{,}15+0{,}85\frac{h_0}{h}$ – коэффициент, учитывающий переменность сечения;

$c=15{,}4+3{,}8\frac{h_0}{h}$ – коэффициент, учитывающий деформации сдвига;

h_0 – высота балки на опоре;

h – максимальная высота балки.

Пример решения

Пример 5.1.

Рассмотрим расчет клеефанерной балки коробчатого сечения высотой 0,25 м и пролетом 2,8 м (рис. 5.2). Фанерная стенка выполнена из водостойкой фанеры толщиной 10 мм. Пояса выполнены из цельных брусков сечением 150 × 40 мм. Ребра жесткости поставлены с шагом 0,35 м и имеют сечение 40 × 150 мм.

Примем нагрузку, действующей на балку: $q_н$ = 244,8 кг/м (4,76 кН/м), $q_р$ = = 2,94 кН/м. Определим максимальный изгибающий момент, действующий в балке

$$M=\frac{ql^2}{8}=\frac{2{,}94\cdot 2{,}6^2}{8}=2{,}48\ \text{кН·м}.$$

Определяем расстояние от оси левого опорного ребра до оси первого промежуточного ребра жесткости

$$a=0{,}35+\frac{0{,}04}{2}=0{,}37\ \text{м}.$$

Расстояния от левой опоры до середины первой и второй панели соответственно равны

$$x_1 = \frac{0{,}04 + 0{,}35}{2} = 0{,}195 \text{ м и } x_2 = 0{,}195 + 0{,}35 = 0{,}545 \text{ м.}$$

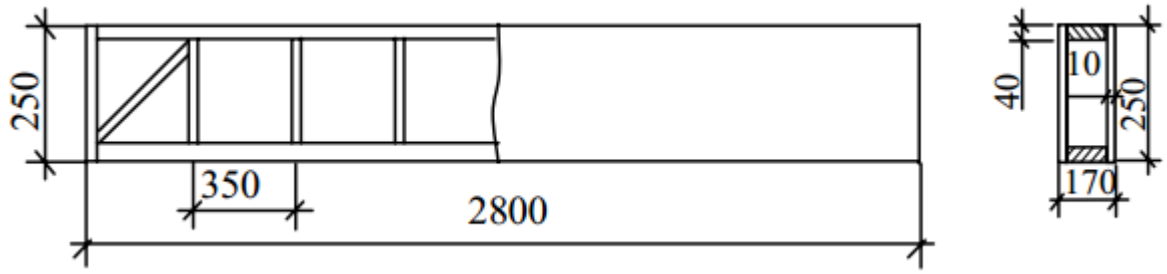


Рис. 5.2 Клеефанерная балка коробчатого сечения

Определяем моменты в данных сечениях:

$$M_1 = \frac{qx}{2}(l - x) = \frac{2{,}94 \cdot 0{,}195}{2}(2{,}6 - 0{,}195) = 0{,}69 \text{ кН·м}$$

и

$$M_2 = \frac{2{,}94 \cdot 0{,}545}{2}(2{,}6 - 0{,}545) = 1{,}65 \text{ кН·м.}$$

Геометрические характеристики балки равны:
– приведенный момент инерции

$$I_{пр} = I_д + I_ф \frac{E_ф}{E_д} \quad \text{м}^4,$$

где момент инерции фанерной стенки –

$$I_ф = \frac{\delta_ф h_x^3}{12} = \frac{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}25^3}{12} = 0{,}00002604 \text{ м}^4,$$

момент инерции поясов –

$$I_д = \frac{b_п h_п^3}{12} + b_п h_п \left(\frac{h_x}{2} - \frac{h_п}{2}\right)^2 = \frac{0{,}15 \cdot 0{,}04^3}{12} + 0{,}04 \cdot 0{,}15 \cdot \left(\frac{0{,}25}{2} - \frac{0{,}04}{2}\right)^2 =$$
$$= 0{,}00006695 \text{ м}^4,$$

$$I_{\text{пр}} = 0{,}00006695 + 0{,}00002604 \cdot \frac{9000}{10000} = 0{,}00009039 \ \text{м}^4;$$

– момент инерции, приведенный к фанере

$$I_{\text{пр.ф}} = 0{,}00002604 + 0{,}00006695 \cdot \frac{10000}{9000} = 0{,}0001043 \ \text{м}^4;$$

– приведенный момент сопротивления

$$W_{\text{пр}} = \frac{2I_{\text{пр}}}{h_x} = \frac{2 \cdot 0{,}00009039}{0{,}63} = 0{,}0007231 \ \text{м}^3$$

и

$$W_{\text{пр.ф}} = \frac{2I_{\text{пр.ф}}}{h_x} = \frac{2 \cdot 0{,}0001043}{0{,}25} = 0{,}0008034 \ \text{м}^3;$$

– статический момент стенки и поясов

$$S_{\text{ф}} = \frac{\delta_{\text{ф}} h^2}{8} = \frac{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}25^2}{8} = 0{,}0001562 \ \text{м}^3$$

и

$$S_{\text{д}} = b_{\text{п}} h_{\text{п}} \left(\frac{h}{2} - \frac{h_{\text{п}}}{2} \right) = 0{,}15 \cdot 0{,}04 \left(\frac{0{,}25}{2} - \frac{0{,}04}{2} \right) = 0{,}00063 \ \text{м}^3,$$

– статический момент инерции, приведенный к фанере

$$S_{\text{пр.ф}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} = 0{,}0001562 + 0{,}00063 \frac{10000}{9000} = 0{,}0008562 \ \text{м}^3.$$

Проверяем прочность балки по формуле (5.2)

$$\sigma = \frac{2{,}48 \cdot 10^{-3}}{0{,}0007231} = 3{,}43 \ \text{МПа} < R_{\text{р}} = 9 \ \text{МПа}.$$

Касательные напряжения в стенке балки по нейтральной оси проверяем в сечении на опоре

$$\tau = \frac{3{,}82 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}0008562}{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}00010043} = 1{,}63 \text{ МПа} < 6 \text{ МПа}.$$

Определяем поперечную силу

$$Q = q\frac{l}{2} = 2{,}94 \cdot \frac{2{,}6}{2} = 3{,}82 \text{ кН}.$$

Проверяем максимальные касательные напряжения по швам между фанерой и древесиной

$$\tau = \frac{QS_{\text{п}}}{b_{\text{рас}} I_{\text{пр.ф}}} = \frac{3{,}82 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}00063}{0{,}08 \cdot 0{,}00010043} = 0{,}3 \text{ МПа} < 0{,}8 \text{ МПа},$$

где

$$b_{\text{рас}} = nh_{\text{п}} = 2 \cdot 0{,}04 = 0{,}08 \text{ м}.$$

Проверяем устойчивость фанерной стенки на действие нормальных и касательных напряжений в середине первой панели при x_1 = 0,195 м. Высота стенки между внутренними кромками поясов равна

$$h'_{\text{ст}} = 0{,}25 - 0{,}04 \cdot 2 = 0{,}17 \text{ м}.$$

Так как

$$\frac{h'_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ф}}} = \frac{0{,}17}{0{,}01} = 17 < 50,$$

следовательно, устойчивость фанерной стенки обеспечена.

Проверяем фанерную стенку на устойчивость из плоскости в середине второй панели при x_2 = 0,445 м

$$Q_2 = q\left(\frac{l}{2} - x_2\right) = 2{,}94\left(\frac{2{,}6}{2} - 0{,}445\right) = 2{,}52 \text{ кН}.$$

Определяем нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне кромки поясов

$$\sigma^2_{\text{ст}} = \frac{M_2}{W_{\text{пр.ф}}} = \frac{1{,}65 \cdot 10^{-3}}{0{,}0008034} = 2{,}05 \text{ МПа}$$

и

$$\tau_{ст2} = \frac{Q_2 S_{пр.ф}}{2\delta_ф I_{пр.ф}} = \frac{2{,}52 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}0008562}{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}00010043} = 1{,}07 \text{ МПа}.$$

$h_{ст} = 0{,}17$ м и $\gamma_2 = \frac{a_0'}{h_{ст}} = \frac{0{,}35}{0{,}17} = 2{,}06$, тогда $k_и = 12{,}5$ МПа и $k_\tau = 2{,}45$ МПа.

По формуле (5.6) проверяем местную устойчивость стенки

$$\frac{2{,}05}{12{,}5\left(\frac{100 \cdot 0{,}01}{0{,}17}\right)^2} + \frac{1{,}07}{2{,}45\left(\frac{100 \cdot 0{,}01}{0{,}17}\right)^2} = 0{,}015 < 1.$$

Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений проверяем в середине второй панели (формула (5.8)). Для этого определяем угол

$$2\text{tg}\alpha = \frac{2\tau_{ст}}{\sigma_{ст}} = \frac{2 \cdot 1{,}07}{2{,}05} = 1{,}22, \text{ тогда } \alpha = 31° \text{ и } R_{ф.р.\alpha} = 5{,}3 \text{ МПа}$$

По формуле (5.9) проверяем жесткость балки

$$f_0 = \frac{5}{384}\frac{2{,}45 \cdot 10^{-3} \cdot 2{,}6^4}{10^4 \cdot 0{,}00009039} = 0{,}0016 \text{ м},$$

$$c = 15{,}4 + 3{,}8\frac{0{,}25}{0{,}25} = 19{,}2 \text{ и } k = 0{,}85 + 0{,}15\frac{0{,}25}{0{,}25} = 1.$$

Определяем прогиб балки с учетом деформации сдвига от поперечной силы

$$f = \frac{f_0}{k}\left(1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^2\right) = \frac{0{,}0016}{1}\left(1 + 19{,}2\left(\frac{0{,}25}{2{,}6}\right)^2\right) = 0{,}0019 \text{ м} < [f] = 0{,}004 \text{ м}.$$

Проверки выполняются, следовательно, клеефанерная балка удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 5.1.

Выполнить расчет клеефанерной балки коробчатого сечения высотой h м и пролетом 2,8 м (рис. 5.2). Фанерная стенка выполнена из водостойкой фанеры толщиной 10 мм. Пояса выполнены из цельных брусков. Балка имеет ребра жесткости.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы 5.1.

Т а б л и ц а 5.1

Номер вари-анта	Сечение балки		Толщина фанеры, мм	Сечения поясков, мм	Шаг ребер жест-кости, м	Сечения ребер жест-кости, мм	Нагрузка, $q_н$, кН/м
	Высота, м	Пролет, м					
1	0,3	2,4	10	150 х 40	0,4	40 х 150	4,80
2	0,35	2,6	12	150 х 50	0,5	50 х 150	4,88
3	0,4	2,8	12	150 х 60	0,4	50 х 150	4,90
4	0,45	3,0	10	150 х 40	0,5	40 х 150	5,0
5	0,5	3,2	10	150 х 50	0,4	50 х 150	5,2
6	0,55	3,5	12	150 х 60	0,6	50 х 150	5,25
7	0,3	3,6	12	150 х 40	0,6	40 х 150	5,3
8	0,35	3,8	10	150 х 50	0,4	50 х 150	5,35
9	0,4	4,0	12	150 х 60	0,5	50 х 150	5,05
10	0,45	4,2	12	150 х 40	0,5	40 х 150	5,0
11	0,5	2,4	10	120 х 50	0,6	50 х 150	4,80
12	0,55	3,0	10	150 х 40	0,6	40 х 150	5,0
13	0,3	3,2	10	120 х 50	0,5	50 х 150	4,80
14	0,35	3,4	12	150 х 60	0,4	40 х 150	5,3
15	0,4	3,6	14	120 х 50	0,5	50 х 150	5,3
16	0,45	3,6	14	150 х 50	0,4	40 х 150	4,80
17	0,5	3,8	10	150 х 60	0,4	50 х 150	5,0
18	0,55	4,0	12	120 х 50	0,5	40 х 150	5,3
19	0,3	4,2	14	150 х 50	0,4	50 х 150	5,0
20	0,35	4,5	14	150 х 50	0,5	40 х 150	4,80

Контрольные вопросы

1. Из чего состоят клеефанерные балки?
2. Величина пролета клеефанерных балок.
3. Какие бывают клеефанерные балки по типу конструкций?
4. Как осуществляется проектирование клеефанерной балки?

Список литературы: [4, 9, 10].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 6. КОНТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ДОЩАТОКЛЕЕНОЙ АРКИ

Цель занятия: изучить конструирование и расчет дощатоклееных арок

Теоретический материал

Стрельчатые клеедеревянные арки состоят из двух полуарок кругового очертания, стыкующихся под углом в коньковом шарнире. Их изготавливают путем склеивания гнутых и прямых клеедеревянных элементов различными синтетическими клеями, что способствует повышению предела огнестойкости, длительности сопротивлению загниванию и разрушению в химически

агрессивных средах. Стрельчатая форма дает возможность принимать такую кривизну полуарок, при которой изгибающие моменты в них и соответственно сечения будут близки к минимальным. Так при увеличении радиуса кривизны положительные изгибающие моменты растут, а отрицательные – уменьшаются.

Стрельчатые арки выпускают пролетом *l* от 18 до 80 м, их высота близка к *l / 2*. При малых пролетах арки изготавливают из досок шириной 17 см, а при больших пролетах – из двух досок, стыкуемых по ширине.

Трехшарнирные арки являются статически неопределимыми. Усилия в их сечениях не зависят от осадок опор и деформации затяжек. По особенностям опирания на опоры арки бывают без затяжек и с затяжками. Следует отметить, что стрельчатые арки чаще всего не имеют затяжек, поэтому их опоры рассчитываются не только на вертикальные, но и на горизонтальные (распор) опорные усилия.

Проектирование арок осуществляется в следующей последовательности:

1 Выполняется геометрический расчет арок. Он заключается в определении всех необходимых для статического расчета размеров и углов наклона, которые определяются из следующих выражений: угла наклона хорды –

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{2f}{l};$$

длины хорды – $l_x = \dfrac{f}{\sin\alpha}$;

центрального угла оси – $\sin\dfrac{\varphi}{2} = \dfrac{l_x}{2l}$;

длины оси – $s = r\varphi_0$;

Угла наклона первого радиуса

$$\varphi_0 = 90 - \alpha - \frac{\varphi}{2};$$

координат центра – $b = r\sin\varphi_0$ и $c = r\cos\varphi_0$;

Координат сечений x и

$$y = \sqrt{r^2 - (c - x)^2} - b,$$

координат сечений по хорде – $z = \sqrt{x^2 + y^2}$; углов наклона касательных к оси

$$\sin\alpha_N = \frac{c - x}{r}. \qquad (6.1)$$

Основными исходными величинами являются: пролет *l*; высота *f* и радиус полуарки *r*.

2. Производится статический расчет арок. Вначале определяются действующие на арку расчетные нагрузки и вычисляются опорные реакции (по уравнениям моментов относительно опорного и конькового шарниров). При

этом используются следующие допущения: постоянная нагрузка условно считается равномерно распределенной по длине пролета арки и ее фактическое значение увеличивается на отношение длины арки к ее пролету, снеговая нагрузка дается в нормах условно равномерно распределенной по длине пролета, ветровая нагрузка дается нормами равномерно распределенной по длине верхнего пояса арки.

Затем в сечениях арки определяются изгибающие моменты, продольные и поперечные силы. При равномерно распределенной нагрузке, действующей на левом полупролете арки, они равны:

$$M_x = Rx - Hy - \frac{qx^2}{2},\ N_x = (R - qx)\sin\alpha_n + H\cos\alpha_n,$$
$$Q_x = (R - qx)\cos n\alpha_n - H\sin s\alpha_n, \qquad (6.2)$$

где R – опорная реакция; H – усилия в затяжке или распор.

При равномерной нагрузке, действующей на правой полуарке, усилия определяются по тем же формулам без членов, содержащих нагрузку q.

После этого подбирают сечения арки. Подбор сечений деревянных арок производится на действие в них максимальных усилий – изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, при наиболее неблагоприятных сочетаниях расчетных нагрузок. Подбор сечения верхнего пояса, работающего как сжато-изгибаемый элемент, осуществляется по формуле для изгиба,

$$\sigma = \frac{M}{W} \le R_и, \qquad (6.3)$$

где M – изгибающий момент, действующий в наиболее опасном сечении;

W – момент сопротивления;

Rи – расчетное сопротивление древесины изгибу, в которой влияние продольной силы учитывается коэффициентом 0,8.

Сечение нижнего пояса подбирается исходя из его прочности при растяжении:

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}} < R_р, \qquad (6.4)$$

где M – изгибающий момент, действующий в наиболее опасном сечении;

$W_{пр}$ – момент сопротивления, приведенный к древесине;

$R_р$ – расчетное сопротивление древесины растяжению.

3. Производится проверка принятых сечений:

– на действие нормальных сжимающих напряжений в сечениях арки по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_д}{W} \le R_c m_б m_п m_{сл}, \tag{6.5}$$

где N – продольная сила, действующая в четверти стрельчатой арки,

$M_д = \frac{M}{\xi}$ – изгибающий момент (коэффициент учета дополнительного момента при деформировании –

$$\xi = 1 - \frac{N\lambda^2}{3000 \cdot R_c A}),$$

A и W – соответственно площадь и момент сопротивления,

R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию,

$m_б$, $m_п$, $m_{сл}$ – коэффициенты, учитывающие высоту сечения арки, ветра и толщину досок,

λ – гибкость;

– на скалывание

$$\tau = \frac{QS}{Ib} \le R_{ск}, \tag{6.6}$$

где Q – максимальная продольная сила,

S и I – соответственно статический момент и момент инерции,

b – ширина сечения,

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию;

– устойчивости плоской формы деформирования верхнего пояса

$$\frac{N}{\varphi_y K_{пN} R_c A} + \frac{M}{\varphi_M K_{пM} R_и W} \le 1, \tag{6.7}$$

где ϕ_y и ϕ_M – коэффициенты устойчивости

$$(\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2},\ \lambda_y = \frac{S}{0{,}29b},\ \varphi_M = \frac{140b^2 K_ф}{l_p h},\ K_ф = 1{,}13),$$

Коэффициенты

$$K_{\text{п}N} = 0{,}75 + 0{,}06(l_{\text{р}}h)^2 + 0{,}6\alpha_{\text{р}}\frac{l_p}{h} \text{ и } K_{\text{п}M} = 0{,}142\frac{l_{\text{р}}}{h} + 1{,}76\frac{h}{l_{\text{р}}} + 1{,}4\alpha_{\text{р}},$$

где s – длина оси полуарки,

$l_{\text{р}}$ – расстояния между точками закрепления верхнего пояса от выхода из вертикальной плоскости;

– если арка с затяжкой, то проверяется ее прочность

$$\sigma = \frac{N}{A} \le R, \tag{6.8}$$

где R – расчетное сопротивление стали.

В заключении рассчитывают узловые соединения. Опорный узел без затяжки проверяется по прочности древесины смятию

$$\sigma = \frac{N}{A} \le R_{cv.\alpha}, \tag{6.9}$$

Торец полуарки перпендикулярен ее оси, следовательно, продольная сила действует вдоль волокон древесины при угле смятия 00. В этом случае расчетное сопротивление смятию является максимальным, равны расчетному сопротивлению сжатия. Число болтов, необходимых для крепления конца арки к боковым фасонкам, определяется по формуле

$$n = \frac{Q}{n_{\text{ш}}T_{\text{н}}}, \tag{6.10}$$

где $n_{\text{ш}} = 2$ – для двухсрезных болтов, $T_{\text{н}}$ – несущая способность болтов.

Поперечная сила действует под углом 90° к волокнам древесины.

При расчете конькового узла (рис. 6.1) со стальными узловыми креплениями проверяется прочность лобовых упоров торцов полуарок в упорные листы креплений на смятие продольными силами, действующими вдоль волокон древесины (6.7). Число двухсрезных болтов, соединяющих концы полуарок с фасонками крепления, определяется по формуле (6.8). В данном случае продольная и поперечная силы действуют под углами к волокнам древесины – α и 90 ° – α (α – угол наклона касательной к оси полуарки), поэтому при определении несущей способности болтов вводится коэффициент Kα. Стальные листы крепления ставятся конструктивно.

Примеры решения

Пример 6.1.

Рассмотрим расчет трехшарнирной сегментной клеедеревянной арки с затяжкой пролетом 4 м (рис. 6.3). Полуарки склеены из обрезных реек

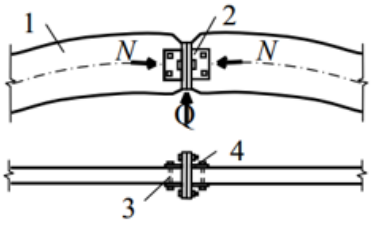
древесины 2-го сорта сечением 8 × 36 мм в 14 рядов, сечение полуарки – $a \times b$ = 36 × 120 мм. Полуарки имеют длину S = 3,0 м и радиус кривизны 4,0 м. Высота от уровня пола составила 2,16 м. Затяжка выполнена из круглой стали диаметром 8 мм. Для закрепления шарнирного устройства используется анкерный болт размером, $a \times b \times c$ = 200 × 250 × 420 мм. На арку действует равномерно распределенная нагрузка (250 кг/м^3).

1 Определим нагрузку, действующую на арку. Для этого определим собственный вес арки

$$q = 0{,}12 \cdot 0{,}036 \cdot 500 = 2{,}16 \text{ кгс/м},$$

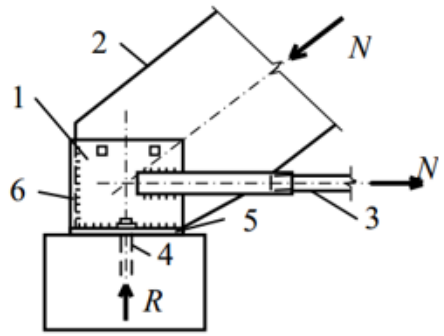
тогда нормативная нагрузка будет равна

$$q_н = 250 + 2{,}16 = 252{,}16 \text{ кгс/м (2,52 кН/м)}$$
$$\text{и } q_р = q_н \cdot 1{,}2 = 2{,}52 \cdot 1{,}2 = 3{,}02 \text{ кН/м}.$$



1- полуарка, 2 – стальное крепление; 3 – болт; 4 – фасонка

Рис. 6.1 Конструкция конькового узла



1 – башмак; 2 – полуарка; 3 – затяжка; 4 – анкер; 5 – опорный лист; 6 – диафрагма

Рис. 6.2 Конструкция опорного узла

2. Выполним геометрический расчет арки (высоту арки 2,0 м) (рис. 6.3):

$$AC = \sqrt{f^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} = \sqrt{2^2 + 2^2} = 2{,}83 \qquad \text{м}$$

– длина хорды полуарки и АЕ = 1,41 м.

– координаты центра дуги определяем из квадратного уравнения

$$\left(a + \frac{l}{2}\right)^2 + a^2 = R^2 \text{ или } a^2 + 2a - 6 = 0,$$

и $a = b$= 1,64 м и c = 3,64 м;

– угол наклона хорды $\cos\alpha = \frac{l}{2AC} = \frac{2}{2{,}83} = 0{,}71$ и $\alpha = 45°$;

– центральный угол дуги $\sin\frac{\varphi}{2} = \frac{AC/2}{R} = \frac{2{,}83}{2 \cdot 4} = 0{,}35$, тогда $\varphi/2 = 21°$, а $\varphi = 42°$;

– угол наклона первого радиуса

$$\phi_0 = 90\ ° - \alpha - \phi / 2 = 90\ ° - 45\ ° - 21° = 24°;$$

– координаты сечений оси определяются по формуле

$$y = \sqrt{R^2 - (c - x)^2} - b$$

и представлены в табл. 6.1;

– координаты сечения по хорде $z = x / \cos\alpha$ (табл. 6.1)

– углы наклона касательных к оси $\sin\alpha_n = (c - x) / R$ (табл. 6.1).

Статический расчет арки.

1. Равномерно распределенная нагрузка действует на левом полупролете. Определим опорные реакции R и H по уравнениям:

$$R = \frac{3ql}{8} = \frac{3 \cdot 3{,}02 \cdot 4}{8} = 4{,}53 \text{ кН и } H = \frac{ql^2}{16f} = \frac{3{,}02 \cdot 4^2}{16 \cdot 2} = 1{,}51 \text{ кН.}$$

Определим изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в сечениях левой полуарки (6.2). Расчет ведем в табличной форме (табл. 6.2).

$$Q_0 = 4{,}53 \cdot 0{,}41 - 1{,}51 \cdot 0{,}91 = 0{,}48 \text{ кН, } Q_6 = R - \frac{ql}{2} = 4{,}53 - \frac{3{,}02 \cdot 4}{2} = -1{,}51 \text{ кН,}$$

$$N_6 = H = 1{,}51 \text{ кН.}$$

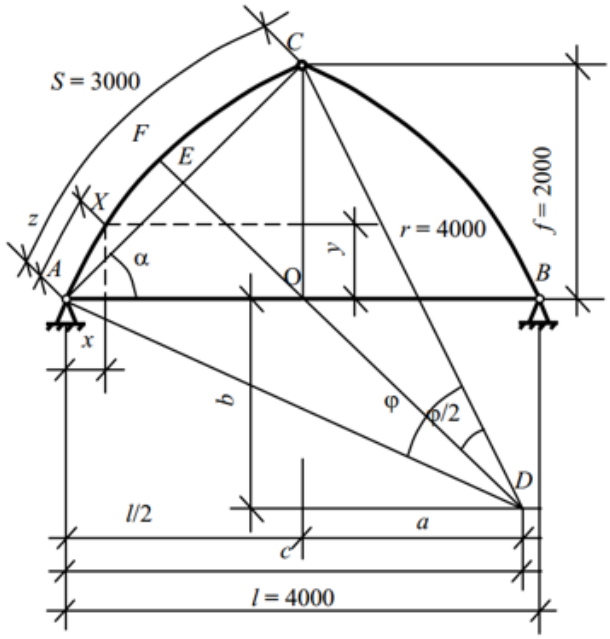


Рис. 6.3 Схема для определения геометрических характеристик арки

Т а б л и ц а 6.1

Геометрические характеристики арки

Сечение	*X*м	*Y*м	*Z*м	$\alpha_м$	sin α_n	cos α_n
0	0	0	0	66	0,91	0,41
1	0,33	0,61	0,47	56	0,82	0,56
2	0,67	1,04	0,94	48	0,74	0,67
3	1	1,37	1,41	41	0,66	0,75
4	1,33	1,62	1,88	35	0,58	0,82
5	1,67	1,84	2,36	30	0,49	0,87
6	2	2	2,83	24	0,41	0,91

2. Равномерно распределенная нагрузка действует на правом полупролете. Определим опорные реакции *R* и *H* по уравнениям:

$$R = \frac{ql}{8} = \frac{3{,}02 \cdot 4}{8} = 1{,}51 \text{ кН и } H = \frac{ql^2}{16f} = \frac{3{,}02 \cdot 4^2}{16 \cdot 2} = 1{,}51 \text{ кН.}$$

3. Определим изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в сечениях левой полуарки:

$$M_x = Rx - Hy \text{ ; } N_x = R\sin\alpha_n + H\cos\alpha_n \text{ ; } N_6 = H = 1{,}51 \text{ кН;}$$

$$Q_x = R\cos n\alpha_n - H\sin s\alpha_n \text{ ; } Q_6 = R - \frac{ql}{2} = 4{,}53 - \frac{3{,}02 \cdot 4}{2} = -1{,}51 \text{ кН.}$$

Т а б л и ц а 6.2

Усилия в сечения арки

Сечение		Усилия, возникающие в арке от нагрузки q = 3,02 кН, действующей		
		на левой полуарке	на правой полуарке	на всем пролете
1	Изгибающий момент (M), кН · м	0,41	-0,42	-0,01
2		0,79	-0,56	0,23
3		0,95	-0,56	0,39
4		0,91	-0,44	0,47
5		0,58	-0,26	0,32
0	Продольная сила (N), кН	4,74	1,91	6,65
1		3,74	2,08	5,82
3		2,13	2,13	4,26
4		1,54	2,11	3,65
6		1,51	1,51	3,02
5	Поперечная сила (Q), кН	0,48	-0,76	-0,28
6		-1,51	1,51	0

4. Определим характеристики арки:

– площадь поперечного сечения

$$A = bh = 0{,}036 \cdot 0{,}12 = 0{,}00432 \text{ м}^2,$$

– момент сопротивления

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{0{,}036 \cdot 0{,}12^2}{6} = 0{,}0000864 \text{ м}^3,$$

– момент инерции

$$I = \frac{bh^{32}}{12} = \frac{0{,}036 \cdot 0{,}12^3}{12} = 0{,}0000052 \text{ м}^4,$$

– статический момент

$$S = \frac{bh^2}{8} = \frac{0{,}036 \cdot 0{,}12^2}{8} = 0{,}0000648 \text{ м}^3,$$

– расчетная длина $l_p = S = 3$ м,

– гибкость

$$\lambda = \frac{l_{\text{р}}}{0{,}29h} = \frac{3}{0{,}29 \cdot 0{,}12} = 85{,}7\ .$$

5. Проверяем прочность арки по нормальным напряжениям (формула 6.3). Максимальный изгибающий момент, действующий в 4-м сечении, равен 0,47 кН·м. Ему соответствует продольная сила, равная 3,65 кН, λ = 85,7 > 70, поэтому коэффициент устойчивости и коэффициент ξ определяются по формулам:

$$\xi = 1 - \frac{N\lambda^2}{3000 R_{\text{с}} A} = 1 - \frac{3{,}65 \cdot 10^{-3} \cdot 85{,}7^2}{3000 \cdot 16{,}5 \cdot 0{,}00432} \approx 1,\ \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{85{,}7^2} = 0{,}41,\ \text{тогда}\ M_{\text{д}} = \frac{M}{\xi} = \frac{0{,}47}{1} = 0{,}47\ \text{кН·м}.$$

Напряжения будут равны

$$\sigma = \frac{3{,}65 \cdot 10^{-3}}{0{,}00432} + \frac{0{,}47 \cdot 10^{-3}}{0{,}0000864} = 6{,}28\ \text{МПа} < < 5 \cdot 1 \cdot 1{,}1 = 16{,}5\ \text{МПа},$$

где $m_{\text{б}}$ = 1, так как h < 50 см [5, табл. 7], $m_{\text{сл}}$ = 1, так как толщина досок < 19 см [5, табл. 8].

Проверка скалывающих напряжений (формула 6.4). Максимальная поперечная сила равна 0,28 кН.

$$\tau = \frac{0{,}28 \cdot 0{,}0000648}{0{,}0000052 \cdot 0{,}036} \cdot 10^{-3} = 0{,}1\ ,\ \text{что} < R_{\text{ск}} = 1{,}5\ \text{МПа}.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования выполняется по формуле (6.5) при максимальном отрицательном изгибающем моменте

M = – 0,01 кН·м и соответствующей ему продольной силе N = 5,82 кН.

Коэффициент учета дополнительного момента при деформировании равен

$$\xi = 1 - \frac{5{,}82 \cdot 10^{-3}}{3000 \cdot 16{,}5 \cdot 0{,}00432} = 0{,}8\ ,$$

$$M_{\text{д}} = \frac{0{,}01}{0{,}8} = 0{,}012\ \text{кН·м}.$$

Верхняя кромка полуарки при отрицательном изгибающем моменте растянута и закреплена скатными связями через каждые 0,75 м.

$$l_{\text{р}} = \frac{S}{4} = 0{,}75\ \ \text{м}.$$

Такое закрепление считается сплошным, поскольку соблюдается условие

$$\frac{140b^2}{h} = \frac{140 \cdot 0{,}036^2}{0{,}12} = 1{,}51 \text{ м} > 0{,}4 \text{ м}.$$

Нижняя кромка полуарки сжата и из плоскости не закреплена. Расчетная длина полуарки из плоскости при сжатии $l_p = S = 3$ м, тогда гибкость из плоскости будет равна

$$\lambda_y = \frac{l_p}{0{,}29b} = \frac{3}{0{,}29 \cdot 0{,}036} = 287 > 70 \text{ и } \varphi_y = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{287^2} = 0{,}036.$$

Определим коэффициенты, входящие в формулу (6.5):

$$\varphi_M = \frac{140 \cdot 0{,}036^2 \cdot 1{,}13}{3 \cdot 0{,}12} = 0{,}57,$$

$$K_{\text{п}N} = 0{,}75 + 0{,}06(3 \cdot 0{,}12)^2 + 0{,}6 \cdot 0{,}76 \cdot \frac{3}{0{,}12} = 12{,}2$$

$$\text{и } K_{\text{п}M} = 0{,}142 \cdot \frac{3}{0{,}12} + 1{,}76 \cdot \frac{0{,}12}{3} + 1{,}4 \cdot 0{,}76 = 4{,}68.$$

$$\frac{5{,}82 \cdot 10^{-3}}{0{,}036 \cdot 12{,}2 \cdot 16{,}5 \cdot 0{,}00432} + \frac{0{,}012 \cdot 10^{-3}}{0{,}57 \cdot 4{,}68 \cdot 16{,}5 \cdot 0{,}864 \cdot 10^{-4}} = 0{,}19 < 1.$$

Следовательно, устойчивость плоской формы деформирования обеспечена. При положительном изгибающем моменте, когда сжатая кромка полуарки закреплена связями, ее устойчивость больше и проверка не нужна.

Проверяем прочность затяжки по уравнению (6.6), выполненной из стального прутка диаметром 8 мм. Расчетное сопротивление стали –

$$A = \Pi \frac{d^2}{4} = 3{,}14 \cdot \frac{0{,}8^2}{4} = 0{,}5024 \text{ см}^2.$$

Напряжения, действующие в затяжке, будут равны

$$\sigma = \frac{6{,}65 \cdot 10^{-3}}{0{,}5024 \cdot 10^{-4}} = 132{,}36 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Пример 6.2.

Рассмотрим расчет узлов трехшарнирной арки. Коньковый узел (рис. 6.1) решается с помощью двух стальных креплений из упорного листа и двух

фасонок с отверстиями для болтов. Расчет производится на действие максимальных продольной (N = 3,02 кН) и поперечной (Q = 0) сил.

Проверка торцевого сечения полуарки на смятие под углом 24 ° к волокнам древесины производится по формуле (6.7). Площадь смятия равна

$$A = 0{,}036 \cdot 0{,}3 = 0{,}0108 \text{ м}.$$

Определим расчетное сопротивление смятию

$$R_{\text{см}\alpha} = \frac{R_{\text{см}}}{1 + \frac{R_{\text{с}}}{R_{\text{см.90}} - 1}\sin^3\alpha} = \frac{17{,}5}{1 + \frac{16{,}5}{3-1}0{,}41^3} = 11{,}2 \text{ МПа}.$$

Тогда прочность будет равна

$$\sigma = \frac{3{,}02 \cdot 10^{-3}}{0{,}0108} = 2{,}8 \text{ МПа} < 11{,}2 \text{ МПа}.$$

Определим число болтов (формула (6.8)), необходимое для крепления конца полуарки к фасонкам. Они работают симметрично при числе швов $n_{\text{ш}}$ = 2 и толщине сечения полуарки $b = c$ = 0,036 м под углом смятия α = 90 – 24 = 66 ° к волокнам древесины. Принимаем болты диаметром 2 см.

Несущая способность болта в одном срезе равна с учетом $k\alpha$ = 0,63 [9, табл. 19]:

– при изгибе

$$T_{\text{н}} = 2{,}5d^2\sqrt{k_\alpha} = 2{,}5 \cdot 2^2\sqrt{0{,}63} = 7{,}94 \text{ кН};$$

– при смятии древесины

$$T_{\text{н}} = 0{,}5cdk_\alpha = 0{,}5 \cdot 3{,}6 \cdot 2 \cdot 0{,}63 = 2{,}27 \text{ кН}.$$

Тогда требуемое количество болтов равно

$$n = \frac{Q}{n_{\text{ш}}T_{\text{н}}} = \frac{1{,}51}{2 \cdot 2{,}27} = 0{,}33 .$$

Принимаем два болта диаметром 20 мм.

Опорный узел (рис. 6.2) решается с помощью стального башмака, состоящего из горизонтального опорного листа, двух вертикальных боковых фасонок и упорной диафрагмы между ними. Расчет опорного узла

производится на действие опорной реакции (R = 4,53 кН) и усилия в затяжке (H = 3,02 кН). Проверяем прочность сечения опорного горизонтального торца полуарки. Площадь смятия равна

$$A = 0{,}036 \cdot 0{,}3 = 0{,}0108 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление смятию равно

$$R_{\text{см}\alpha} = \frac{R_{\text{с}}}{1 + \frac{R_{\text{с}}}{R_{\text{см.90}} - 1}\sin^3\alpha} = \frac{16{,}5}{1 + \frac{16{,}5}{3-1}0{,}41^3} = 10{,}5 \text{ МПа}.$$

$$\text{Тогда } \sigma = \frac{4{,}53 \cdot 10^{-3}}{0{,}0108} = 4{,}19 \text{ МПа} < 11{,}2 \text{ МПа}.$$

Подбираем площадь сечения торца полуарки, упирающегося в вертикальную диафрагму башмака. Угол наклона оси полуарки в узле равен 66 °, тогда $R_{\text{см. а}}$ = 2,29 МПа (при sin α = 0,91). Определяем требуемую площадь диафрагмы из условия прочности на смятие

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_{\text{см.}\alpha}} = \frac{3{,}02 \cdot 10^{-3}}{2{,}29} = 0{,}0013 \text{ м}^2.$$

Принимаем диафрагму сечением $b \times h$ = 0,036×0,04 м, площадью

$$0{,}00144 \text{ м}^2 > Amp = 0{,}0013 \text{ м}^2.$$

Для крепления конца полуарки к фасонкам принимаем болты диаметром 2 см; работают симметрично при числе швов $n_{\text{ш}}$ = 2 и толщине сечения полуарки b = c = 0,036 м под углом смятия α = 90 – 24 = 66 ° к волокнам древесины. Определяем необходимое количество болтов.

Несущая способность болта в одном срезе равна с учетом k_α= 0,63 [5]:
– при изгибе

$$T_{\text{н}} = 2{,}5d^2\sqrt{k_\alpha} = 2{,}5 \cdot 2^2\sqrt{0{,}63} = 7{,}94 \text{ кН},$$

– при смятии древесины

$$T_{\text{н}} = 0{,}5cdk_\alpha = 0{,}5 \cdot 3{,}6 \cdot 2 \cdot 0{,}63 = 2{,}27 \text{ кН}.$$

Определим требуемое количество болтов по формуле (6.8)

$$n = \frac{Q}{n_{ш} T_{н}} = \frac{0{,}48}{2 \cdot 2{,}27} = 0{,}1\,.$$

Принимаем два болта диаметром 20 мм.

Определяем толщину опорного листа, который работает на изгиб от давления торца полуарки ($q\ 1 = \sigma_{см}$ = 4,19 МПа) и реактивного давления фундамента.

$$(q_2 = q_1 \frac{l_1}{l_2} = 4{,}19 \frac{3{,}6}{30} = 0{,}5 \quad \text{МПа}).$$

Длина торца равна $1 = b$ = 3,6 см, длина листа – $1 = b$ = 30 см и расчетная ширина сечения b – 1 см. Определяем изгибающий момент

$$M = \frac{q_2 l_2^2 - q_1 l_1^2}{8} = \frac{0{,}5 \cdot 30^2 - 4{,}19 \cdot 3{,}6^2}{8} = 0{,}0049 \ \text{кН·м}.$$

Расчетное сопротивление стали равно 240 МПа, тогда требуемый момент инерции определяется по формуле

$$W_{тр} = \frac{M}{R} = \frac{0{,}0049 \cdot 10^{-3}}{240} = 0{,}02 \cdot 10^{-6} \ \text{м}^3,$$

и требуемая толщина будет равна

$$\delta_{тр} = \sqrt{\frac{6W}{l}} = 0{,}6 \cdot 10^{-3} \ \text{м}.$$

Принимаем толщину листа равной 10 мм.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 6.1.

Выполнить расчет трехшарнирной сегментной клеедеревянной арки с затяжкой пролетом l (рис. 6.3). Полуарки склеены из обрезных реек древесины 2-го сорта сечением 8 × 36 мм в 14 рядов, сечение полуарки – $a \times b$ = 36 × 120 мм. Полуарки имеют длину S = 3,0 м и радиус кривизны f, м. Высоте от уровня пола принять по таблице 6.3. Затяжка выполнена из круглой стали диаметром 8 мм. Для закрепления шарнирного устройства используется анкерный болт размером, $a \times b \times c$ = 200 × 250 × 420 мм. На арку действует равномерно распределенная нагрузка $q_н$, кН/м.

Выполнить расчет узлов трехшарнирной арки.

Исходные данные для самостоятельного решения принять по данным таблицы 6.3.

Т а б л и ц а 6.3

Исходные данные для вариантов решения задачи

Номер варианта	Размеры полуарки				Равномерно распределенная нагрузка $q_н$, кН/м
	Длина S, м	Пролет l, м	Радиус кривизны, f, м	Высота от уровня пола, м	
1	3,0	4,0	4,0	2,6	255,0
2	3,3	4,2	4,2	2,5	260,0
3	3,6	4,5	3,8	2,7	265,0
4	3,9	4,3	3,9	2,5	270,0
5	4,2	4,2	3,5	3,0	275,0
6	4,5	4,5	3,6	2,0	280,0
7	3,0	4,3	3,6	2,1	285,0
8	3,3	4,6	4,0	2,2	250,0
9	3,6	4,2	4,2	2,5	255,0
10	3,9	4,5	4,4	2,4	265,0
11	4,2	4,0	4,0	2,0	250,0
12	4,5	4,2	3,0	2,2	255,0
13	5,0	6,0	3,6	2,0	270,0
14	3,0	6,2	3,5	2,4	265,0
15	3,2	6,4	3,5	2,4	255,0
16	3,4	6,0	3,6	3,0	270,0
17	3,6	6,2	3,8	2,2	265,0
18	3,8	6,4	3,0	2,0	255,0
19	4,0	3,0	3,8	2,0	265,0
20	4,2	3,6	4,2	3,0	270,0

Контрольные вопросы

1. Какие типы деревянных арок применяются и где?
2. На какие нагрузки и усилия рассчитываются арки и как они определяются?
3. Из чего состоят клеедеревянные арки?
4. Как подбирают и проверяют сечения клеедеревянных арок?
5. Как осуществляется проектирование арок?
6. Как конструируют и рассчитывают коньковые узлы арок?

Список литературы: [5, 9].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 7. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЛОМАНОКЛЕЕНОЙ ТРЕХШАРНИРНОЙ РАМЫ

Цель занятия: изучить конструирование и расчет ломаноклееной трехшарнирной рамы.

Теоретический материал

Расчет деревянных рам производится в традиционной для строительных конструкций последовательности: геометрический расчет (компоновка геометрической формы, назначение и определение размеров, установление местоположения характерных точек рам); сбор нагрузок; выполнение статического расчета (определение усилий в необходимых точках от различных загружений); формирование расчетных усилий; подбор и проверка сечений элементов; конструирование и расчет узлов.

Геометрический расчет.

Геометрический расчет рамы заключается в определении длин элементов, углов наклона, координатных сечений и положения этих сечений. Угол наклона ригеля рамы зависит от многих требований, в том числе и от материала кровли.

Расчетные оси трехшарнирных рам, имеющих переменное сечение, для упрощения геометрического расчета удобно принимать параллельными наружным кромкам и проходящими через центры их опорного и конькового узлов.

В ломаноклееной раме наиболее нагруженным является сечение, проходящее через точку перелома оси полурамы. Конструктивно этот узел выполняется в виде зубчатого шипа, а расчетное сечение располагается по направлению биссектрисы угла этих осей $\beta = (90 + \alpha) / 2$. В этом случае расчетное сопротивление древесины смятию будет одинаковым в стойке и в ригеле.

Нагрузки на строительные конструкции, по методике расчета, по длительности воздействия подразделяются на постоянные и временные. К постоянным нагрузкам, в основном, относятся нагрузки от собственного веса конструкций, которые воздействуют все время существования самой конструкции. Они в большинстве случаев являются равномерно распределенными, линейными. Временные нагрузки могут быть кратковременными и длительно действующими. Для зданий основными временными будут являться снеговая и ветровая нагрузки. Характер (схемы) распределения временных нагрузок и их численные значения приведены в [3].

В соответствии с пунктом 10.4 и приложением Г СП 20.13330, при расчетах зданий с двухскатными покрытиями, к которым относятся здания с каркасом из рам, должны быть рассмотрены три схемы (варианта) приложения снеговой нагрузки S с соответствующими коэффициентами μ. Вариант 1 – симметричная нагрузка (на всем пролете), вариант 2 – несимметричная нагрузка (с разной интенсивностью по скатам при углах наклона покрытия к горизонту между 20 º и 40 º) и вариант 3 – несимметричная нагрузка (только на одном скате, на половине пролета). Схемы приведены на рис. 7.2.

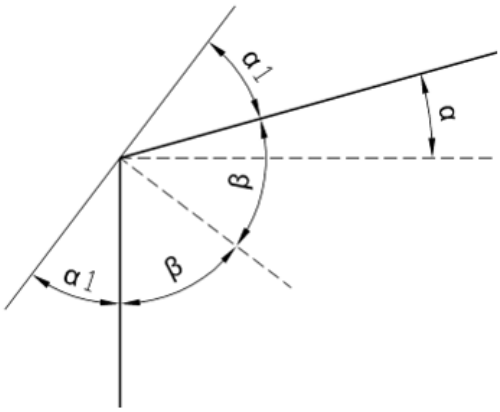


Рис. 7.1 Ось карнизного узла ломаной рамы

Коэффициент μ зависит от угла наклона покрытия к горизонту и равен 1 при угле 30 º, 0 при угле 60 º; при промежуточных углах находится по линейной интерполяции между указанными значениями.

Ветровая нагрузка зависит от профиля и размеров здания. Схемы приложения и коэффициенты приведены в приложении Д [3]. Воздействие ветра на прямоугольные в плане здания с двухскатными покрытиями принципиально различается в зависимости от угла наклона покрытия. Схемы приложения ветровой нагрузки при угле наклона покрытия меньше 30 º и угле наклона покрытия больше 30 º приведены на рис.7.3.

С наветренной стороны при малых углах приподнимает покрытие, при больших – пригружает.

Постоянная нагрузка складывается из собственного веса самого покрытия, при прогонных покрытиях учитывается вес кровельного пирога (гидроизоляции пароизоляции и т.д.), настила, утеплителя, прогонов.

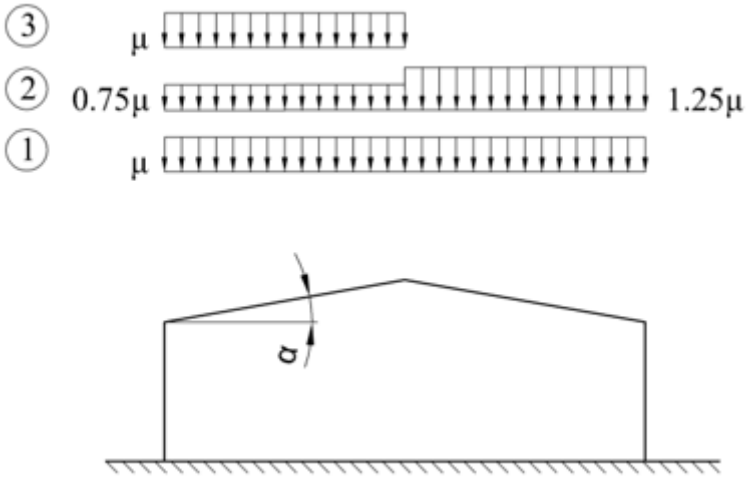
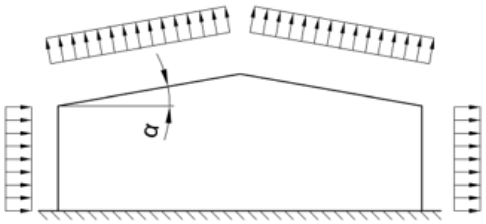


Рис. 7.2 Распределение снеговой нагрузки для кровли двухскатной формы

а) $\alpha \leq 30°$



б) $\alpha \geq 30°$

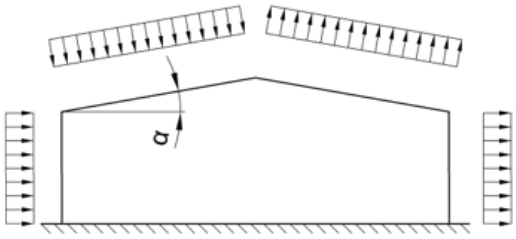


Рис. 7.4 Ветровая нагрузка на здания с двухскатными покрытиями

В беспрогонных кровлях – это вес кровельных панелей и вес кровельного пирога. Кроме того, учитывается собственный вес самой несущей конструкции, в данном случае – собственный вес рамы, хотя сечения её неизвестны. В этом случае используется накопленный опыт проектирования, т.е. используется коэффициент собственного веса (приводится в справочной литературе), по которому предварительно принимается собственный вес рамы.

Сбор нагрузок выполняется в табличной форме, где перечисляются все учитываемые слои, подсчитывается нормативная нагрузка по толщине и плотности слоя, и вычисляется расчетная нагрузка путем перемножения нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке. Коэффициенты надежности по нагрузке приведены в табл. 7.1 [3]. Так, для стальных элементов коэффициент надежности по нагрузке равен 1,05, для железобетонных (тяжелых), каменных, армокаменных и деревянных конструкций – 1.1, для изоляционных, выравнивающих и отделочных слоев, выполняемых на строительной площадке, самый большой – 1.3.

Статический расчет трехшарнирных ломаных рам заключается в определении вертикальных (R) и горизонтальных (H) опорных реакций, расчетных усилий в наиболее опасных (назначенных) сечениях (M, N, Q).

Расчетные усилия от ветровой нагрузки в большинстве рам являются незначительными и не превышают 20 % от суммарных, а изгибающие моменты от ветра в ригелях имеют противоположный знак по отношению к моментам от постоянной и снеговой нагрузок, т.е. разгружают ригель.

В связи с этим часто ветровой нагрузкой пренебрегают.

Для изгибающих моментов наиболее опасно карнизное сечение. Для продольных сил наиболее характерны четыре сечения:

– опорное $N = R$;

– карнизное $N = R \sin \alpha + H$;

– в коньке $N = H$;

– в середине ригеля.

Поперечные силы определяются только там, где они необходимы для расчета узлов:

– в опорном узле $Q = H$;

– в коньковом узле при несимметричных нагрузках $Q = R – S\ l\ /\ 2$, при симметричных загружениях $Q = 0$.

Выполняется статический расчет вручную или с применением расчетных комплексов. Трехшарнирные рамы являются статически определимыми системами, определение усилий в них не представляет большой сложности. Используются приемы технической и строительной механики: метод вырезания узлов с составлением уравнений равновесия, метод моментных точек и т.д.

Полученные в результате статического расчета усилия в назначенных сечениях рамы сводят в таблицу и определяют расчетные сочетания нагрузок (РСН) либо расчетные сочетания усилий (РСУ). Это связано с тем, что временные нагрузки должны быть учтены в нескольких вариантах и в сочетаниях с постоянной нагрузкой. Вероятностный характер временных нагрузок (снег может быть или не быть, ветер может воздействовать совместно со снегом или отдельно и т.д.) учитывается методикой сочетания нагрузок, записанной в п. 6. [3].

Задачей является: отыскать возможную наиболее неблагоприятную комбинацию воздействий на конкретный элемент или узел. Для этого все усилия от временных нагрузок ранжируются с учетом реальной возможности сочетания. Например, ветер одновременно не может дуть слева направо и справа налево, а снег не может одновременно быть приложен на всем пролете и на одной половине пролета и т.д. Далее они суммируются с усилиями от постоянной нагрузки с учетом коэффициентов сочетания (наибольшее усилие от одной временной нагрузки с коэффициентом 1, меньшее от другой, с пониженным коэффициентом, и так далее).

Подбор и проверка сечений элементов.

Ширина сечений рам принимается, как правило, одинаковой и не более 25 см, чтобы избежать необходимости стыкования досок по ширине.

Требуемая высота сечения определяется по формуле:

$$h_{mp} = (1{,}5\ Q) / (b \cdot R_{ск}). \qquad (7.1)$$

Высоту сечения в ригелях ломаной рамы определяют по максимальному изгибающему моменту. Продольную силу при подборе параметров сечения не учитывают, как незначительно влияющую на предварительное определение размеров сечения. Вычисляют требуемый момент сопротивления с коэффициентом k= 0,7÷0,8, который и учитывает влияние продольной силы

$$W_{mp} = \frac{M}{0,8\,R_u}, \tag{7.2}$$

затем определяют предварительную высоту сечения:

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6W}{b}}. \tag{7.3}$$

Окончательно высота сечения принимается кратной толщине досок.

Высоты конькового и опорного узлов следует принимать одинаковыми.

Проверка прочности производится на комбинацию расчетных усилий *M* и *N*, приложенных к геометрической оси этого сечения в половине его высоты. Эти усилия получаются путем переноса соответствующих усилий, определенных обычно относительно расчетной оси рамы на нейтральную ось сечения (рис. 7.2.).

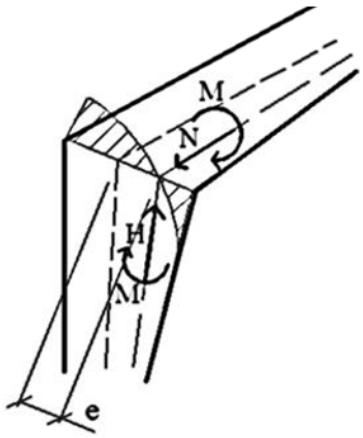


Рис. 7.5 Схема карнизного узла ломаной рамы

Расстояние между этими сечениями – «*e*» (эксцентриситет) определяется в зависимости от высоты опорного и карнизного сечений из выражения:

$$e = (h - h_0) / 2. \tag{7.4}$$

При этом продольная сила *N* сохраняет свое значение, а изгибающий момент M_0 уменьшается до величины:

$$M = M_0 - N_e. \tag{7.5}$$

Проверка прочности принятого сечения производится по формулам:

$$\sigma_p = \frac{N}{A} + \frac{M_д}{W_p} \le R_p; \qquad M_д = \frac{M}{\xi}; \qquad \xi = 1 - \frac{Nl^2}{3000 R_c A};$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M_д}{W_c} \le R_c; \qquad \eta = \frac{3000}{l^2}\left(k + \frac{N}{\xi}\right); \qquad k = 0.07 + 0.93\frac{h_0}{h}. \tag{7.6}$$

Пример расчета ломаноклееной трехшарнирной рамы

Требуется рассчитать ломаноклеенную раму. Рама имеет пролет L = 18,0 м, высоту в коньке f = 6,8 м шаг рам B = 5,0 м. Здание 2 уровня ответственности (в соответствии с [6]). Коэффициент надежности по ответственности здания γ_n = 1. Кровля утепленная из клеефанерных панелей. Район строительства – Казань, это соответствует IV снеговому району.

Решение

Определение геометрических характеристик.

Угол наклона ригеля: α = 15 °.

Угол между осью стойки или ригеля и сечением, проходящим по биссектрисе между осями стойки и ригеля:

$$\beta = (90 + \alpha) / 2 = (90 + 15) / 2 = 52{,}5\ °.$$

Условная длина стойки:

$$H_{ст} = f - l / 2 \cdot \mathrm{tg}\alpha = 6{,}8 - 18/2 \cdot \mathrm{tg}15\ ° = 4{,}388\ м.$$

Длина полуригеля:

$$l_р = (l / 2) / \cos\alpha = 9 / \cos 15 = 9{,}317\ м.$$

Длина полурамы:

$$l_{пр} = H_{ст} + l_р = 4{,}388 + 9{,}317 = 13{,}705\ м.$$

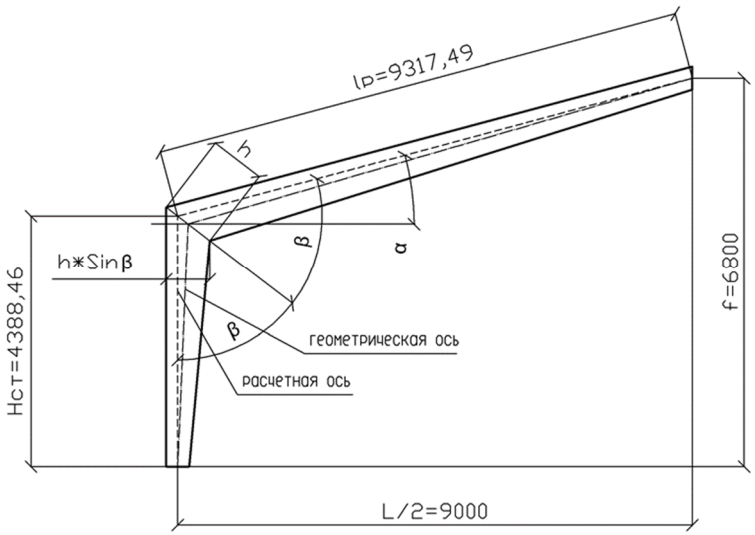


Рис. 7.6 Конструктивная схема рамы

Ось полурамы разбиваем на 5 сечений. Данные заносим в таблицу 7.1.

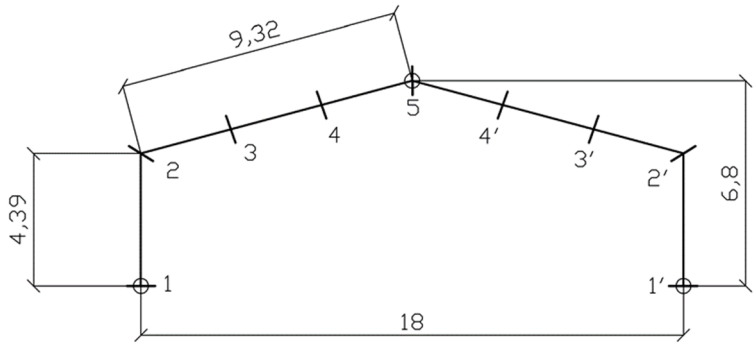


Рис. 7.8 Расчетная схема рамы

Т а б л и ц а 7.1

№	*X*, м	*Y*, м
1	0	0
2	0	4,39
3	2,99	5,19
4	5,99	5,99
5	9	6,8

Сбор нагрузок.

Постоянная нагрузка.

Постоянная нагрузка на раму будет складываться из нагрузки от кровельных панелей и собственного веса рамы. Вес кровельной утепленной панели подсчитывается отдельно, здесь этот расчет мы не приводим, используем уже подсчитанные нормативную и расчетную нагрузки.

Собственный вес рамы определяем по коэффициенту собственного веса. Этот коэффициент для ломаноклееных рам по справочным данным находится в пределах от 5 до 7. Принимаем $k_{св}$ = 6 и подсчитываем собственный вес рамы (нормативную нагрузку):

$$q_в = (g_н + s_н) / (1000 / k_{св} \cdot 1 - 1) = (1{,}8 + 1{,}68 \cdot 5)/(1000 / 6 \cdot 18 - 1) = 1{,}23 \text{ кН/м},$$

здесь $g_н$ – нормативная нагрузка от покрытия (кровельной утепленной панели),

$s_н$ – нормативная снеговая нагрузка, равная 0,7 · 2,4кПа = 1,68кПа с учетом ширины грузовой площади рамы (шага рам 5,0 м).

Т а б л и ц а 7.2

Сбор постоянной нагрузки

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	γf	Расчетная нагрузка, кН/м
Вес утепленного покрытия – кровельной панели	1,8		2,06
Собственный вес рамы, q	1,23	1,1	1,35
Итого	3,03		3,41

Ветровая нагрузка

При заданных геометрических размерах рамы $l \approx 20$ м, углу наклона кровли 15 º и высоте стойки H ≈ 5 м ветровая нагрузка не учитывается, так как воздействие ветра на вертикальные элементы рамы незначительно, а на ригеле ветровое воздействие уменьшает усилие, т.е. разгружает его.

Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка определяется согласно пп. 10.1-10.12 действующего [3]. Нормативная снеговая нагрузка определяется согласно п. 10.4 [3]:

$$S_0 = 0{,}7 \cdot Sg. \qquad (7.5)$$

где Sg – вес снегового покрова на 1 м^2, который принимается по табл. 10.1 [3] в зависимости от снегового района места строительства. По карте 1 приложения Е [3] определяется снеговой район места строительства. В данном случае Казань соответствует IV снеговому району, следовательно вес снегового покрова на 1 м^2 Sg = 2,0 кПа, что соответствует 2,0 кН/м^2.

Нормативная снеговая нагрузка $S_0 = 0{,}7 \cdot S_g = 0{,}7 \cdot 2{,}0$ кН/м^2 = 1,4 кН/м^2.

Расчетная снеговая нагрузка вычисляется по выражению:

$$S = S_0 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot \gamma_f. \qquad (7.6)$$

Значение коэффициента c_e, (коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра) согласно пунктам 10.5 и 10.6 [3], принимается с учетом уклона покрытия здания и средней скорости ветра за три наиболее холодных месяца. В нашем случае при уклоне покрытия свыше 20 % (угол в 15 º соответствует уклону 26,8 %) независимо от средней скорости ветра за три наиболее холодных месяца коэффициент $c_e = 1$.

Коэффициент μ (коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие) определяется, согласно приложению Г, с учетом типа и угла наклона покрытия (ската кровли). Для нашего типа покрытия (двухскатное покрытие с углом 15 º) коэффициент $\mu = 1$.

Термический коэффициент c_t принимается согласно пункту 10.10 [3]. Так как покрытие здания утепленное, то $c_t = 1$.

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f , согласно пункту 10.12 [3] принимается равным 1,4.

Таким образом, расчетная снеговая нагрузка:

$$S = S_0 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot \gamma_f = 1{,}68 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}4 = 2{,}352 \text{ кН/м}^2.$$

С учетом ширины грузовой площади рамы (рамы располагаются с шагом B = 5,0 м) нормативная погонная нагрузка на ригель рамы составит

$$1{,}68 \text{ кН/м}^2 \cdot 5\text{м} = 8{,}4 \text{ кН/м},$$

расчетная погонная нагрузка на ригель рамы

$$2{,}352 \text{ кН/м}^2 \cdot 5\text{м} = 11{,}96 \text{ кН/м} \approx 12 \text{ кН/м}.$$

В соответствии с требованиями приложения В [3] для зданий с односкатными и двухскатными покрытиями и углом наклона покрытия меньше 20 º обязательным является учет приложения симметричной снеговой нагрузки – на всем пролете здания.

Кроме того, по требованию пункта 10.4 [3], рассматривается приложение снеговой нагрузки на одной половине пролета. Таким образом, в статическом расчете должны быть учтены одна постоянная нагрузка и три варианта снеговой нагрузки. Схема приложения снеговых нагрузок приведена на рис. 7.9.

Статический расчет ломаноклееной рамы.

Для сокращения выполняемых расчетов используем симметрию расчетной схемы и начинаем расчет с варианта нагружения не симметричной снеговой нагрузкой на левой половине рамы, т.е. с варианта 2.

Снеговая нагрузка на левой половине рамы S = 12 кН/м.

Пролет L = 18 м.

Высота рамы в коньке f = 6,8 м.

Находим опорные реакции: вертикальную у левой опоры:

$$R_A = 3 \cdot S \cdot l / 8 = 3 \cdot 12 \cdot 18/8 = 81 \text{ кН}$$

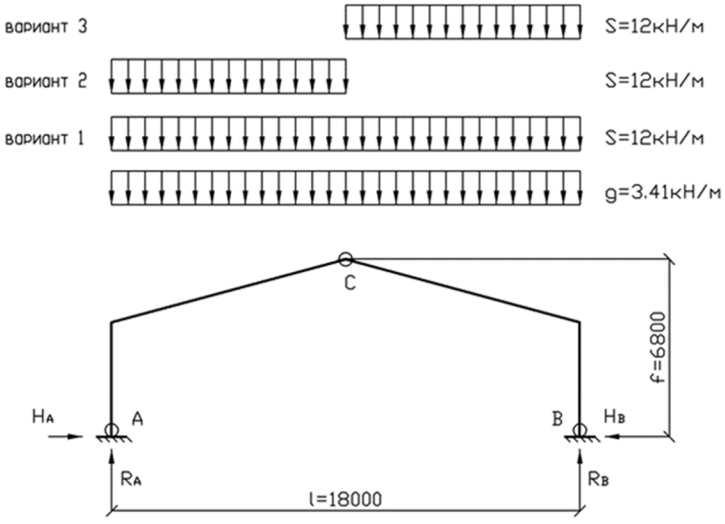


Рис. 7.9 Схема приложения снеговых нагрузок на раму

и горизонтальную опорную реакцию у левой опоры:

$$H_A = (S \cdot l^2) / (16 \cdot f) = (12 \cdot 18^2) / (16 \cdot 6{,}8) = 35{,}735 \text{ кН}.$$

Составляя уравнения равновесия для части рамы до рассматриваемого сечения, находим изгибающие моменты:

$$M_1 = 0 \text{ кН·м}; \; X_2 = 0 \text{ м}; \; Y_2 = 4{,}39 \text{ м};$$
$$M_2 = R_A \cdot X_2 - H_A \cdot Y_2 = 81 \cdot 0 - 35{,}735 \cdot 4{,}39 = -156{,}877 \text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$X_3 = 2{,}99 \text{ м}; \; Y_3 = 5{,}19 \text{ м};$$
$$M_3 = R_A \cdot X_3 - H_A \cdot Y_3 - (S \cdot X_3^2) / 2 = 81 \cdot 2{,}99 - 35{,}735 \cdot 5{,}19 - (12 \cdot 2.99^2) / 2 = 3{,}085 \text{ кН·м};$$
$$X_4 = 5{,}99 \text{ м}; \; Y_4 = 5{,}99 \text{ м};$$
$$M_4 = R_A \cdot X_4 - H_A \cdot Y_4 - (S \cdot X_4^2) / 2 = 81 \cdot 5{,}99 - 35{,}735 \cdot 5.99 - (12 \cdot 5{,}99^2) / 2 = 55{,}857 \text{ кН·м};$$
$$M_5 = 0 \text{ кН·м}.$$

Аналогично, по уравнениям равновесия находим продольные и поперечные силы:

$$N_1 = R_A = 81 \text{кН}; \; N_5 = H_A = 35{,}735 \text{ кН};$$
$$Q_1 = H_A = 35.735 \text{кН}; \; Q_5 = R_A - S \cdot l / 2 = 81 - 12 \cdot 18/2 = -27 \text{ кН}.$$

Перерезывающая сила Q_2 и N_2 в сечении "2" с максимальныммоментом:

$$Q_2 = R_A \cdot \sin\beta - H_A \cdot \cos\beta = 81 \cdot \sin 52.5 - 35.735 \cdot \cos 52{,}5 = 42{,}508 \text{ кН}.$$
$$N_2 = R_A \cdot \cos\beta + H_A \cdot \sin\beta = 81 \cdot \cos 52{,}5 + 35{,}735 \cdot \sin 52{,}5 = 77{,}66 \text{ кН}.$$

Снеговая нагрузка на правой половине рамы:
Рассмотрим правую половину рамы. Вычисляем опорные реакции:

$$R_B = Sl / 8 = 12 \cdot 18 / 8 = 27 \text{ кН};$$
$$H_B = (S^* l^2) / (16 \cdot f) = (12 \cdot 18^2) / (16 \cdot 6{,}8) = 35{,}735 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты для расчетных точек на правой полураме:

$$M_1 = 0 \text{ кН*м}; \; 0 \text{ кН·м}; \; X_2 = 0 \text{ м}; \; Y_2 = 4.39 \text{ м};$$
$$M_2 = -H_B \cdot Y_2 = -35{,}735 \cdot 4{,}39 = -156{,}877 \text{ кН·м};$$
$$X_3 = 2{,}99 \text{ м}; \; Y_3 = 5{,}19 \text{ м};$$
$$M_3 = R_B \cdot X_3 - H_B \cdot Y_3 = 27 \cdot 2{,}99 - 35{,}735 \cdot 5{,}19 = -104{,}735 \text{кН·м}$$
$$X_4 = 5{,}99 \text{ м}; \; Y_4 = 5{,}99 \text{ м};$$
$$M_2 = R_B \cdot X_4 - H_B \cdot Y_4 = 27 \cdot 5699 - 35735 \cdot 5{,}99 = -52{,}323 \text{кН·м}$$
$$M_5 = 0 \text{ кН·м}.$$

Продольные и поперечные силы для расчетных точек на правой полураме:

Угол $\beta = 52.5°$.

$$N_1 = R_B = 27 \text{ кН};$$

$$N_2 = R_B \cdot \cos\beta + H_B \cdot \sin\beta = 27 \cdot \cos 52{,}5 + 35{,}735 \cdot \sin 52{,}5 = 44{,}787 \text{ кН};$$

$$N_5 = H_B = 35{,}74 \text{ кН};$$

$$Q_1 = H_B = 35{,}74 \text{ кН};$$

$$Q_2 = R_B * \sin\beta - H_B \cdot \cos\beta = 27 \cdot \sin 52{,}5 - 35{,}735 \cdot \cos 52{,}5 = -0{,}334 \text{ кН};$$

$$Q_5 = R_B = 27 \text{кН}.$$

Для получения усилий от снеговой нагрузки по варианту 3 (несимметричная нагрузка на правой половине рамы) воспользуемся симметричностью рамы, и рассчитанные усилия перепишем «зеркально», т.е усилия для расчетной точки 1 при загружении несимметричной снеговой нагрузкой на правой половине рамы будут равны усилиям для точки 1’ при загружении несимметричной снеговой нагрузкой на левой половине рамы.

Для получения усилий от снеговой нагрузки по варианту 1 (симметричная нагрузка на всем пролете рамы) сложим уже полученные усилия в соответствующих точках в результате расчета при загружении снеговой нагрузкой на левой и на правой половине рамы.

Эти расчеты более наглядно выполнять в табличной форме (табл. 7.3).

Усилия от постоянной нагрузки определяем умножением усилий от симметричной (двухсторонней) снеговой нагрузки на коэффициент:

$$k = q / S = (3{,}41 / \cos 15\,^{\circ}) / 12 = 3{,}53 \text{ кН/м} / 12 \text{ кН/м} = 0{,}294.$$

Здесь учитываем, что нагрузка от собственного веса покрытия приложена по скату, а в расчете используем горизонтальную проекцию.

Т а б л и ц а 7.3

№ сечения	Снеговая нагрузка s = 12 кН/м		
	слева	справа	на всем пролете (сумма)
Изгибающие моменты М, кН*м			
1	0	0	0
2	-156,88	-156,88	-313,754
3	3,085	-104,74	-101,65
4	55,857	-52,323	3,534
5	0	0	0
Продольные силы N, кН			
1	81	27	108
2	77,66	44,787	122,447
5	35,735	35,735	71,47
Поперечные силы Q, кН			
1	35,735	35,735	71,47

2	42,508	-0,334	42,174
5	-27	27	0

Окончательно результаты статического расчета представлены в табл. 7.4.

Т а б л и ц а 7.4

№ сечения	Постоянная нагрузка g = 3,41кН/м (κ = 0,294)	Снеговая нагрузка s = 12 кН/м		
		Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3
		на всем пролете	слева	справа
Изгибающие моменты М, кН*м				
1	0	0	0	0
2	-89,158	-313,75	-156,877	-156,88
3	-28,886	-101,65	3,085	-104,74
4	1,004	3,534	55,857	-52,323
5	0	0	0	0
Продольные силы N, кН				
1	30,69	108	81	27
2	34,795	122,447	77,66	44,787
5	20,309	71,47	35,735	35,735
Поперечные силы Q, кН				
1	20,309	71,47	35,735	35,735
2	11,984	42,174	42,08	-0,334
5	0	0	-27	27

Расчетные сочетания усилий

Для получения расчетных усилий, по которым будет производиться подбор и проверка элементов рамы, конструирование и расчет узлов, необходимо найти комбинации усилий от постоянных и временных загружений, которые будут наиболее опасными. В нашем случае присутствует только один тип временной нагрузки (снеговая), но разных вариантов, поэтому будем находить максимальные значения усилий в вариантах снеговой нагрузки (с учетом знака) и суммировать с усилиямиот постоянной нагрузки.

Определение расчетных усилий сводим в таблицу (табл. 7.5).

Т а б л и ц а 7.5

№ сечения	Постоян-ная нагрузка	Снеговая нагрузка			Расчетные усилия
		Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	
Изгибающие моменты М, кН*м					
1	0	0	0	0	0+0 = 0
2	-89,158	-313,75	-156,877	-156,88	-89,158+-313,754 = -402,912
3	-28,886	-101,65	3,085	-104,74	-28,886+-104,735 = -133,621
4	1,004	3,534	55,857	-52,323	1,004+55,857 = 56,861
5	0	0	0	0	0+0 = 0
Продольные силы N, кН					

1	30,69	108	81	27	30,69+108 = 138,69
2	34,795	122,447	77,66	44,787	34,795+122,447 = 157,242
5	20,309	71,47	35,735	35,735	20,309+71,47 = 91,779
Поперечные силы Q, кН					
1	20,309	71,47	35,735	35,735	20,309+71,47 = 91,779
2	11,984	42,174	42,508	-0,334	11,984+42,508 = 54,492
5	0	0	-27	27	0+27 = 27

Подбор сечений и проверки элементов ломаноклееной рамы

Подбор и проверки элементов ломаноклееной рамы выполняется по [4].

Подбор сечений элементов ломаноклееной рамы.

Рассматриваем сечение 2 с расчетными усилиями:

Расчетный изгибающий момент в сечении 2 – M = 402,912 кН·м.

Расчетная продольная сила в сечении 2 – N = 157,242 кН.

Принимаем породу древесины – береза. Сорт древесины – 1-ый.

Ширина досок после острожки b = 21,5 см.

Расчетные сопротивления базовых пород древесины (ели, сосны по табл. 3 [4]) $[R_с] = [R_и]$ = 16 МПа.

Коэффициент на породу древесины $m_п$ = 1,1.

Коэффициент условия работы (по температурно-влажностным условиям) $m_в$ = 1.

Расчетное сопротивление сжатию березы 1-го сорта с учетом коэффициентов условий работы $R_с = [R_с] \cdot m_п \cdot m_в = 16 \cdot 1{,}1 \cdot 1 = 17{,}6$ МПа.

Расчетное сопротивление изгибу березы 1-го сорта с учетом коэффициентов условий работы $R_и = [R_и] \cdot m_п \cdot m_в = 16 \cdot 1{,}1 \cdot 1 = 17{,}6$ МПа.

Требуемая высота сечения $h_{тр}$ определяется приближенно по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учитывается коэффициентом 0,7:

$$h_{тр} = (6 \cdot M) / (0{,}7 * Rи \cdot b) = (6 \cdot 402{,}912) / (0{,}7 \cdot 17{,}6 \cdot 1000 \cdot 0{,}215) = 0{,}912 \text{ м}.$$

Назначаем количество слоев (досок) в сечении $n_{сл}$ = 48.

Толщина досок после острожки δ = 2см.

Принимаем высоту сечения из 48 слоев (досок): $h = 48 \cdot 2 = 96$ см.

Площадь сечения $A = b \cdot h = 21{,}5 \cdot 96 = 2064$ см^2.

В опорном сечении расчетная поперечная сила Q = 91,779 кН.

Расчетное сопротивление скалыванию базовой породы древесины 1-го сорта (по табл. 3 СП 64.13330) без учета коэффициентов условий работы – $[R_{ск}]$ = 1,6 МПа.

Расчетное сопротивление скалыванию березы 1-го сорта с учетом коэффициентов условий работы $R_{ск} = [R_{ск}] \cdot m_п \cdot m_в = 1{,}6 \cdot 1{,}1 \cdot 1 = 1{,}76$ МПа.

$$h_{оп} = (3 \cdot Q) / (2 \cdot b \cdot R_{ск}) = (3 \cdot 91{,}779) / (2 \cdot 21{,}5 \cdot 1{,}76/10) = 36{,}381 \text{ см}.$$

Принимаем количество досок $n = 20$.
Высота опорного сечения из 20 досок: $h_{оп} = 40$ см.
Площадь опорного сечения

$$A_{оп} = h_{оп} \cdot b = 40 \cdot 21{,}5 = 860 \text{ см}^2.$$

Высоту конькового сечения принимаем такой же, т.е. равной

$$h_{оп} : h_к = 40 \text{ см}.$$

Проверки элементов ломаноклееной рамы
Проверка напряжений при сжатии и изгибе
Сечение 2: эксцентриситет приложения сжимающего усилия:

$$e = (h - h_{оп}) / 2 = (96 - 40) / 2 = 28 \text{ см}.$$

Изгибающий момент в биссектрисном сечении 2:

$$M = M_2 – N \cdot e = 402{,}912 – 157{,}242 \cdot 28 / 100 = 358{,}884 \text{ кН·м}.$$

Для сжатой внутренней кромки, выполненной из клееной древесины, расчетное сопротивление сжатию и изгибу определяется с учетом коэффициентов $m_б$ (пункт 6.1 [4]) и $m_{сл}$ (пункт 6.2 [4]):

Расчетное сопротивление сжатию базовых пород древесины $[R_c] = 16$ МПа.

Коэффициент, учитывающий высоту сечения клееного сечения $m_b = 0{,}86$.

Коэффициент, учитывающий толщину отдельных слоев (досок) в клееном сечении $m_{сл} = 1{,}093$.

Коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания $\gamma = 1$.

Расчетное сопротивление сжатию березы 1-го сорта с учетом всех коэффициентов условий работы

$$R_c = [R_c] \cdot m_п \cdot m_в \cdot m_{сл} \cdot m_б \cdot \gamma = 16 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 0{,}86 \cdot 1{,}093 \cdot 1 = 16{,}544 \text{ МПа}.$$

Площадь сечения:

$$A = b \cdot h = 21{,}5 \cdot 96 = 2064 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления сечения:

$$W = b \cdot h^2/6 = 21{,}5 * 96^2/6 = 33024 \text{ см}^3.$$

Расчетная длина

$$l_{пр} = l_{ст} + l_р = 438,8 + 931,7 = 1370,5 \text{ см},$$

здесь $l_{ст} = 438,8$ см; $l_р = 931,7$ см.

Радиус инерции сечения:

$$r = 0,29 \cdot h = 0,289 \cdot 96 = 27,744 \text{ см}.$$

Гибкость:

$$\lambda = l_{пр}/r = 1370,5 / 27,744 = 49,398.$$

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения полурамы (табл. Е.2 [4]):

$$K_{жN} = 0,07+0,93 \cdot h_{оп} / h = 0,07 + 0,93 \cdot 40/96 = 0,458.$$

Коэффициент продольного изгиба:

$$\phi = 1 - 0.8 \cdot(\lambda / 100)^2 = 1 – 0,8 \cdot (49,398/100)^2 = 0,805.$$

С учетом коэффициента, учитывающего переменность высоты сечения, коэффициент продольного изгиба будет:

$$\phi = K_{жN} \cdot \varphi = 0,458 \cdot 0,805 = ,369.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от действия продольной сжимающей силы:

$$\xi = 1 - N / (\varphi \cdot R_с \cdot A) = 1 – 157,242 / (0,369 \cdot 16,544 \cdot 2064) = 0,988.$$

Изгибающий момент с учетом деформаций от продольной силы (изгибающий момент по деформированной схеме):

$$M_д = M / \xi = 358,884 / 0,988 = 363,243.$$

Проверка напряжений сжатия внутренней кромки карнизного узла:

$$\sigma_с = N / A + M_д / W = 157.242 / 2064 + 363,243 \cdot 100 / 33024 = 1,176 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжения

$$\sigma_с = 1,176 \text{ кН/см}^2 < 1,6544 \text{ кН/см}^2 = R_с,$$

следовательно, прочность обеспечена.

Расчетное сопротивление растяжению базовых пород древесины (ель, сосна по табл. 3 [4]) 1-го сорта для клееных элементов $[R_р] = 12$ МПа.

Расчетное сопротивление растяжению березы 1-го сорта для клееных

элементов с учетом коэффициентов условий работы

$$R_р = [R_р] \cdot m_п \cdot m_в \cdot \gamma = 12 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 1 = 13{,}2 \text{ МПа}.$$

Проверка напряжений растяжения наружной кромки карнизного узла:

$$\sigma_h = -N / A + M_l / W = -157{,}242 / 2064 + 363{,}243 \cdot 100 / 33024 = 1 / 024 \text{ кН/см}^2$$

Так как напряжения

$$\sigma_р = 1{,}024 \text{ кН/см}^2 < 1{,}32 \text{ кН/см}^2 = R_с,$$

следовательно, прочность обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования полурамы. Рама закреплена из плоскости по наружным кромкам с помощью стеновых панелей, панелей покрытия, поперечных сжатых связей. Внутренняя кромка не закреплена. Расчетная длина растянутой зоны равна длине полурамы, т.к. по всей длине отсутствуют сечения с нулевыми моментами: $l_{пр} = 1370{,}5$ см.

Площадь биссектрисного сечения:

$$A = b \cdot h = 21{,}5 \cdot 96 = 2064 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления:

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 21{,}5 \cdot 96^2 / 6 = 33024 \text{ см}^3.$$

Радиус инерции из плоскости рамы:

$$r_y = 0{,}29 \cdot b = 0{,}289 \cdot 21{,}5 = 6{,}214 \text{ см}.$$

Гибкость

$$\lambda_y = l_{пр} / r_y = 1370{,}5 / 6{,}214 = 220{,}55.$$

Коэффициент устойчивости при сжатии:

$$\varphi_y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 220{,}55^2 = 0{,}062.$$

Коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающего момента на расчетной длине (по табл. Е.3 [4]) $k_ф = 1{,}13$.

Коэффициент устойчивости при изгибе:

$$\varphi_м = (140 \cdot b^2 \cdot k_ф) / (l_{пр} \cdot h) = (140 \cdot 21{,}5^2 \cdot 1{,}13) / (1370{,}5 \cdot 96) = 0{,}556.$$

Коэффициенты $K_{жN}$ и $K_{жM}$ учитывают закрепление растянутой кромки из плоскости. При количестве закреплений более четырех оно считается

сплошным.

Угол $\beta = 52{,}5$ º.

Центральный угол ломаной части

$$\alpha_р = 2 \cdot \beta = 105 \text{ º}.$$

$$K_{жN} = 0{,}75 + 0{,}06 \cdot (l_{пр} / h)^2 + 0{,}6 \cdot \alpha_р \cdot l_{пр} / h =$$
$$= 0{,}75 + 0{,}06 \cdot (1370{,}5 / 96)^2 + 0{,}6 \cdot 1{,}833 \cdot 1370{,}5 / 96 = 28{,}679.$$
$$K_{жM} = 0{,}142 \cdot l_{пр} / h + 1{,}76 \cdot h / l_{пр} + 1{,}4 \cdot \alpha_р =$$
$$= 0{,}142 \cdot 1370{,}5 / 96 + 1{,}76 \cdot 96 / 1370{,}5 + 1{,}4 \cdot 1{,}833 = 4{,}717.$$

Проверка устойчивости полурамы:

$$N / (\varphi_у \cdot K_{жN} \cdot R_с \cdot A) + M_д / (\varphi_м \cdot K_{жM} \cdot R_и \cdot W) =$$
$$= 157{,}242 / (0{,}062 \cdot 28{,}679 \cdot 16{,}544 / 10 \cdot 2064) + 363{,}243 \text{ x}$$
$$\text{x } 100 / (0.556 \cdot 4{,}717 \cdot 16{,}544 / 10 \cdot 33024) = 0{,}279 < 1.$$

Условие выполняется, следовательно, устойчивость полурамы обеспечена.

Общая устойчивость плоской формы деформирования полурамы обеспечена при наличии связей по контуру в виде трехслойных панелей

Задания для индивидуального выполнения

Задание 7.1.

Требуется рассчитать ломаноклеенную раму. Рама имеет пролет L, высоту в коньке f. Шаг рам B. Здание 2 уровня ответственности. Коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1$. Кровля – утепленная из клеефанерных панелей.

Исходные данные для самостоятельного решения приять по данным таблицы 7.6.

Т а б л и ц а 7.6

Номер варианта	Характеристики рамы			Шаг рам, В, м	Район строительства
	Пролет L, м	Высота в коньке f, м	Угол наклона ригеля, α, °		
1	18,0	6,9	15	6,0	Краснодар
2	18,6	6,7	17	9,0	Ставрополь
3	18,9	9,0	20	6,0	Ростов-на-Дону
4	21,0	9,1	21	6,6	Элиста
5	21,3	9,3	22	9,6	Калуга
6	21,6	9,5	23	3,0	Липецк
7	21,9	7,5	15	12,0	Саратов
8	24,0	7,7	17	6,0	Казань
9	24,3	7,9	19	12,0	Симферополь
10	24,6	6,9	22	6,3	Астрахань
11	24,9	6,7	25	6,6	Краснодар

12	27,0	9,0	27	6,9	Ставрополь
13	27,3	9,3	29	9,0	Ростов-на-Дону
14	27,6	9,5	15	9,3	Элиста
15	27,9	9,9	17	9,6	Калуга
16	15,0	10,0	19	9,9	Саратов
17	15,3	10,3	21	12,0	Казань
18	15,6	9,0	23	6,0	Симферополь
19	15,9	6,9	25	6,6	Астрахань
20	12,0	6,5	27	9,0	Архангельск

Контрольные вопросы

1. Что такое деревянные рамы?
2. Какие достоинства и области применения имеют деревянные рамы?
3. Какие конструкции имеют безраскосные клеедеревянные рамы?
4. Как определяется снеговая нагрузки при расчете деревянных рам?
5. В чем заключается геометрический расчет рам?
6. В чем заключается статический расчет рам?

Список литературы: [3, 4, 6, 9].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 8. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННОЙ КЛЕЕНОЙ КОЛОННЫ, ЖЕСТКО ЗАЩЕМЛЕННОЙ В ФУНДАМЕНТЕ. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ОПОРНОГО УЗЛА ЖЕСТКОГО ЗАЩЕМЛЕНИЯ КОЛОННЫ В ФУНДАМЕНТЕ ИЗ НАКЛОННО ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

Цель занятия: изучить конструирование и расчет деревянной клееной колонны, жестко защемленной в фундаменте. Конструирование и расчет опорного узла жесткого защемления колонны в фундаменте из наклонно вклеенных стержнях.

Теоретический материал

В зданиях с несущими деревянными конструкциями покрытия индустриального изготовления (балки, фермы), опорными конструкциями являются стены и колонны. Чаще применяются клееные деревянные колонны. Реже составные из брусьев. Высота сечения наружных колонн $h = 1 / 16 \div 1 / 12$ длины колонн, а ширина $b = h / 4 \div h / 2$.

Для внутренних колон допускается квадратное сечение.

Клеедеревянные колонны являются конструкциями исключительно заводского изготовления. Их формы и размеры определяются только назначением, величинами действующих нагрузок, расчетом и не зависят от ограничений сортамента досок, применяемых для их склеивания. Размеры сечений могут превышать сечения по сортаменту, а их длины достигать 10,0 м.

Клеедеревянные колонны могут иметь квадратное и прямоугольное сечения, постоянное и переменное по длине. Возможно также изготовление

клеедеревянных стоек круглого сечения (рис. 8.1). Трудоемкость изготовления и стоимость этих стоек значительно выше, чем цельнодеревянных, но они могут обладать большей несущей способностью.

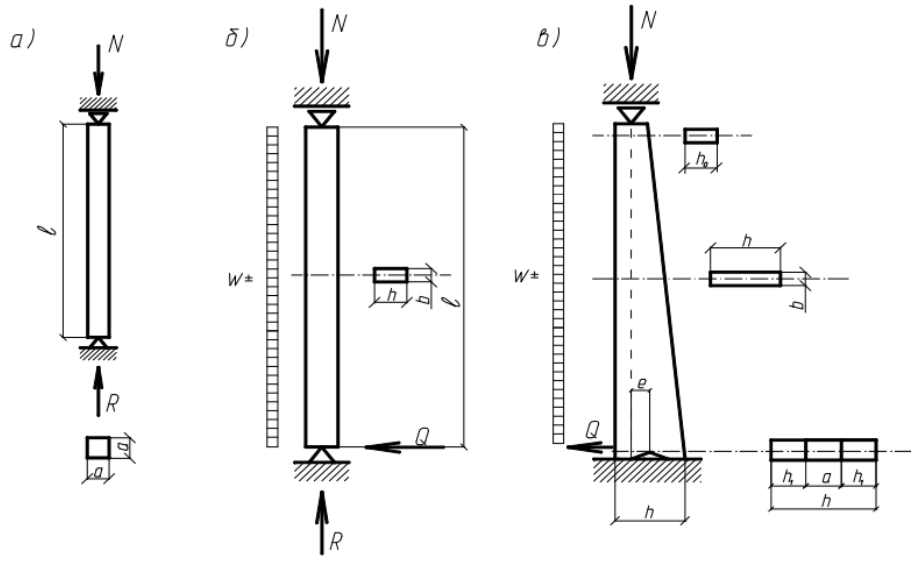


Рис. 8.1. Клеедеревянные колонны:
а – постоянного квадратного сечения; б – постоянного прямоугольного сечения; в – переменного прямоугольного сечения

Основы расчета деревянных колонн

Расчет колонн по прочности производится по формуле сжато-изгибаемого элемента независимо от того, составная колонна или состоящая из цельного элемента:

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M^{д}}{\xi \cdot W_{\text{расч}}} \le R_c, \tag{8.1}$$

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

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}}. \tag{8.2}$$

Коэффициент продольного изгиба φ определяется по формулам:
при гибкости колонны $\lambda < 70$

$$\varphi = 1 - 0{,}8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2; \tag{8.3}$$

при гибкости $\lambda > 70$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}. \tag{8.4}$$

При этом гибкости цельного и составного элементов определяются по-разному (см. п. 4.4-4.7 [4]):

– цельного элемента

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r}; \tag{8.5}$$

– составного элемента

$$\lambda = \sqrt{\left(\lambda_y \cdot \mu_y\right)^2 + \lambda_1^2}\ ; \tag{8.6}$$

Расчетный момент сопротивления определяется по формулам:

$$W_{расч} = W_{нт}\ ;\ W_{расч} = \kappa_w\, W_{нт}\ ; \tag{8.7) и (8.8}$$

Значения коэффициентов κ_w приведены в таблице 13 [4].

При определении $W_{расч}$ руководствуются п. 4.9 [4].

Сжато-изгибаемые стойки должны быть также проверены на устойчивость плоской формы деформирования по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_д}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}}\right)^n \le 1{,}0, \tag{8.9}$$

где $M_д$ – изгибающий момент, определяемый по п. 4.17 [4],

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

$W_{бр}$ – максимальный момент сопротивления брутто на участке;

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

$n = 1$ – для элементов, имеющих закрепления;

ϕ – коэффициент продольного изгиба, определяемый для гибкости участка элемента с расчетной длиной в плоскости деформирования;

$\varphi_м$ – коэффициент, который определяется по формуле 23 п. 4.14 [4].

Как правило, в колоннах со стороны растянутой от момента кромки

имеются закрепления из плоскости деформирования в виде прогонов или стеновых панелей. В связи с этим коэффициент $\varphi_м$ следует умножать на коэффициент $K_{ПМ}$, определяемый по формуле 24 [4], а φ – на коэффициент $K_{ПN}$ по формуле 34 [4].

Для составных колонн необходимо определить количество горизонтальных связей для крепления его ветвей:

$$n_c \geq \frac{1,5M^{д} \cdot S_{бр}}{T_{\min} \cdot I_{бр}}, \tag{8.10}$$

где $S_{бр}$ – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения относительно нейтральной оси;

$I_{бр}$ – момент инерции брутто поперечного сечения колонны;

$T_{\min}$ – расчетная несущая способность одной связи в данном шве;

$M^{д}$ – изгибающий момент, определяемый из расчета по деформированной схеме.

Колонны, жестко закрепленные в фундаментах и шарнирно соединенные с ригелем, образуют поперечную раму каркаса здания. На раму действует система вертикальных и горизонтальных (ветровая нагрузка) нагрузок. При действии горизонтальных нагрузок колонны, соединенные с ригелем, работают совместно. Такая рама представляет собой один раз статически неопределимую систему. За лишнюю неизвестную принимают силу X, приложенную на уровне верха колонн по оси нижнего пояса ригеля (рис. 8.2).

При определении неизвестной X считается, что жесткость ригеля $E\,I_р \approx \infty$.

Тогда отклонения верха левой и правой колонн можно приравнять $f_л = f_п$.

Для расчетной схемы, представленной на рис. 8.2, значения $f_л$ и $f_п$ определяются как для защемленных консольных балок, и будут равны:

$$f_{л} = \frac{W_1 \cdot H^3}{3 \cdot EI} + \frac{q_1 \cdot H^4}{8 \cdot EI} - \frac{x \cdot H^3}{3 \cdot EI};$$

$$f_{п} = \frac{W_2 \cdot H^3}{3 \cdot EI} + \frac{q_2 \cdot H^4}{8 \cdot EI} - \frac{x \cdot H^3}{3 \cdot EI}. \tag{8.11 и 8.12}$$

Из равенства $f_л = f_п$ получим:

$$x = \frac{W_1 - W_2}{2} + \frac{3 \cdot H}{16} \cdot (w_1 - w_2) \tag{8.13}$$

где w_1, w_2 – погонные горизонтальные ветровые нагрузки, соответственно со стороны активной и заветренной частей здания;

W_1, W_2 – сосредоточенные ветровые нагрузки, активная и отрицательная с вертикальной части ригеля (фермы), которые приложены на уровне верха стоек.

Расчетный изгибающий момент в основании колонн равен:

$$M = \frac{w_1 \cdot H^2}{2} + W_1 \cdot H - x \cdot H. \qquad (8.14)$$

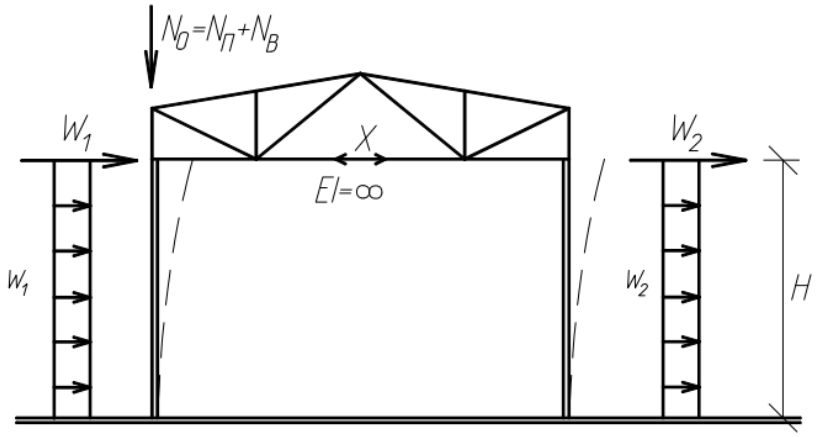


Рис.8.2. Расчетная схема поперечного сечения деревянного здания

Пример расчета дощатоклееной колонны

Проверить несущую способность клееной стойки сечением 528 х 142мм, склеенной из досок толщиной 44 мм. N_{max} / N_{min} = 75 / 50 кН, M = 62 кНм, высота стойки 5000 мм, шаг постановки связей 5000 мм, материал — сосна 2-го сорта.

Также проверить устойчивость плоской формы деформирования стойки и запроектировать жесткий узел сопряжения колонн с фундаментом согласно рис. 8.3.

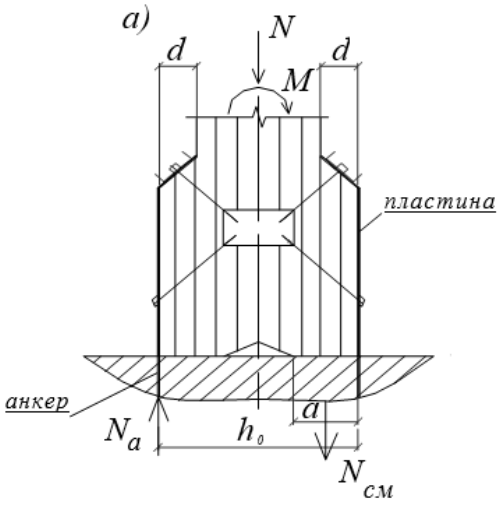


Рис. 8.3 Жесткий узел сопряжения стойки с фундаментом

Решение

Расчетные характеристики для материала клееной стойки принимаем по табл. 3 [5]

$$Rc' = m_б \cdot m_{сл} \cdot R_c = 1 \cdot 0{,}95 \cdot 13 = 12{,}35 \text{ МПа}$$

где $m_б$, $m_{сл}$ — коэффициенты по табл. 7, 8 [5];

R_c = 13 МПа — по табл.3 [5], для сосны 2-го сорта.

Геометрические характеристики сечения стойки:

$$A = b \cdot h = 14{,}2 \cdot 52{,}8 = 749{,}66 \text{ см}^2.$$
$$W = b \cdot h^2 / 6 = 14{,}2 \cdot 52{,}8^2 / 6 = 6598 \text{ см}^3.$$

Гибкости стойки в плоскости и из плоскости рамы соответственно равны:

$$\lambda_x = l_{ox} / 0{,}289\, h = (2{,}2 \cdot 500) / (0{,}298 \cdot 52{,}8) = 72;$$
$$\lambda_y = l_{oy} / 0{,}289\, b = 500 / (0{,}298 \cdot 14{,}2) = 121{,}8 \approx [120].$$

При значительном превышении $\lambda_y > \lambda_{пр} = [120]$, следует установить дополнительные связи (распорки) из плоскости стойки, уменьшив расчетную длину l_{oy} или увеличить размер сечения b, что менее рационально.

Подсчитываем коэффициент ξ:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_x^{\,2} N}{3000 A R'_c} = 1 - \frac{72^2 \cdot 75 \cdot 10}{3000 \cdot 749{,}76 \cdot 12{,}35} = 0{,}860.$$

Проверяем несущую способность стойки

$$\frac{75 \cdot 10}{749{,}76} + \frac{62 \cdot 10^3}{0{,}86 \cdot 6598} = 1{,}0 + 10{,}92 = 11{,}92 МПа < R'_c = 12{,}35\ МПа.$$

Прочность стойки обеспечена.

Проверяем устойчивость стойки из плоскости рамы

$$\frac{75 \cdot 10}{746{,}79} = 1 МПа < \varphi_y R'_c = 0{,}2 \cdot 12{,}35 = 2{,}48\ МПа,$$

где

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{121{,}8^2} = 0{,}2.$$

Устойчивость обеспечена.

Несущая способность стойки обеспечена.

2. Проверяем устойчивость плоской формы деформирования стойки.

$$\frac{N}{\varphi_y R_c A}+\left(\frac{M}{\xi W \varphi_M R'_И}\right)^n=\frac{75\cdot 10}{0{,}2\cdot 130\cdot 749{,}76}+\left(\frac{62\cdot 10^3}{0{,}86\cdot 6598\cdot 2{,}46\cdot 123{,}5}\right)^2=0{,}04\le 1,$$

где

$$\varphi_y=\frac{3000}{\lambda_y^2}=\frac{3000}{121{,}8^2}=0{,}2.$$

Коэффициент $k_ф$ принимается как для консольного стержня по прил.4 табл.2 [5].

Если устойчивость стойки из плоскости рамы не обеспечена, то необходимо ввести точки закрепления по поверхности стойки сначала посередине, при этом $l_р$ = Н/2 и т.д., пока устойчивость стойки не будет обеспечена.

Устойчивость плоской формы деформирования стойки обеспечена.

3. Запроектируем жесткий узел сопряжения колонн с фундаментом согласно рис. 8.3.

Нижнюю часть колонны уширяем путем приклеивания к ней с каждой стороны по две доски, т.е. принимаем d = 88 мм. Вырез в нижней части колонны делаем таким, чтобы получить опорную часть a = 140 мм > d = 88 мм. Тогда плечо сил

$$h_0=h+2d-\frac{a}{2}=528+2\cdot 88-\frac{140}{2}=634мм.$$

Усилие в анкере

$$N_a=-\frac{50}{2}+\frac{62}{0{,}634}=72{,}79кН\ .$$

Максимальное усилие смятия

$$N_{см}=-\frac{75}{2}-\frac{62}{0{,}634}=135{,}79кН\ .$$

Знак «-» характеризует напряженное состояние смятия и в дальнейших расчетах сила N принимается по абсолютной величине.

Проверяем смятие торца колонны:

$$\sigma_{см}=\frac{N_{см}}{A_{см}}=\frac{135{,}79\cdot 10}{14\cdot 14{,}2}=6{,}8МПа<R^б_c=7{,}5МПа\ ,$$

где $R_{бс}$ — расчетное сопротивление сжатию бетона фундамента (класс В12,5).

Прочность обеспечена.

По усилию в анкере подбираем его требуемую площадь

$$A_{тр} = \frac{N_a}{\gamma_c R_y} = \frac{72{,}79 \cdot 10}{0{,}85 \cdot 220} = 3{,}89 см^2 .$$

Принимаем анкер из полосы сечением 8 х 100мм:

$$A = 0{,}8 \times 10 = 8 \text{ см}^2 > A_{тр}$$

Определяем усилие в наклонном (под углом а = 45 °) болте:

$$N_б = \frac{N_a}{2 \sin 45^0} = \frac{72{,}79}{2 \cdot 0{,}707} = 51{,}47 кН .$$

Принимаем болт диаметром 24 мм (A = 4,52 см^2, $A_{нт}$=3,16 см^2).

Проверяем его прочность:

$$\sigma = \frac{N_б}{0{,}85 \cdot 2 A_{нт}} = \frac{51{,}47 \cdot 10}{0{,}85 \cdot 2 \cdot 3{,}16} = 95{,}8 МПа < R_y \gamma_c = 220 МПа .$$

Прочность обеспечена.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 8.1.

Проверить несущую способность клееной стойки сечением b x h, склеенной из досок толщиной 44 мм. N_{max} / N_{min} = 75 / 50 кН, М = 62 кНм, высота стойки Н.

Также проверить устойчивость плоской формы деформирования стойки и запроектировать жесткий узел сопряжения колонн с фундаментом согласно рис. 8.3.

Исходные данные для самостоятельного решения приять по данным таблицы 8.1.

Т а б л и ц а 8.1

№ вари-анта	Усилия		Размеры сечения, мм		Высота стойки, мм	Шаг постано-вки связей, мм	Материал и сорт древесины
	N_{max} / N_{min}, кН	M, кН	h	b			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	80 / 50	60	572	168	5500	5500	сосна, 2 с.
2	78 / 56	64	748	192	6500	3250	кедр, 2 с.
3	82 / 54	66	660	192	6000	3000	пихта, 2с
4	66 / 48	54	704	168	6300	3150	лиственница, 2с.

5	74 / 55	65	616	142	5500	2750	кедр, 2с.
6	70 / 52	58	792	142	6000	3000	ель, 2с.
7	68 / 52	56	704	168	6200	3100	пихта, 2с
8	65 / 45	52	836	192	7000	3500	лиственница, 1с.
9	77 / 58	63	484	142	5800	2900	ель, 1с.
10	80 / 50	60	616	142	7000	3500	сосна, 2с.

Контрольные вопросы

1. Как работают и рассчитываются цельнодеревяные стойки?
2. Как работают и рассчитываются дощатоклееные стойки квадратного и прямоугольного сечения?
3. Как работают и рассчитываются дощатоклееные стойки переменного сечения?
4. Как конструируются и рассчитываются жесткие крепления дощатоклееных стоек переменного сечения к фундаментам?
5. Какую конструкцию имеют брусчатые решетчатые стойки?
6. Как работают и рассчитываются решетчатые стойки?
7. Как и конструируются и работают крепления решетчатых стоек к фундаментам?

Список литературы: [3, 4, 5, 9].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 9. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ДОЩАТОГО НАСТИЛА

Цель занятия: изучить конструирование и расчет дощатого настила

Теоретический материал:

Настилы применятся в качестве основания под кровли из рулонных материалов. Под рулонные неутепленные кровли выполняются двойные настилы: верхний защитный слой из досок толщиной 1622 мм и шириной не более 100 мм, укладываемый под углом 30÷45 ^{o} к нижнему; нижний рабочий слой из досок толщиной 1932 мм (по расчету) и шириной 100÷150 мм, которые для лучшего проветривания укладывают с зазором 20÷150 мм. Оба слоя прошиваются гвоздями и ими же крепятся к прогонам или к скатным брусьям.

В отапливаемых зданиях для укладки утеплителя применяют одинарный настил. Доски по ширине соединяют впритык, в четверть или с зазором, в зависимости от типа теплоизоляционного материала.

При выполнении рабочего настила следует иметь в виду, что доски должны иметь длину, достаточную для перекрытия не менее двух пролетов.

Расчет настилов

Расчету подлежит только рабочий слой настила, который рассчитывается на прочность и прогиб и при этом условно рассматривается как двухпролетная неразрезная балка с пролетами l, равными шагу прогонов. Настилы следует рассчитывать согласно п. 7.4.2 [3] на следующие сочетания нагрузок:

- а) постоянная и временная от снега (расчет на прочность и прогиб);

- б) постоянная и временная от сосредоточенного груза 1 кН с коэффициентом надежности, равным $f = 1,2$ (расчет только на прочность).

При сплошном одинарном настиле или при разреженном настиле с расстоянием между осями досок не более 150 мм, нагрузку от сосредоточенного груза следует передавать на две доски, а при расстоянии более 150 мм - на одну доску. При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) или при одинарном настиле с распределительным диагональным бруском сосредоточенный груз следует распределять на ширину 500 мм рабочего настила.

Расчетная схема настила показана на рис. 9.1.

Изгибающие моменты и относительный прогиб:

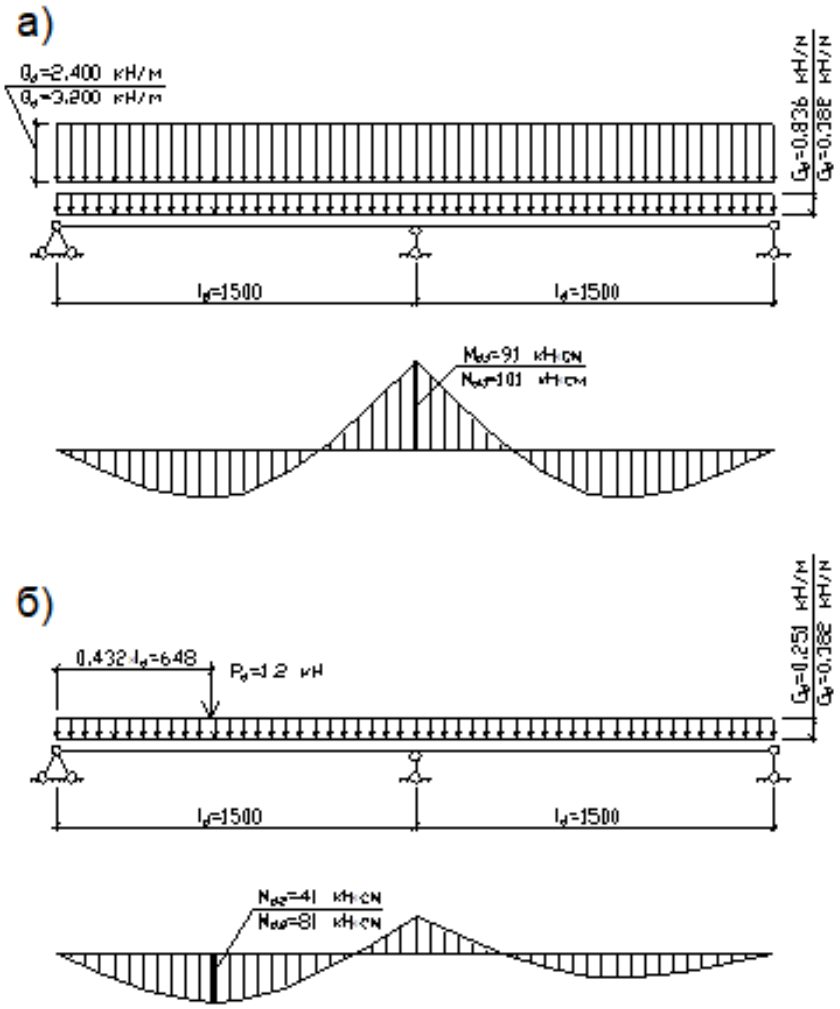
$$M_{d,1} = \frac{(G_d + Q_d) \times l_d^2}{8} \qquad (9.1)$$

$$M_{d,2} = 0,07 \times G_d \times l_d^2 + 0,207 \times P_d \times l_d, \qquad (9.2)$$

где

$$P_d = P_{kf} \qquad (9.3)$$

$$u_{max}/l_d = \frac{2,13 \times (G_k + Q_k) \times l_d^3}{384 \times E_0 \times l_d} \le \left[u_{max}/l_d\right], \qquad (9.4)$$



а) при первом сочетании нагрузок; б) при втором сочетании нагрузок.

Рис. 9.1 Расчётная схема настила (подписи над чертой – к примеру 2, подписи под чертой – к примеру 1)

Прочность проверяют по формуле:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \le 1 \, \sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_d} \, . \qquad (9.5)$$

Принимаем расчетное сопротивление изгибу для древесины сосны 3-го сорта $f_{m,d}$ = 13 МПа (п. 6.1.4.3 [4]), значение предельного относительного прогиба – принимается по данным таблиц [3].

Примеры решения

Пример 9.1

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под неутепленную трехслойную рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом L = 20 м с расчётной высотой 3,125 м, установленным с шагом B = 3,8 м. Класс условий

эксплуатации – 3, класс ответственности здания – II, район строительства по снегу – VI. Древесина – пихта 3-го сорта.

Для холодной кровли по прогонам принимаем двойной настил, состоящий из защитного слоя досок толщиной 19 мм, шириной 100 мм и рабочего слоя из досок шириной 150 мм, толщиной 32 мм, уложенных с зазором 100 мм. Принимаем шаг прогонов равным 1,5 м.

Рассмотрим коньковый участок покрытия, где угол наклона 0. Поэтому при определении нагрузки можно считать, что вес на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия равен весу, приходящемуся на 1 м^2 поверхности покрытия. Нагрузки на настил вычисляем в табличной форме.

Т а б л и ц а 9.1

Нагрузки на 1 м^2 двойного настила

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэфф. надежности по нагрузке, f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
кН/м2	0,100	1,3	0,130
кН/м2	0,114	1,1	0,125
Рулонная кровля	0,115	1,1	0,127
Защитный настил 0,019600/100*	G_k=0,329	G_d=0,382	

В таблице 9.1:

100* – коэффициент для определения нагрузки в кН;

0,1 кН/м^2 - нормативная нагрузка от рулонной кровли согласно главе 4 [10];

коэффициент надежности по нагрузке f принят согласно данным таблицы 1 [2];

плотность древесины пихты для 3 класса условий эксплуатации принята согласно данным таблицы 6.2 [4].

Для VI снегового района S_0=2,5 кН/м^2 (табл. 4 [3]). Согласно п. 5.1 [3] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия:

$$Q_k = S_{01} = 2,5 \cdot 0,8 = 2,0 \text{ кПа},$$

где 1 = l / (8f) = 20 / (83,125) = 0,8 – коэффициент, учитывающий форму покрытия (прил. 3, схема 2 [3]),

здесь f = 1/6,4 l = 3,125 м – в данном случае высота фермы при принятом соотношении f / l = 6,4.

При G_k / S_0 = 0,329/2,5 = 0,132 < 0,8 – коэффициент надежности для снеговой нагрузки f = 1,6 согласно п. 5.7 [3].

Тогда $Q_d = Q_{kf}$ = 2,0 · 1,6 = 3,2 кПа.

Для расчета принимаем полосу настила шириной b_d = 1 м.

Нагрузки на 1 погонный метр расчетной полосы равны:

$$F_л = (G_л + Q_к) \cdot b_в = (0{,}329+2{,}0) \cdot 1 = 2{,}329 \text{ кН/м};$$
$$F_в = (G_в + Q_в) \cdot b_в = (0{,}382+3б2) \cdot 1 = 3{,}582 \text{ кН/м}.$$

В соответствии с п. 7.4.2.1 [3] рассчитываем настил как двухпролетную балку по одному из двух сочетаний нагрузок (рис. 9.1).

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок (рис. 9.1 а):

$$M_{d,1} = l_d / 8 = 3{,}582 \cdot 1{,}5^2 /8 = 1{,}01 \text{ кНм} = 101 \text{ кНсм},$$

где $l_d = 1{,}5$ м – расчётный пролёт настила.

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок (рис. 9,1 б):

$$M_{в,2} = 0{,}07 \cdot G_в + 0{,}207 \cdot P_в l_в = 0{,}07 \cdot 0{,}382 \cdot 1{,}5^2 + 0{,}207 \cdot 2{,}4 \cdot 1{,}5 = 0{,}81 \text{ кНм} = 81 \text{ кНм}.$$

где $P_d = P_{kf} / 0{,}5 = 11{,}2 / 0{,}5 = 2{,}4$ кН – сосредоточенная нагрузка в соответствии с пп. 7.4.2.1, 7.4.2.2 [3].

Так как

$$k_{mod,1} M_{d,2} = 0{,}95 \cdot 81 = 76{,}95 \text{ кН·см};$$
$$k_{mod,2} M_{d,1} = 1{,}05 \cdot 101 = 106{,}05 \text{ кН·см},$$

толщину настила определяем при первом сочетании нагрузок,

где $k_{mod,1} = 0{,}95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [3]);

$k_{mod,2} = 1{,}05$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки (табл. 6.4 1).

Если $k_{mod,1} M_{d,2} > k_{mod,2} M_{d,1}$, то толщину настила надо определять при втором сочетании нагрузок.

Требуемый момент сопротивления согласно формуле (9.5) равен:

$$W_d^{тр} = M_d / f_{m,d} = 101/1{,}04 = 97{,}1 \text{ см}^3,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d} k_x k_{mod} / n = 130{,}8 \cdot 0{,}95/0{,}95 = 10{,}4$ МПа $= 1{,}04$ кН/см^2,

здесь $f_{m,d} = 13$ МПа $= 1{,}3$ кН/см^2 – расчетное сопротивление изгибу для элементов настила из древесины сосны 3-го сорта (п.6.1.4.3 [1]);

$k_x = 0{,}8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [4]);

$k_{mod} = 0{,}95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [4]);

$n = 0{,}95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса

ответственности здания (стр. 34 [2]).

Принимаем зазор между кромками досок b_0 = 10 см, тогда:

$$W_d = \frac{100 \times b \times \delta^2}{(b + b_0) \times 6} = \frac{100 \times 15{,}0 \times 3{,}2^2}{(15{,}0 + 10) \times 6} = W_d^{тр} = 102{,}4 \text{ см}^3,$$

что больше, чем 97,1 см^3.

Определяем запас прочности в соответствии с формулой (9.5):

$$m,d = M_d / W_d = 101 / 102{,}4 = 0{,}986 \text{ кН/см}^2;$$

$m,d / f_{m,d}$ = 0,986 / 1,04 = 0,948 < 1 (запас прочности составляет 5,2 %, что допустимо).

Проверка на жесткость

Определяем относительный прогиб настила от нормативной нагрузки по формуле (9.4):

$$u_{max}/l_d = \frac{2{,}13 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n}{384 \times E_0 \times I_d} = \frac{2{,}13 \times 0{,}02329 \times 0{,}95 \times 150^3}{384 \times 0{,}95 \times 10^3 \times 163{,}8} = 1/376 < [1/127{,}5],$$

где: F_k = 2,329 кН/м = 0,02329 кН/см – полная нормативная нагрузка (см. табл. 9.1);

$E_0 = 10^4 \, k_{mod} = 10^4 \cdot 0{,}95 = 0{,}95 \cdot 10^4$ МПа $= 0{,}95 \cdot 10^3$ кН/см^2 – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$_dW_d 102{,}4 \cdot 3{,}2/2 = 163{,}8 \text{ см}^4;$$

1/127,5 – предельный относительный прогиб для l_d = 1,5 м, табл. 19 [3].

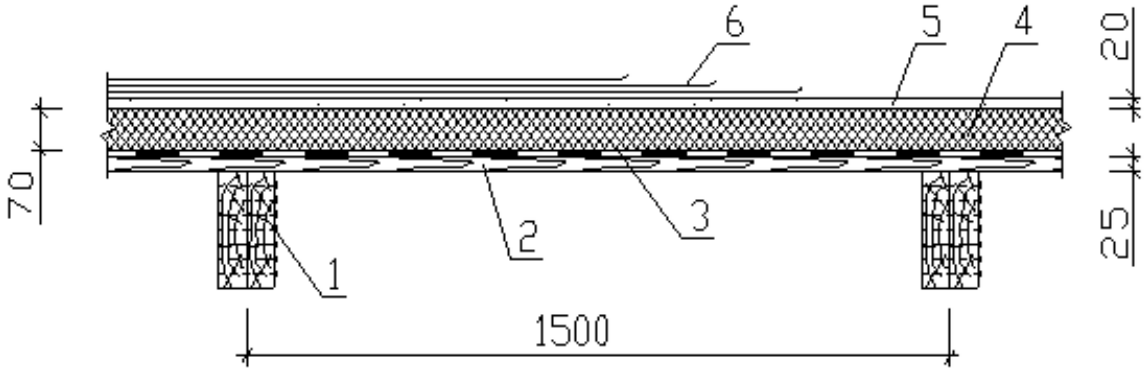
Для второго сочетания нагрузок проверка на жёсткость не производится.

Пример 9.2.

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под утепленную рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом L = 12,0 м, установленным с шагом B = 4,6 м. Класс условий эксплуатации – 1, класс ответственности здания – II, район строительства по снегу – V. Древесина – кедр сибирский 3-го сорта.

Кровля рулонная по цементно-песчаной стяжке толщиной 20 мм, плотностью 1800 кг/м^3. Утеплитель толщиной 70 мм, плотностью 100 кг/м^3. Принимаем шаг прогонов равным 1,5 м.

Для утепленной кровли принимаем сплошной одинарный настил из досок предварительно толщиной 22 мм. Конструкция покрытия показана на рисунке 8.2.



1 – прогон; 2 – настил; 3 – пароизоляция из толя; 4 – утеплитель;
5 – цементно-песчаная стяжка; 6 – рулонная кровля (3 слоя стеклоизола)

Рис. 9.2 Конструктивная схема крыши

Нагрузки на настил определяем в табличной форме (таблица 9.2).

Т а б л и ц а 9.2

Нагрузки на настил, кН/м^2

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, $_f$	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Рулонная кровля	0,10	1,3	0,13
Цементно-песчаная стяжка 0,021800/100*	0,36	1,3	0,468
Утеплитель 0,1070/100*	0,07	1,3	0,091
Пароизоляция	0,02	1,3	0,026
Настил 0,022500/100*	0,11	1,1	0,121
ИТОГО:	$G_k = 0,66$	$G_d = 0,836$	

В таблице 9.2:

100* – коэффициент для определения нагрузки в кН;

0,1 кН/м^2 – нормативная нагрузка от рулонной кровли согласно главе 4 [10];

коэффициент надежности по нагрузке f принят согласно табл. 1 [2];

плотность древесины кедра сибирского для 1 класса условий эксплуатации принята согласно табл. 6.2 [1].

Для V снегового района $S_0 = 2,0$ кН/м^2 (табл. 4 [2]).

Согласно п. 5.1 [2] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия:

$$Q_k = S_{01} = 2,0 \cdot 0,75 = 1,5 \text{ кПа},$$

где $l = l / (8f) = 12 / (8 \cdot 2,0) = 0,75$ – коэффициент, учитывающий форму покрытия (прил. 3, схема 2 [3]),

здесь $f = 1 / 6l = 2{,}0$ м – в данном случае высота фермы.

При $G_k / S_0 = 0{,}66 / 2{,}0 = 0{,}33 < 0{,}8$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки $f = 1{,}6$ согласно п.5.7 [3].

Тогда $Q_d = Q_{kf} = 1{,}51{,}6 = 2{,}40$ кПа.

Расчет по первому сочетанию нагрузок (рис. 9.1, а).

Для расчета принимаем полосу настила шириной $b_d = 1$ м на горизонтальном (коньковом) участке покрытия.

Нагрузки на 1 погонный метр расчетной полосы равны:

$$F_k = (G_k + Q_k) \cdot b_d = (0{,}66 + 1{,}5)\ 1 = 2{,}16 \text{ кН/м};$$
$$F_d = (G_d + Q_d) \cdot b_d = (0{,}836 + 2{,}40)\ 1 = 3{,}236 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_d = F_d / 8 = 3{,}2361{,}5^2 / 8 = 0{,}91 \text{ кНм} = 91 \text{ кНсм}.$$

Определим толщину настила из условия прочности по формулам (7.21) и (7.22) [7].

Требуемый момент сопротивления при

$$f_{m,d} = f_{m,d}\, k_x\, k_{mod} / n = 13 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}05 / 0{,}95 = 12{,}93 \text{ МПа} = 1{,}293 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{m,d} = 13$ МПа – расчётное сопротивление изгибу настила из древесины сосны 3-го сорта согласно п. 6.1.4.3 [1];

$k_x = 0{,}9$ – переходной коэффициент для кедра сибирского, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);

$k_{mod} = 1{,}05$ – коэффициент условий работы для 1 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [3]);

$n = 0{,}95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [3]).

$$W_d^{тр} = M_d / f_{m,d} = 91 / 1{,}293 = 70{,}4 \text{ см}^3,$$

Определяем толщину настила при $b_d = 100$ см:

$$\delta = \sqrt{\frac{6 \times W_d^{тр}}{b_d}} = \sqrt{\frac{6 \times 70{,}4}{100}} = 2{,}06 \text{ см}.$$

По сортаменту [7] принимаем 22 мм.

Определяем запас прочности:

$$W_d = b^2 \cdot 6100 \cdot 2{,}2^2 \cdot 6 = 80{,}7 \text{ см}^3;\ M_{dв} = M_в \cdot W_в = 91 \cdot 80{,}7 = 1{,}128 \text{ кН·см}^2;$$
$$_{m,d}/f_{m,d} = 1{,}128 / 1{,}293 = 0{,}872 < 1$$

(запас прочности составляет 12,8 %, что допустимо).

Проверяем относительный прогиб:

$$u_{max}/l_d = \frac{2{,}13 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n}{384 \times E_0 \times k_{mod} \times l_d} = \frac{2{,}13 \times 0{,}0216 \times 0{,}95 \times 150^3}{384 \times 1{,}05 \times 10^3 \times 88{,}7} = 1/242 < [1/127{,}5],$$

где

$$E_0 = 10^4\, k_{mod} = 10^4 \cdot 1{,}05 = 1{,}0510^4\ \text{МПа} = 1{,}05 \cdot 10^3\ \text{кН/см}^2$$

– модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [4];

$$d\, b_d^3 = 121002{,}2^3/12 = 88{,}7\ \text{см}^4;$$

где *1* / 127,5 – предельный относительный прогиб для $l_d = 1{,}5$ м, табл. 19 [3].

Расчет по второму сочетанию нагрузок (рис. 2.1, б).

Принимаем доски шириной b = 150 мм. Тогда сосредоточенный груз передается на две доски и $b_d = 2b = 30$ см.

Произведем подсчет нагрузок на 1 погонный метр расчетной полосы настила (две доски) от собственной массы настила: $G_d = 0{,}836 \cdot 0{,}3 = 0{,}251$ кН/м.

Сосредоточенная нагрузка $P_d = P_{kf} = 11{,}2 = 1{,}2$ кН (п. 7.4.2.1 [3]).

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок от действия сосредоточенной нагрузки, распределенной на две доски настила, и собственного веса настила.

$$M_d = 0{,}07\, G_d + 0{,}207\, P_d\, l_d = 0{,}070 \cdot 2511{,}5^2 + 0{,}207 \cdot 1 \cdot 21{,}5 = 0{,}41\ \text{кНм} = 41\ \text{кНсм}.$$

Определяем запас прочности:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} = 41 / 24{,}2 = 1{,}69\ \text{кН/см}^2 = 16{,}9\ \text{МПа},$$

где $W_d = b_d^2 / 6 = 302{,}2^2/6 = 24{,}2$ см^3;

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 16{,}9 / 14{,}78 = 1{,}14 > 1,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d}\, k_x\, k_{mod} / n = 130{,}9 \cdot 1{,}2 / 0{,}95 = 14{,}78$ МПа,

здесь k_{mod} = 1,2 – коэффициент условий работы для 1 класса условий эксплуатации при учёте монтажной нагрузки (табл. 6.4 [3]).

В связи с тем, что условие прочности не выполняется, увеличиваем

толщину доски до 25 мм.

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$$

Тогда:

$$W_d = 302{,}5^2/6 = 31{,}25 \text{ см}^3,$$

$$m,\ d = M_d / W_d = 41 / 31{,}25 = 1{,}31 \text{ кН/см}^2 = 13{,}1 \text{ МПа}, = 13{,}1/14{,}78 = 0{,}886 < 1.$$

Запас прочности составляет 11,4 %, поэтому оставляем принятое сечение досок.

Задания для индивидуального выполнения

Задание 9.1.

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под утепленную рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом *L,* м, установленным с шагом *B*, м.

Кровля рулонная по цементно-песчаной стяжке толщиной 20 мм, плотностью 1800 кг/м^3. Утеплитель толщиной 70 мм, плотностью 100 кг/м^3. Шаг прогонов равным *l*, м.

Для утепленной кровли принимаем сплошной одинарный настил из досок предварительно толщиной 22 мм. Конструкция покрытия показана на рисунке 9.2.

Исходные данные для самостоятельного решения приять по данным таблицы 9.3.

Т а б л и ц а 9.3

Номер варианта	Пролет фермы, *L*, м	Шаг ферм *B*, м	Шаг прогонов покрытия *l*, м,	Район строительства по снегу	Древесина	
					порода	сорт
1	15,0	5,0	1,2	I	береза	1
2	12,0	5,2	1,5	II	бук	1
3	18,0	5,3	1,5	I	кедр	2
4	15,5	5,9	1,25	II	сосна	2
5	18,5	5,8	1,8	III	сосна	2
6	21,0	6,3	1,3	IV	ель	1
7	12,0	4,8	1,3	III	пихта	2
8	12,5	4,9	1,5	II	пихта	2
9	15,0	4,6	1,25	I	кедр	3
10	15,0	4,8	1,3	I	лиственница	2
11	18,0	4,5	1,5	II	сосна	2
12	18,5	4,2	1,25	IV	кедр	1
13	19,6	4,9	1,25	IV	береза	1
14	21,0	4,2	1,4	V	лиственница	2
15	22,0	4,6	1,3	I	сосна	2
16	24,0	4,9	1,5	I	кедр	3

17	21,5	6,0	1,25	I	пихта	3
18	21,8	6,3	1,35	II	дуб	3
19	20,6	6,6	1,3	IV	дуб	3
20	21,0	6,5	1,5	I	сосна	2

Контрольные вопросы

1. Что такое дощатые настилы. Каково и х назначение и основные преимущества?
2. Какую конструкцию имеет двойной перекрестный дощатый настил и каково назначение его элементов?
3. На какие сочетания нагрузок следует рассчитывать настилы?
4. Как работает и рассчитывается дощатый разряженный настил – обрешетка?
5. Как работает и рассчитывается дощатый двойной перекрёстный настил?

Список литературы: [3, 4, 7, 9].

Список рекомендуемой литературы

1. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29.12.2004 N 190-ФЗ (ред. от 30.04.2021) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/.
2. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. Федеральный закон от 30.12.2009 N 384-ФЗ
3. СП 20.13330.2016. Свод правил. Нагрузки и воздействия Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: ФГУП ЦПП, 2019. – 26 с.
4. СП 64.13330.2017. Свод правил. Деревянные конструкции (Актуализированная редакция СНиП II-25-80). – М.: ОАО «ЦПП», 2020. – 103 с.
5. СНиП II-25-80*. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ФГУП ЦПП, 2018. – 30 с.
6. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований
7. ГОСТ 8486-86*. Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия. – М.: Стандартинформ, 2017. – 9 с.
8. ГОСТ 20850-2014. Конструкции деревянные клееные несущие. Общие технические условия. – URL: http://docs.cntd.ru/document/1200115773 (дата обращения 10.06.2020).
9. Конструкции из древесины и пластмасс: учебное пособие для вузов / Б.И. Гиясов, Н.Г. Серёгин, Д.Н. Серёгин – М.: Изд-во АСВ, 2018. – 142 с.
10. Малбиев С.А. Конструкции из дерева и пластмасс. Перекрестно-стержневые пространственные конструкции покрытий зданий: Учеб. пособие для строительных специальностей вузов / С.А. Малбиев. – М.: Изд-во АСВ, 2017. – 336 с.

Приложение А

Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 24454-80Е

Т а б л и ц а А.1

Толщина, мм	Ширина, мм								
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	
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			**125**	**150**	**175**	200	225	250	
175			**125**	**150**	**175**	200	225	250	
200						200	225	250	
250								250	

П р и м е ч а н и е – Выделены основные рекомендуемые размеры

Сортамент строительных гвоздей

Т а б л и ц а А.2

Диаметр, мм	Длина, мм	Масса 1000 шт., кг
3	70 80	3,88 4,44
3,5	90	6,80
4	100 120	9,80 11,77
5	120 150	18,30 22,40
6	150 200	33,20 44,20

Коэффициент $m_б$ к расчетному сопротивлению древесины при высоте поперечного сечения $h > 50$ см

Т а б л и ц а А.3

Высота поперечного сечения h, см	≤ 50	60	70	80	100	≥ 120	
Значение $m_б$	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,80	

Предельные гибкости элементов деревянных конструкций

Т а б л и ц а А.4

Тип элемента	Предельная гибкость λ_u
1	2
Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, деревянные колонны	120
Прочие сжатые элементы сквозных конструкций, растянутые пояса ферм и вертикальной плоскости	150
Сжатые элементы связей, прочие растянутые элементы фермы и других сквозных конструкций	200

Коэффициент, учитывающий толщину слоя в элементах клеевых конструкций $m_{сл}$

Т а б л и ц а А.5

Толщина слоя. см	1,2	1,6	1,9	2,6	3,3	4,2
Значение $m_{сл}$	1,2	1,15	1,10	1,05	1,0	0,95

Коэффициент $m_{с.с}$ в зависимости от срока службы сооружения

Т а б л и ц а А.6

Вид напряженного состояния	Значение коэффициента $m_{с.с}$ при сроке службы сооружения		
	≤ 50 лет	75 лет	100 лет и более
Изгиб, сжатие, смятие вдоль и поперек волокон древесины	1,0	0,9	0,8
Растяжение и скалывание вдоль волокон древесины	1,0	0,85	0,7
Растяжение поперек волокон древесины	1,0	0,8	0,5
П р и м е ч а н и е Значение коэффициента $m_{с.с}$ для промежуточных сроков службы сооружения принимаются по линейной интерполяции			

Коэффициент $m_{гн}$, учитывающий начальные напряжения в слоях элементов гнутоклееных конструкций

Т а б л и ц а А.7

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{св}$ при отношении $r_к/a$			
		150	200	250	≥ 500
Сжатие, изгиб	$R_{сж}$, $R_и$	0,8	0,9	1	1
Растяжение	$R_р$	0,6	0,7	0,8	1

Значения коэффициентов k_w и $k_{ж}$ для расчета изгибаемых элементов на податливых связях

Т а б л и ц а А.8

Обозначение коэффициента	Число слоев в конструкции	Значение коэффициентов при пролетах, м			
		2	4	6	9 и более
k_w	2	0,70	0,85	0,90	0,90
	3	0,60	0,8	0,85	0,90
	10	0,40	0,7	0,8	0,85
$k_{ж}$	2	0,45	0,65	0,75	0,80
	3	0,25	0,50	0,60	0,70
	10	0,07	0,20	0,30	0,40

Значение коэффициента $m_в$ учета работы древесины в разных условиях эксплуатации конструкций

Т а б л и ц а А.9

Условия эксплуатации (по табл. 9 СП 64.13330)	1 и 2	3	4а	4б
Коэффициент $m_в$	1	0,9	0,85	0,75

Коэффициент снижения несущей способности нагелей при передаче усилия под углом к волокнам древесины

Т а б л и ц а А.10

Угол, град.	Коэффициент k_a для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей d, мм			
	12	16	20	24
30	0,95	0,90	0,90	0,90
60	0,75	0,70	0,65	0,60
90	0,70	0,60	0,55	0,50

П р и м е ч а н и я:

1 Значения k_a для промежуточных углов определяется интерполяцией.

2 При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, значение k_a следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1,5$ и на 0,75 при $c/a \geq 1,5$.

Коэффициенты к расчету зубчатого соединения ригеля со стойкой в трехшарнирных дощато-клееных рамах из прямолинейных элементов

Т а б л и ц а А.11

Уклон оси ригеля	Значения коэффициентов			
	k_1	k_2	k_3	m_a
1:4	0,81	1,70	6,3	0,76
1:3	0,78	1,65	5,2	0,62

Эксплуатационная влажность древесины в разных условиях эксплуатации конструкций (по таблице 1 СП 64.13330)

Т а б л и ц а А.12

Классы условий эксплуатации		Эксплуатационная влажность древесины, %	Максимальная относительная влажность воздуха при температуре 20 °С, %		
1 (сухой)	1а	Не более 8	40		
	1б	Не более 10	50		
2 (нормальный)		Не более 12	65		
1		2	3		
3 (влажный)		Не более 15	75		
4 (мокрый)	4а	Не более 20	85		
	4б	Более 20	более 85		
П р и м е ч а н и я: 1 Допускается в качестве «эксплуатационной» принимать «равновесную» влажность древесины (рисунок Г.1). 2 Допускается кратковременное превышение максимальной влажности в течение 2-3 недель в году.					

Примерные сроки службы сооружений

Т а б л и ц а А.13

Наименование объектов	Примерные сроки службы, лет
Временные здания и сооружения (бытовки, временные склады, летние павильоны и т.п.)	до 10
Сооружения, эксплуатируемые в условиях сильноагрессивных сред (сосуды и резервуары, сооружения в условиях морской среды и т.п.)	не менее 25
Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного назначения)	не менее 50
Уникальные здания и сооружения (здания основных музеев, хранилищ национальных и культурных ценностей, стадионы, театры, большепролетные сооружения и т.п.)	100 и более

Сортамент строительных гвоздей

Т а б л и ц а А.14

Диаметр, мм	Длина, мм	Масса 1000 шт., кг
3	70 80	3,88 4,44
3,5	90	6,80
4	100 120	9,80 11,77
5	120 150	18,30 22,40
6	150 200	33,20 44,20

Расчетные сопротивления строительной фанеры R^A

Т а б л и ц а А.15

Вид фанеры	Расчетное сопротивление, МПа				
	растя-жению в плос-кости листа $R_{ф.р}{}^A$	сжатию в плос-кости листа $R_{ф.с}{}^A$	изгибу из плос-кости листа $R_{ф.и}{}^A$	скалы-ванию в плоскости листа $R_{ф.ск}{}^A$	срезу перпен-дикулярно плоскости листа $R_{ф.ср}{}^A$
1. Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С: а) 7-слойная толщиной 8 мм и более: – вдоль волокон	21	18	24	1,2	9
– поперек волокон наружных слоев	13,5	13	10	1,2	9
– под углом 45 ° к волокнам	7	10,5	–	1,2	13,5
б) 5-слойная толщиной 5-7 мм: – вдоль волокон наружных слоев	21	19,5	27	1,2	7,5
– поперек волокон наружных слоев	9	10,5	4,5	1,2	9
– под углом 45 ° к волокнам	6	9	–	1,2	13,5

продолжение т а б л и ц ы Г.4

Вид фанеры	Расчетное сопротивление, МПа				
	растя-жению в плос-кости листа $R_{ф.р}^{A}$	сжатию в плос-кости листа $R_{ф.с}^{A}$	изгибу из плос-кости листа $R_{ф.и}^{A}$	скалы-ванию в плоскости листа $R_{ф.ск}^{A}$	срезу перпен-дикулярно плоскости листа $R_{ф.ср}^{A}$
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С 7-слойная толщиной 8 мм и более:					
– вдоль волокон наружных слоев	13,5	26	27	0,9	7,5
– поперек волокон наружных слоев	11,5	19,5	16,5	0,75	7,5
– под углом 45 ° к волокнам	4,5	7,5	–	1,05	11,5
3. Фанера бакелизированная марки ФБС толщиной 7 мм и более:					
– вдоль волокон наружных слоев	48,5/32	42,5/28	50/33	2,7/1,8	16,5/11
– поперек волокон наружных слоев	36,5/24	35/23	38/25	2,7/1,8	18/12
– под углом 45 ° к волокнам	25/16,5	32/21	–	2,7/1,8	24/16

П р и м е ч а н и я:

1 Расчетные сопротивления смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ – $R_{ф.с90}^{A} = R_{ф.см90}^{A} = 6$ МПа и марки ФБС – $R_{ф.с90}^{A} = R_{ф.см90}^{A} = 12$ МПа.

2 Расчетные сопротивления растяжению перпендикулярно к плоскости листа – отрыв шпона принимают $R_{ф.р90}^{A} = 0{,}15$ МПа.

Сортамент волнистых хризотилцементных листов по ГОСТ 30340-2012

Т а б л и ц а А.16

Профиль листа	Размеры, мм					Масса листа, кг	Плотность, кг/м^3
	Длина	Ширина	Толщина	волны			
				l	h		
Обыкновенный	1200	686	5,5	28	115	9,8	1600
Усиленный	2800	1000	8	50	167	50	1600
Унифицированный	2500	1125	7,5	54	200	–	1700
	2000	1125	6	54	200	–	1650
	1750	1125	6	54	200	–	1650

Болты и тяжи

Т а б л и ц а А.17

Диаметр, мм		Площадь сечения, см^2		Расчетная несущая способность, кг, для стали марки ВСТ3кп		Нормальные размеры шайб, мм, при смятии древесины под углом 60…90 ° для болтов	
внешний	в нарезке	$F_{бр}$	$F_{нт}$	по $F_{бр}$	по $F_{нт}$	рабочих	стяжных
12	9,73	1,13	0,74	2370	1250	60 x 60 x 6	45 x 45 x 4
14	11,4	1,54	1,02	3230	1714	70 x 70 x 7	50 x 50 x 4
16	13,4	2,01	1,41	4210	2366	80 x 80 x 8	55 x 55 x 4
18	14,75	2,54	1,71	5330	2870	90 x 90 x 9	60 x 60 x 5
20	16,75	3,14	2,18	6590	3665	100 x 100 x 10	70 x 70 x 7
22	18,75	3,8	2,74	7980	4605	110 x 110 x 10	80 x 80 x 6
24	20,1	4,52	3,16	9500	5230	120 x 120 x 12	90 x 90 x 7
27	23,1	5,72	4,18	12000	7020	140 x 140 x 14	100 x 100 x 8
30	25,45	7,06	5,06	14830	8500	150 x 150 x 15	–
36	30,80	10,17	7,44	21330	12500	180 x 180 x 18	–

Деформации деревянных соединений, мм
(из СП 64.13330. Деревянные конструкции)

На лобовых врубках и торец в торец ……. 1,5
На нагелях всех видов ……. 2
В примыканиях поперек волокон …….. 3
В клеевых соединениях …….. 0

Основные данные для проектирования кровель

Т а б л и ц а А.18

Вид кровли	Уклон ската, град		Поверхностная плотность кровли, кг/м^3
	min	max	
Мягкая рубероидная черепица	12	80	12…14
Рулонные материалы (гидроизол, рубероид) на битумной мастике, двухслойные	8	14	7…8
То же, при трех слоях	8	22	8…10
Гонт (щепа)	18	50	8…9
Ондулин	15	60	5..7
Металлочерепица стальная	15	75	5…7
Глиняная, цементно-песчаная черепица	37	60	30…60
Профилированный настил типа Н высотой 57 и 60 мм	15	75	8,7…12,5
Листовая кровельная сталь толщиной 0,38…0,82 мм с одинарными фальцами	16	27	5 при толщине 0,5 мм
То же, с двойными фальцами	11	27	
Волнистые хризотилцементные листы обыкновенного профиля	18	45	14

Учет ответственности зданий и сооружений

В зависимости от уровня ответственности сооружений, характеризуемой социальными, экологическими и экономическими последствиями их повреждений и разрушений, при проектировании необходимо использовать коэффициенты надежности по ответственности, минимальные значения которых приведены в табл. А.19.

Примечание. Уровни ответственности 1а и 1б соответствуют "повышенному" уровню ответственности, уровни ответственности 2 и 3 - "нормальному" и "пониженному" уровням по классификации [2].

Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности

Т а б л и ц а А.19

Уровень ответственности	Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности
1а	1,2
1б	1,1
2	1,0
3	0,8

Классификация сооружений по уровню ответственности:

– уровень 1а – особо высокий уровень ответственности:

объекты, перечисленные в пункте 1, подпунктах 1), 2), 3), 4), 5), 6), 9), 11)

Градостроительного кодекса Российской Федерации [1], сооружения с пролетами более 100 м, объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов,

объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 1000 МВт;

– уровень 1б – высокий уровень ответственности:

объекты, перечисленные в пункте 1, подпунктах 7), 8) [1],

здания основных музеев, государственных архивов, административных органов управления,

здания хранилищ национальных и культурных ценностей,

зрелищные объекты, крупные учреждения здравоохранения и торговые предприятия с массовым нахождением людей,

сооружения с пролетом более 60 м,

жилые, общественные и административные здания высотой более 75 м,

мачты и башни сооружений связи и телерадиовещания, трубы высотой более 100 м, тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или имеющие

протяженность более 500 м,

мостовые сооружения с пролетами 200 м и более,

объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 150 МВт.

Примечание. Объекты с высоким уровнем ответственности, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и не прошедшие проверку в практике строительства и эксплуатации, должны быть отнесены к особо высокому уровню ответственности 1а.

– уровень 2 – нормальный уровень ответственности:

жилые здания высотой менее 75 м и другие объекты массового строительства (не вошедшие в уровни 1а, 1б и 3),

основные объекты машиностроения, перерабатывающих и других отраслей, тоннели протяженностью менее 500 м,

мостовые сооружения с пролетами менее 200 м;

– уровень 3 – пониженный уровень ответственности:

теплицы, парники, мобильные здания (сборно-разборные и контейнерного типа), склады временного содержания,

бытовки вахтового персонала и другие подобные сооружения с ограниченными сроками службы и пребыванием в них людей.

9.2. Уровень ответственности зданий и сооружений, а также численные значения коэффициента надежности по ответственности устанавливаются генпроектировщиком по согласованию с заказчиком в задании на проектирование или в специальных технических условиях (СТУ), но не ниже представленных в табл. 2.

Для разных конструктивных элементов сооружений допускается устанавливать различные уровни ответственности и соответственно назначать различные значения коэффициента надежности по ответственности.

9.3. На коэффициент надежности по ответственности следует умножать эффекты воздействия (нагрузочные эффекты), определяемые при расчете на

основные сочетания нагрузок по первой группе предельных состояний (см. 4.1.2).

При расчете по второй группе предельных состояний (см. 4.1.3) коэффициент надежности по ответственности допускается принимать равным единице.

Правила учета уровня ответственности строительных объектов при расчете на особые сочетания нагрузок устанавливают в нормах проектирования конструкций, в задании на проектирование объекта или СТУ.

9.4. Уровни ответственности зданий и сооружений должны устанавливаться:

– при оценке долговечности зданий и сооружений;

– при разработке номенклатуры и объема проектных работ, а также проводимых инженерных изысканий и экспериментальных исследований;

– при разработке конструктивных решений надземной и подземной частей зданий и сооружений;

– при разработке программ научно-технического сопровождения, при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций;

– при разработке правил приемки, испытаний, эксплуатации и технической диагностики строительных объектов.

9.5. Для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности (1а и 1б), а также больших мостов должно предусматриваться научное сопровождение при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций, а также их мониторинг при возведении и эксплуатации.

* Данное приложение является разделом 9 [6], утвержденным Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 23 декабря 2010 г. N 1059-ст.