

**КРИЦИН А.В., ШМЕЛЕВ Г.Н.**

## **ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ  
ФЕДЕРАЦИИ

НИЖЕГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра конструкций из дерева, древесных композитов и  
пластмасс

## **УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ**

для студентов вузов направления “Строительство”

Нижний Новгород, 2012

УДК 694  
ББК 38.55  
Ш 72

Рецензенты:

Доцент кафедры строительных конструкций  
Камской государственной инженерно-строительной академии  
**А.В. Столбов**  
Гл. конструктор ООО «ГипроНИИавиапром», к.т.н., доцент  
**Г.В. Никитин**

**Крицин А. В., Шмелёв Г. Н.**

Ш 72     Деревянные конструкции : учеб. пособие для студентов  
вузов / А. В. Крицин, Г. Н. Шмелёв

Нижний Новгород: ННГАСУ, 2012. – 212 с.

В учебном пособии приведены основы расчёта и конструирования наиболее применяемых конструктивных схем, включающих арки, рамы, фермы, балки, колонны, справочные данные. Выполнение расчётов в «ручном режиме» позволит студентам перейти в дальнейшем к осмысленному автоматизированному расчёту и выполнению рабочих чертежей на программных комплексах. Рассмотрены общие вопросы обеспечения требуемой огнестойкости деревянных конструкций.

Предназначено для студентов вузов направления «Строительство».

УДК 694  
ББК 38.55

© Нижегородский государственный  
архитектурно-строительный  
университет, 2012

© Крицин А.В., Шмелёв Г. Н., 2012

## Содержание

Предисловие.....	6
<b>1. Компоновка и конструирование здания.</b> .....	7
1.1. Конструирование покрытий по стрельчатым аркам.....	7
1.2. Конструирование покрытий по рамам, треугольным фермам и другим несущим конструкциям с прямолинейным очертанием ската.....	10
1.3. Конструирование покрытий по сегментным фермам.....	13
<b>2. Расчет и конструирование настилов, прогонов и клефанерных панелей.</b> .....	16
2.1. Пример расчета щита с однослойным сплошным настилом.....	16
2.2. Пример расчета спаренного неразрезного прогона.....	20
2.3. Пример расчета и конструирования клефанерных панелей покрытия.....	23
<b>3. Расчет и конструирование арок.</b> .....	31
3.1. Конструкции арок.....	31
3.2. Особенности сбора нагрузок на арку.....	31
3.3. Пример расчета стрельчатой дощатоклееной арки.....	33
<b>4. Деревянные рамы.</b> .....	46
4.1. Конструкции деревянных рам.....	46
4.2. Пример. Гнутоклееная трехшарнирная рама.....	47
<b>5. Деревянные фермы.</b> .....	63
5.1. Конструкции деревянных ферм.....	63
5.2. Пример. Треугольная клеедеревянная ферма с разрезным верхним поясом.....	65
5.3. Пример. Сегментная клеедеревянная ферма.....	75
<b>6. Колонны.</b> .....	86
6.1. Конструкции деревянных колонн.....	86
6.2. Основы расчета деревянных колонн.....	87
6.3. Пример расчета дощатоклееной колонны.....	89
6.4. Пример расчета брусчатой составной колонны.....	97
<b>7. Клеедеревянные балки.</b> .....	103
7.1. Конструкции деревянных балок.....	103
7.2. Пример: расчет двускатной клеедеревянной балки покрытия.....	105
<b>8. Дощатоклееные рамы из прямолинейных элементов с V-образными стойками.</b> .....	108
8.1. Конструктивные решения. Основы расчета.....	108
8.2. Пример расчета рамы с V-образными стойками.....	113
8.3. Подбор сечения элементов рамы.....	135
<b>9. Обеспечение пространственной жесткости конструкции и здания.</b> .....	142
9.1. Общие положения.....	142
9.2. Способы обеспечения устойчивости.....	142
9.3. Пространственные связи.....	144
9.4. Пример расчета связей по предельной гибкости.....	147
9.5. Обеспечение пространственной устойчивости плоскостных деревянных конструкций.....	148
<b>10. Торцевой фахверк.</b> .....	150
10.1. Основы расчета.....	150

10.2. Пример расчета.....	153
<b>11. Обеспечение огнестойкости деревянных конструкций.....</b>	<b>160</b>
11.1. Основные пожарно-технические характеристики.....	160
11.2. Порядок определения требуемых пожарно-технических характеристик.....	162
11.3. Особенности воздействия огня на деревянные конструкции.....	163
11.4. Обеспечение требуемого класса пожарной опасности конструкции.....	165
11.5. Обеспечение требуемого предела огнестойкости конструкции..	172
Литература.....	177
Приложение №1.....	178
1.1. Расчетные сопротивления (R) древесины сосны и ели.....	178
1.2. Условия эксплуатации конструкций.....	179
1.3.1. Коэффициент, учитывающий породу древесины, $m_p$ .....	180
1.3.2. Коэффициент учета влажности среды, $m_v$ .....	180
1.3.3. Коэффициент учета высоты сечения $h_b$ , $m_b$ .....	181
1.3.4. Коэффициент толщины слоев клеюдеревянных элементов, $m_{сл}$ .....	181
1.3.5. Коэффициент учета выгиба доски, $m_{гн}$ .....	181
1.3.6. Коэффициент, учитывающий наличие ослаблений, $m_o$ .....	181
1.3.7. Модуль упругости, модуль сдвига, коэффициенты Пуассона строительной фанеры в плоскости листа.....	181
1.4. Вертикальные прогибы элементов конструкций.....	182
1.5. Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 2445-80*.....	183
1.6. Припуски на механическую обработку слоев склеенных элементов.....	183
1.7. Расход клея на 1 м <sup>3</sup> деревянных конструкций.....	183
1.8. Болты и тяжи.....	184
1.9. Предельная гибкость элементов деревянных конструкций.....	184
1.10. Нагельные соединения деревянных конструкций.....	184
1.11. Коэффициент угла смятия.....	185
1.12. Коэффициент $K_n$ для расчета односрезных нагельных соединений.....	186
1.13. Графики для определения коэффициента концентрации $k_N$ .....	186
1.14. Деформации деревянных соединений.....	186
1.15. Основные данные для проектирования кровель.....	186
1.16. К расчету изгибающих моментов в элементах верхнего пояса фермы.....	187
1.17. Геометрические характеристики поперечного сечения одной волны листов стеклопластика.....	187
1.18. Учет ответственности зданий и сооружений.....	188
1.19. Классификация зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков по функциональной пожарной опасности.....	189
1.20. Соответствие степени огнестойкости и предела огнестойкости строительных конструкций.....	190
1.21. Соответствие класса конструктивной пожарной опасности и класса пожарной опасности строительных конструкций.....	191
1.22. Скорость обугливания древесины сосны при влажности > 9%.....	191
1.23. Время от начала теплового воздействия до воспламенения древесины $T_{\text{в}}$ в зависимости от способа огнезащиты.....	192
1.24. Поправочные коэффициенты к нормативным сопротивлениям древесины при огневом воздействии.....	192

## Предисловие

Целью данного учебного пособия является повышение качества освоения предмета студентами.

Задачами пособия являются:

- 1) повторение и закрепление общих этапов расчёта конструкций:
  - составление расчётных схем;
  - сбор нагрузок;
  - определение усилий от каждого нагружения;
  - выполнение расчётных сочетаний усилий и определение наиболее неблагоприятных условий эксплуатации;
- 2) проектирование несущих конструкций из дерева:
  - подбор сечения элементов;
  - проверка прогибов, деформаций, обеспечение устойчивости элементов деревянных конструкций;
  - выполнение компоновочного чертежа здания;
  - проектирование отдельных несущих конструкций каркаса здания.

Выполнение расчётов в «ручном режиме» позволит студентам перейти в дальнейшем к осмысленному автоматизированному расчёту и выполнению рабочих чертежей на программных комплексах.

В пособии приведены основы расчета и конструирования наиболее часто используемых и предусмотренных заданием по курсовому проектированию конструктивных схем, справочные данные и графическая часть проектов.

Пособие предназначено для самостоятельной и аудиторной работы студентов строительных специальностей.

# 1. КОМПОНОВКА И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЗДАНИЯ

Конструкции покрытия в зависимости от теплового режима здания могут быть холодные и утепленные. Как правило, в холодный состав покрытия входят элементы кровли: профилированный настил и обрешетка или дощатый настил по прогонам. В утепленных покрытиях, в состав кровли входят теплоизолирующий слой и пароизоляция. Утепленные кровли могут выполняться и в виде промышленных трехслойных клефанерных и других панелей.

Конструктивное исполнение покрытия зависит от схемы основных несущих конструкций здания. Рассмотрим основные их типы.

## 1.1. Конструирование покрытий по стрельчатым аркам

Длина хорды стрельчатой арки при пролете  $l$  и стреле подъема арки  $H=f$  (рис. 1.1)

$$l_0 = \sqrt{f^2 + 0,5 \cdot l^2}.$$

Стрела подъема дуги полуарки

$$f_0 = \frac{l_0}{15}.$$

Длина дуги полуарки

$$S = \sqrt{l_0^2 + \frac{16 \cdot f_0^2}{3}}.$$

Радиус кривизны оси полуарки

$$r = \frac{l_0^2}{8 \cdot f_0} - \frac{f_0}{2}.$$

Шаг прогонов

$$\hat{a}_i = r_{kp} \cdot \sin \frac{\varphi}{n_{\phi. \hat{x}}},$$

где  $n_{\phi. \hat{x}}$  – количество шагов прогонов с одной стороны ската;

$\varphi$  – центральный угол дуги полуарки (рис 1.1);

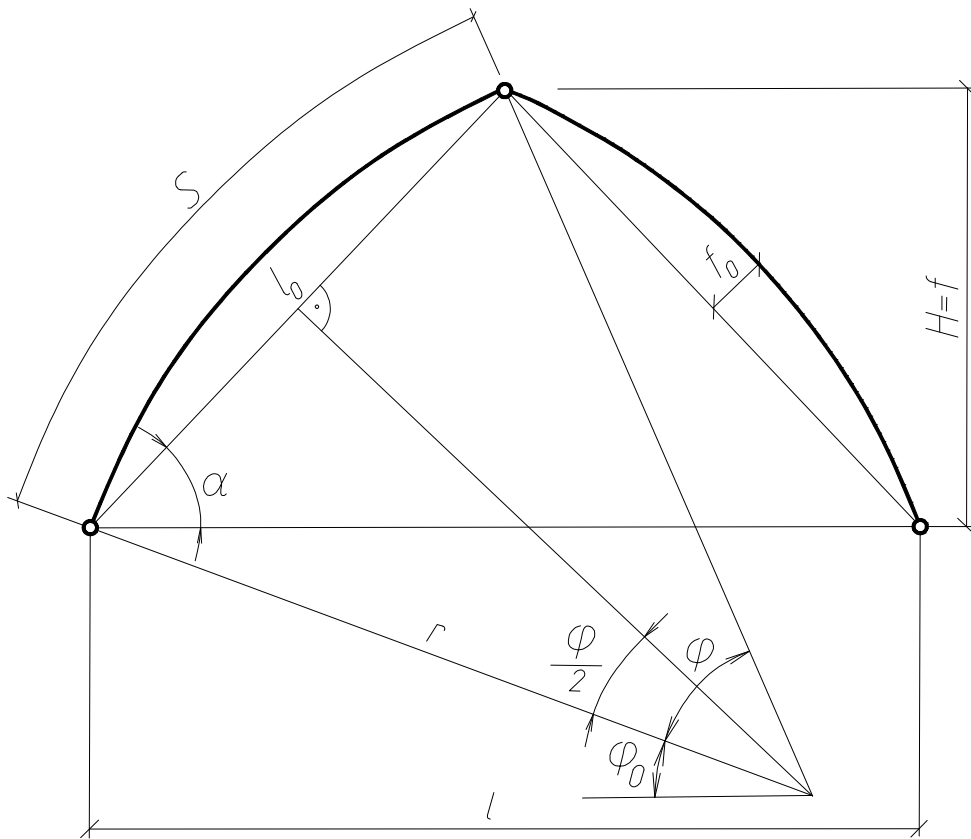
$r_{kp}$  – радиус окружности, очерченной по верхним граням настила кровли

$$r_{kp} = r + \frac{h_a}{2} + h_n + h_n;$$

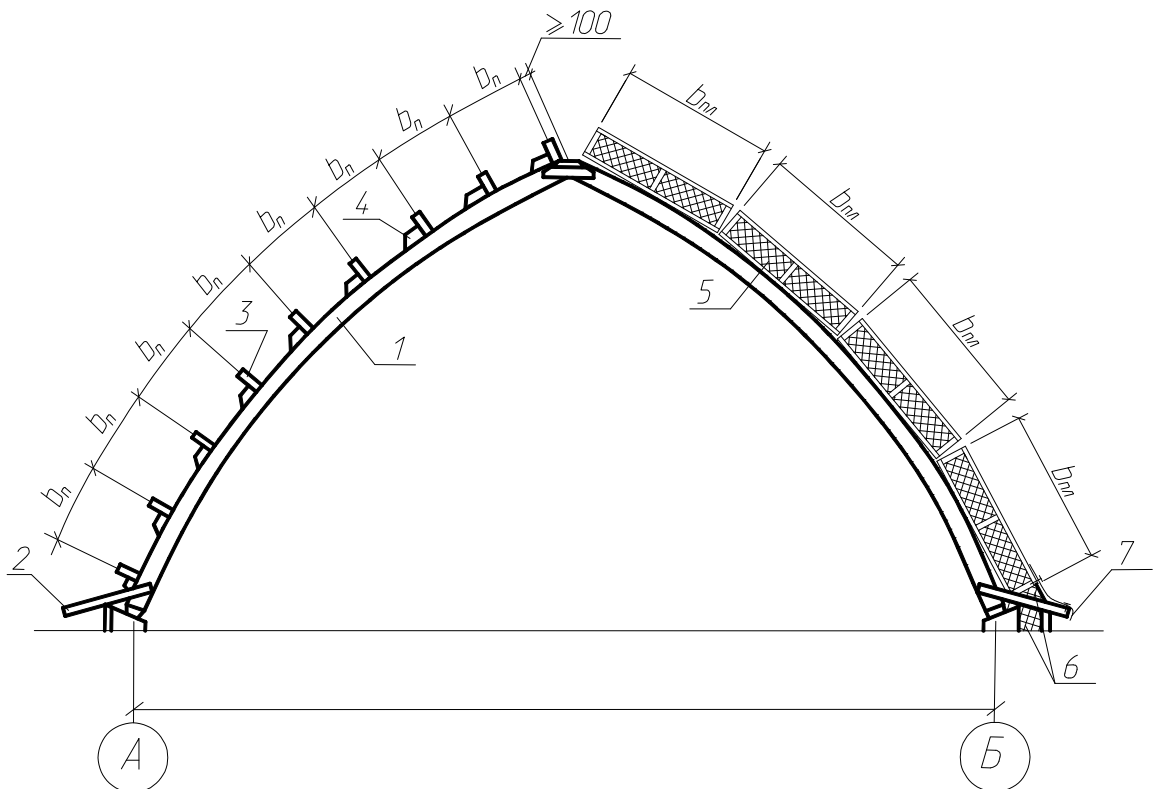
$h_a$  – высота сечения арки,  $h_a \approx (\frac{1}{35} \div \frac{1}{40}) \cdot l$ ;  $l$  – пролет арки;

$h_n$  – высота прогона,  $h_n \approx (\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}) \cdot B$ ,  $B$  – шаг арок;

$h_n$  – толщина досок настила или профнастил  $h_n \approx (3 \div 4) \text{ см}$ .



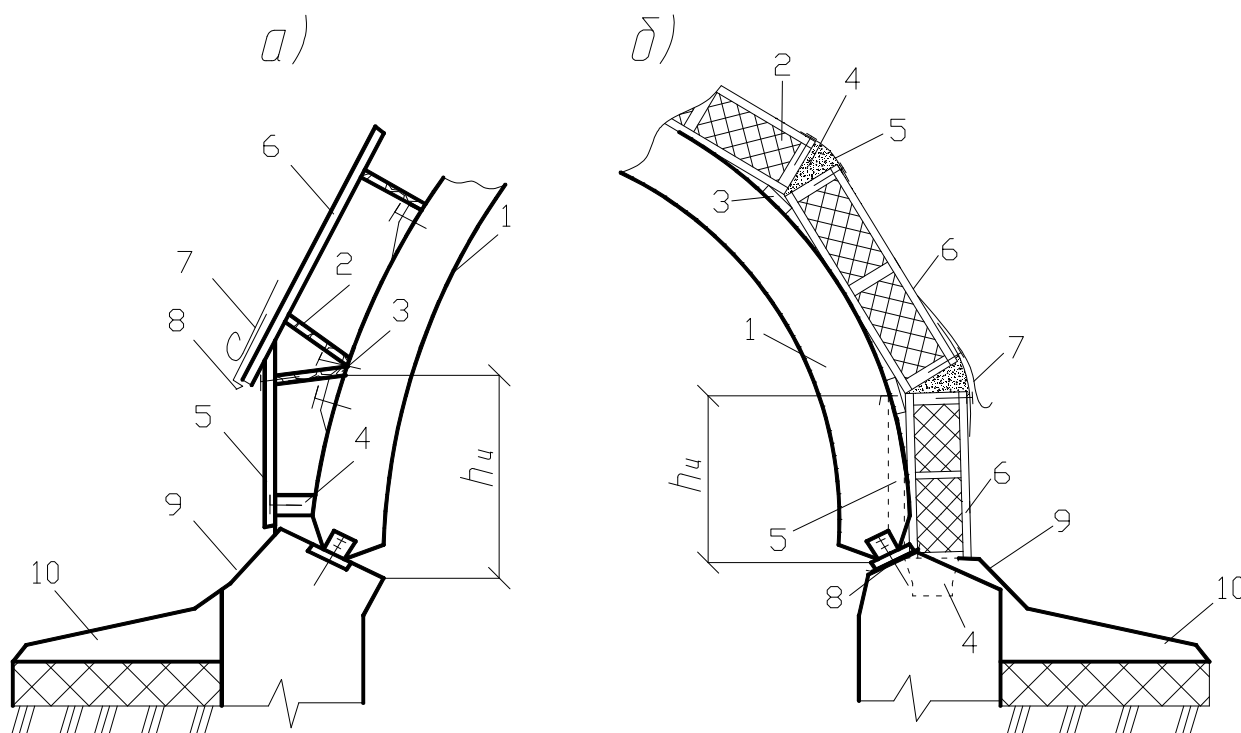
**Рис. 1.1. Схема геометрической оси стрельчатой арки**



**Рис. 1.2. Конструктивная схема холодного и теплого покрытия по стрельчатым аркам:**

1- дощатоклееная арка; 2-кобылки; 3-прогоны; 4-противоскатные бобышки;  
5-трехслойная панель, 6-утеплитель, 7-фартук





**Рис. 1.3. Конструктивные решения примыкания кровли к основанию:**

*а) – холодная кровля: 1 – арка; 2,3,4, - прогоны; 5 – профнастил; 6 – настил; 7 – мягкая кровля; 8,9 – сливы; 10 – отмостка.*

*б) – теплая кровля: 1 – арка; 2 – панель; 3 – бобышки; 4 – утеплитель; 5 – оцинкованная кровельная сталь.*

*Цокольная часть: 1-ый вариант: 4 – рандбалка; 5 – трёхслойная кирпичная кладка; 2 вариант: 6 – профнастил с утеплителем или трёхслойная панель с облицовкой из профнастила; 7 – рулонная кровля; 8 – гидроизоляция; 9 – слив; 10 – отмостка*

Свес кровли в арочных зданиях обеспечивается путем устройства кобылок  $v_{св} \geq 50$  см (рис 1.2) или консоли щита (рис.1.3). Целесообразно для защиты цокольной части мягкой кровли здания от механических разрушений и воздействий (антивандальный цоколь) выполнять его из более прочных материалов, например, из профнастила или из кирпича (рис 1.3). При этом расстояние между прогонами можно округлить до кратных величин, а цоколь сделать доборным до длины дуги полуарки не кратной высоты  $h_u \approx 0.5 \div 1$  м.

При теплой кровле здания ограждающие конструкции могут выполняться в виде трехслойных панелей (рис. 1.3, б). Поскольку такое изготовление криволинейного очертания панелей по каждой кривизне арок нерационально, то ширина панелей должна быть небольшой  $v_{пл} = 1 \div 1.2$  м, а продольные, несущие боковые ребра панелей, устанавливаемые примерно через каждые 0,5 м, будут опираться на арку через бобышки, а средние непосредственно на арку (рис. 1.3 б). Цокольная часть может быть изготовлена так же доборной с наружным защитно-ударным слоем из

профнастила или в виде трехслойной кирпичной стенки, опирающейся на рандбалку, уложенную на обрез фундамента (рис 1.3, б).

## 1.2. Конструирование покрытий по рамам, треугольным фермам и другим несущим конструкциям с прямолинейным очертанием ската

По заданному пролету здания  $l$  принимаем высоту треугольных ферм из расчета  $\frac{1}{l} = (\frac{1}{5} \div \frac{1}{7})$ , (рис 1.5, а) для рам и определяем угол наклона ската к горизонту  $\alpha \approx (10 \div 15)^\circ$  (рис 1.4).

Длина ската с учетом свеса кровли, который принимается  $v_{св} \geq 75\text{см}$  от

$$\text{оси стоек, равна } S = \frac{\frac{l}{2} + \hat{a}_{на}}{\cos \alpha}.$$

При этом фактический свес будет определен после назначения и за вычетом размеров: половины высоты сечения колонны, высоты прогона, толщины обшивочных досок или профнастила.

$$\text{Шаг прогонов } \hat{a}_i = \frac{S}{n_{\phi.и.}}$$

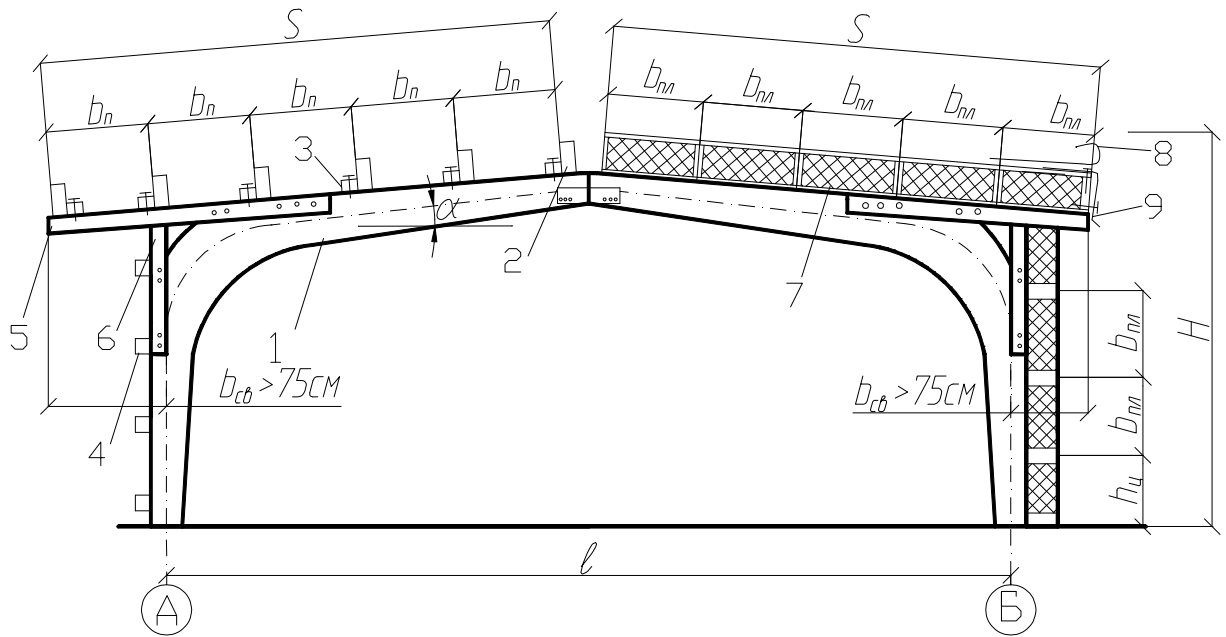
Удлинение ската кровли выполняется при помощи кобылок, устанавливаемых в виде двусторонних консольных досок на болтах или гвоздях (рис. 1.4, 1.6, 1.7).

Устройство свеса для гнутых рам приведено на рисунке 1.7, причем при применении профилированного настила для кровли и стенового ограждения торцы кровли могут быть обустроены в виде гнутых нащельников из такого же тонколистового металла, как профнастил, применяемого в наше время для сливов, карнизных и коньковых профилей и других деталей.

С правой стороны схем (рис. 1.4, 1.9) показаны варианты исполнения зданий с утепленными панелями, ширина которых уже может приниматься до 1.5 и даже 3 м кратно расстоянию между узлами ферм. При назначении ширины панели необязательно стремиться к узловому опиранию панели, т.к. внутренние продольные ребра панели будут все равно опираться на верхний пояс между узлами, а сам пояс будет работать как сжато-изгибаемый элемент.

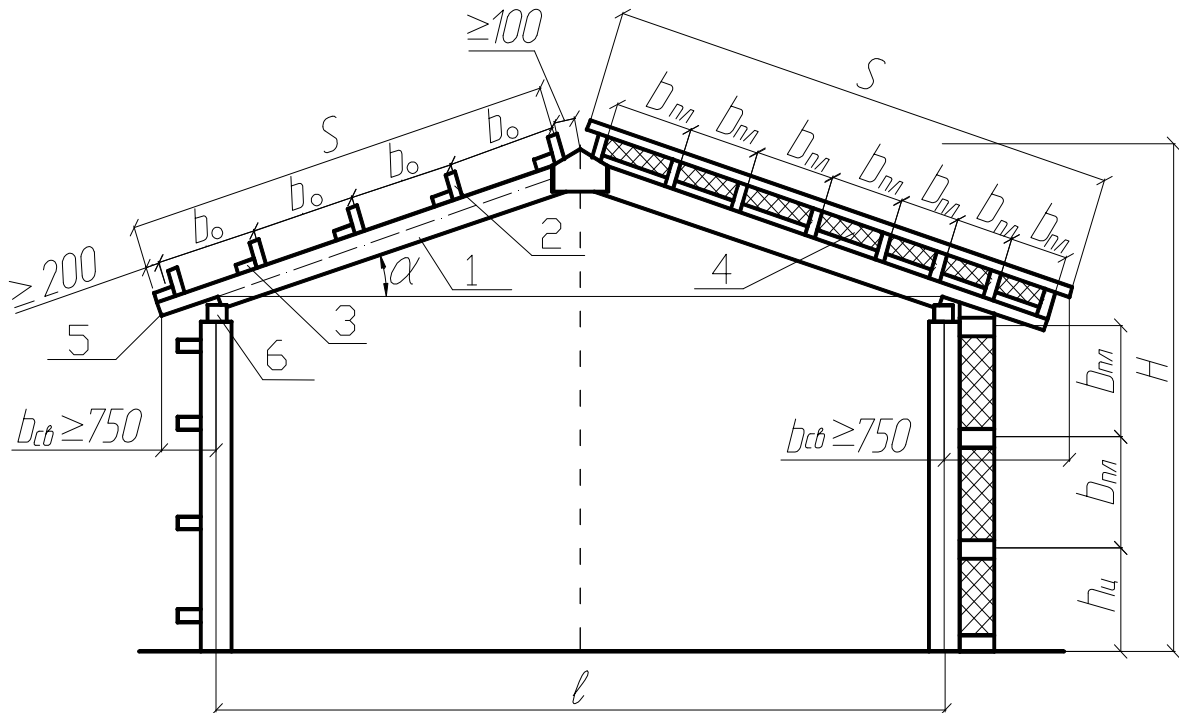
Нижние ряды стеновых панелей (у земли) для защиты от механических повреждений могут выполняться с одной или обеих сторон с обшивкой из более прочных и долговечных материалов вместо фанеры, а деревянные ребра, например, из стеклопластика.

Конструирование покрытий и узлов примыкания кровли к стеновому ограждению для других схем с рамами, балками и трапециевидными фермами может производиться с учетом требований вышерассмотренных схем и по рисункам 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.9.

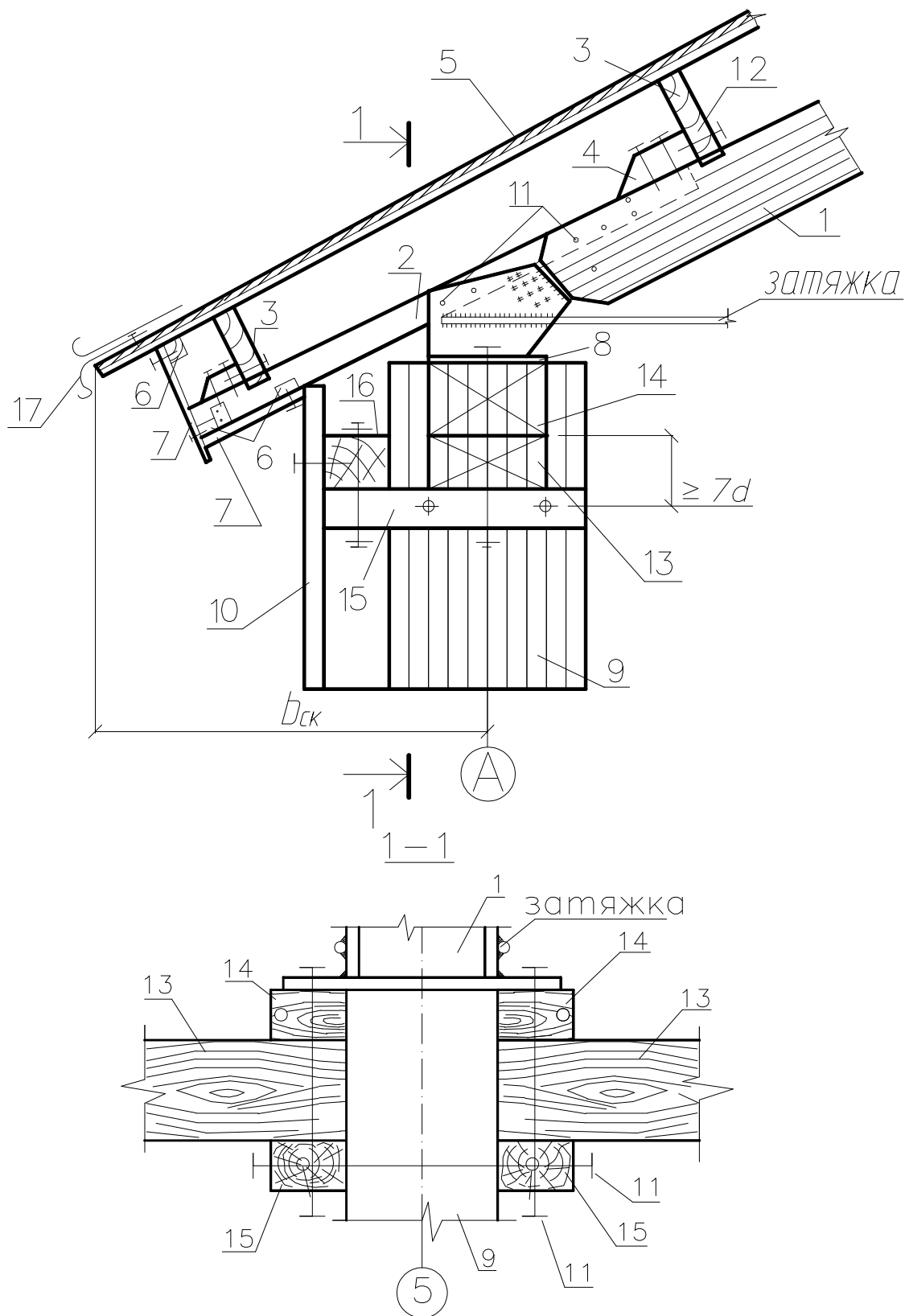


**Рис. 1.4. Конструктивная схема ограждающих конструкций по гнутоклееным рамам:**

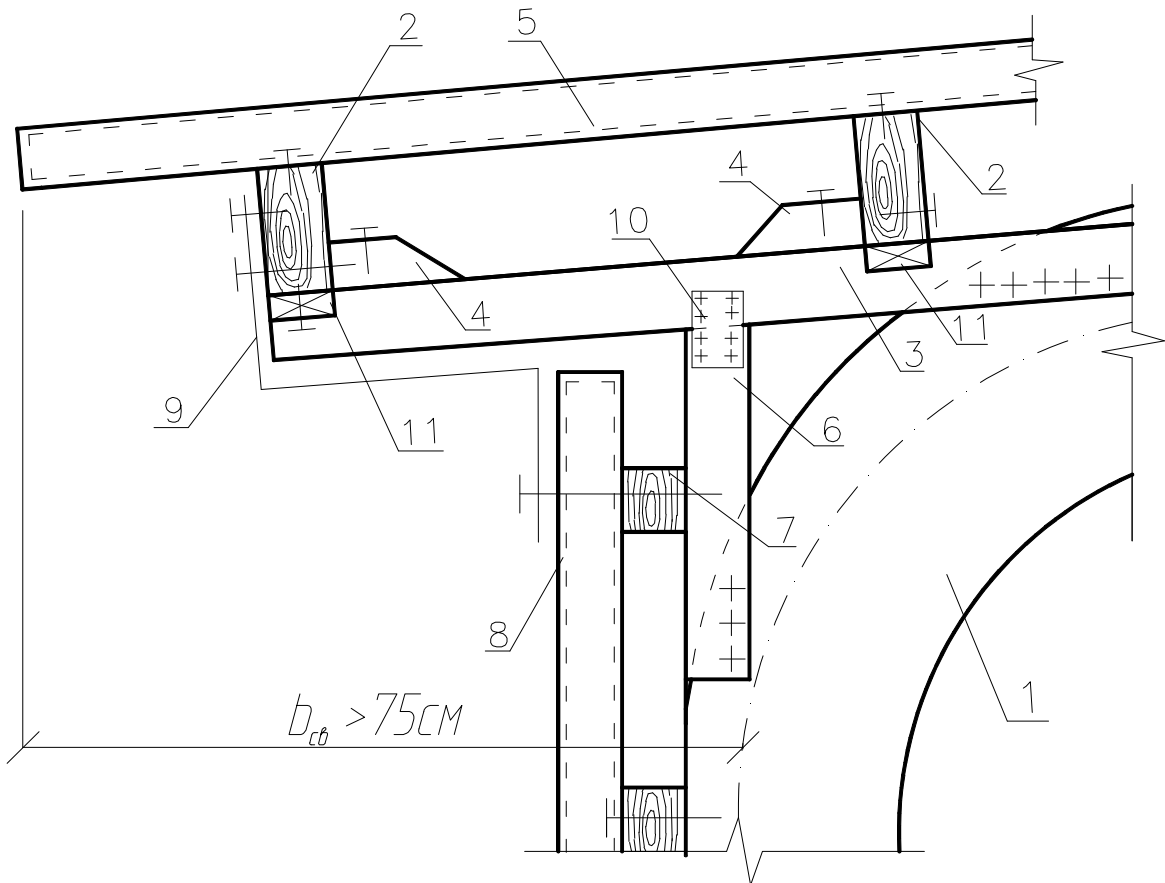
1-рама; 2-прогон покрытия; 3- бобышки; 4- прогоны стенового ограждения; 5- кобылки покрытия; 6-кобылки стены; 7-трехслойная панель; 8 – рулонная кровля; 9- слив



**Рис. 1.5. Конструктивная схема ограждающих конструкций зданий с прямолинейным очертанием кровли:** 1- верхний пояс(кромка) ; 2- прогон кровли; 3-бобышки; 4-трехслойная панель; 5- кобылка; 6- обвязочный брус



**Рис. 1.6. Конструктивное решение примыкания кровли к стеновому ограждению:** 1 - несущая конструкция; 2 - кобылки; 3 - прогоны; 4 - противоскатные бобышки; 5 – щиты; 6 – бруски; 7 – доски или нащельники из металла или профнастил; 8 – распределительная пластина; 9 - стойка; 10 - доски стенового ограждения; 11 - болты; 12 – гвозди; 13- распорка между колоннами; 14 – короткие брусья; 15 – консольные брусья; 16 – прогон стены; 17 - слив



**Рис. 1.7. Конструктивное решение примыкания кровли и стен к гнутоклееной раме:**  
 1 – рама; 2 – прогон покрытия; 3 – кобылка; 4 – бобышка; 5 – профнастил покрытия; 6 – кобылка стены; 7 – прогон стены; 8 – профнастил стены; 9 – нащельник; 10 – пластина; 11 – упоры

### 1.3. Конструирование покрытий по сегментным фермам

Находим высоту фермы из расчета  $\frac{f}{l} = (\frac{1}{6} \div \frac{1}{7})$  (рис 1.8)

Радиус окружности, по которой очерчена ось верхнего пояса фермы

$$r_0 = \frac{l^2 + 4 \cdot f^2}{8 \cdot f}$$

Половина центрального угла дуги верхнего пояса:

$$\varphi_0 = \arcsin \frac{l}{2 \cdot r_0}$$

Длина всей дуги верхнего пояса и одной панели пояса:

$$S = \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot 2 \cdot \varphi}{360^\circ}; S_0 = \frac{S}{n}$$

где  $n$  – количество панелей верхнего пояса.

Длина хорды, стягивающей дугу панели, и стрелка выгиба одной панели фермы:  $l_s = 2 \cdot r \cdot \sin \frac{\varphi}{n}; f_0 = \frac{l_s^2}{8 \cdot r}$ .

Свес кровли следует принимать  $e_{св} \geq 75$  см от геометрической оси стоек (рис 1.9). При этом горизонтальная проекция кровли составит  $l_{кр} = l + 2 \cdot \hat{a}_{на}$ .

Радиус окружности, очерченный по верхним кромкам настила кровли

$$r_{кр} = r + \frac{h_{\phi}}{2} + h_n + h_H.$$

$h_{\phi}$  – высота сечения верхнего пояса фермы, до расчетного значения можно принять  $h_{\phi} = \left(\frac{1}{18} \div \frac{1}{20}\right) \cdot l_s$ ;

$h_n$  – высота прогона, предварительно назначается:

$$h_n \approx \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right) \cdot B, \quad B - \text{ шаг фермы}; \quad h_H - \text{ толщина настила } h_H = (3 \div 4) \text{ см.}$$

$$\text{Половина центрального угла дуги кровли } \varphi_{кр} = \arcsin \frac{l_{кр}}{2 \cdot r_{кр}}.$$

$$\text{Расчетный шаг прогонов на половине фермы } \hat{a}_i = r_{кр} \cdot \sin \frac{\varphi_0}{n_{\phi.i}},$$

где  $n_{у.н}$  – четное количество прогонов с одной стороны ската.

При теплом выполнении кровли трехслойные панели укладываются по криволинейному верхнему поясу, поэтому как и в стрельчатых арках ширина панелей назначается  $e_{пл} = 1 \div 1,2$  м с шагом продольных ребер  $0,5 \div 0,6$  м, чтобы продольные крайние ребра опирались на ферму через бобышки, а средние непосредственно на верхнюю кромку верхнего пояса (рис 1.9). Конструктивные решения примыкания могут быть решены аналогично рассмотренным узлам.

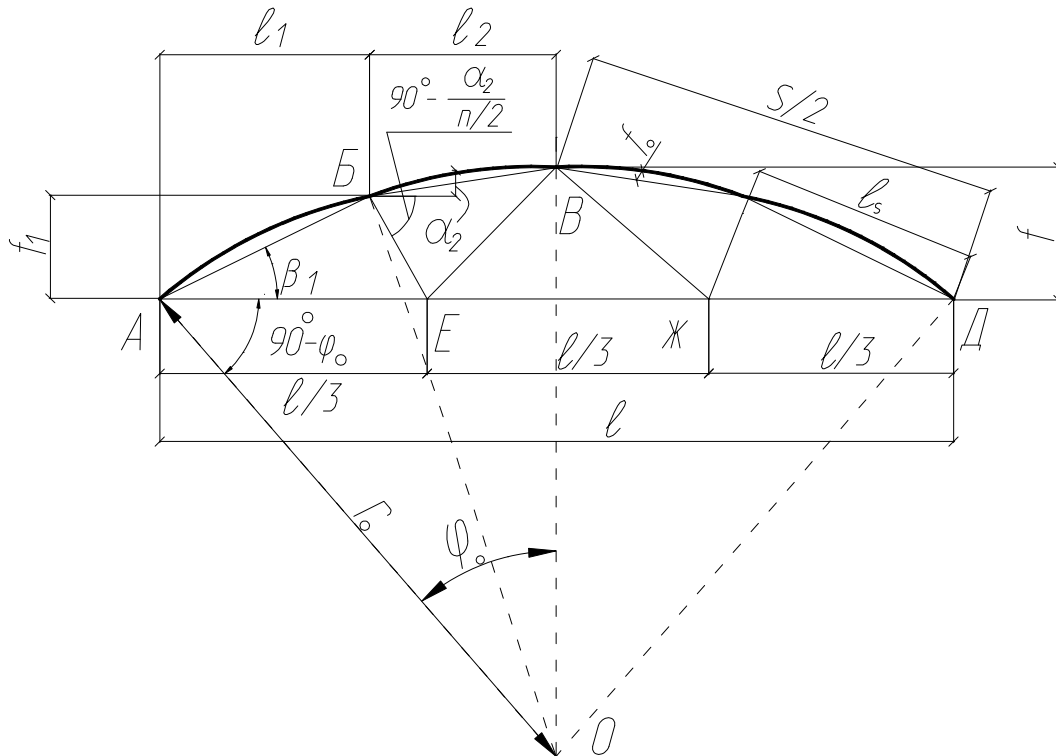
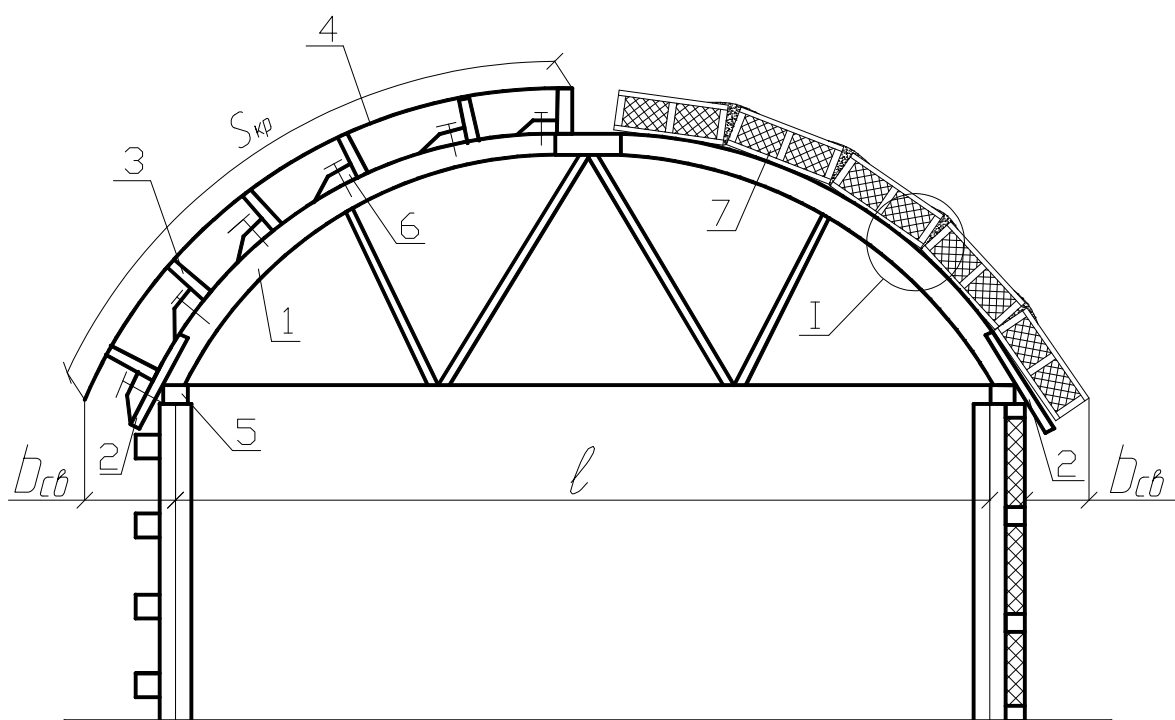
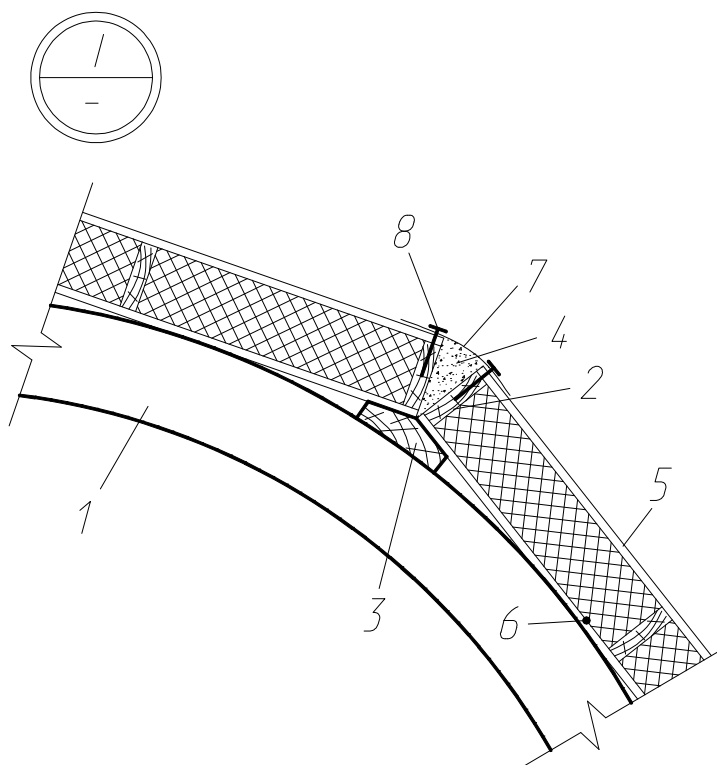


Рис. 1.8. Геометрическая схема сегментной фермы



**Рис. 1.9. Конструктивная схема с сегментной фермой:**  
 1 – верхний пояс фермы; 2 – кобылки; 3 – прогоны; 4 – настил; 5 – обвязочный брус; 6 – бобышки; 7 – трёхслойная панель



**Рис. 1.10. Опирание панелей на криволинейный пояс фермы (арки):**  
 1 – пояс фермы; 2 – ребро панели; 3 – бобышка; 4 – утеплитель; 5 – рулонная кровля; 6 – пароизоляция; 7 – оцинкованная жёсть  $t=0,5 \pm 0,7$  мм; 8 – гвозди

## 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НАСТИЛОВ, ПРОГОНОВ И КЛЕЕФАНЕРНЫХ ПАНЕЛЕЙ

### 2.1. Пример расчета щита с однослойным сплошным настилом

**2.1.1. Условия:** рассчитать и спроектировать щит холодного покрытия под рулонную мягкую кровлю с температурно-влажностными условиями эксплуатации Б1. Место строительства – г. Казань. Щиты укладываются по сегментным фермам пролетом  $l = 15$  м и шагом  $B = 3$  м (см. рис. 1.9).

Материал – сосна 2-го сорта плотностью  $\rho = 500$  кг/м<sup>3</sup>, класс ответственности здания II  $\gamma_n = 0,95$ .

#### 2.1.2. Выбор конструктивной схемы

Определение длины дуги верхнего пояса фермы. При заданном пролете

$$l = 15 \text{ м, высота фермы } f = \frac{1}{6} \cdot l = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ м}.$$

Радиус окружности, по которой очерчена ось верхнего пояса

$$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{15^2 + 4 \cdot 2,5^2}{8 \cdot 2,5} = 12,5 \text{ м}.$$

Половина центрального угла дуги верхнего пояса

$$\varphi = \arcsin \frac{l}{2r} = \arcsin \frac{15}{2 \times 12,5} = 36,87^\circ$$

Длина всей дуги верхнего пояса

$$S = \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot 2 \cdot \varphi}{360^\circ} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 12,5 \cdot 2 \cdot 36,87^\circ}{360^\circ} = 16,09 \text{ м}.$$

Определение расчетного шага прогонов

Свес кровли принимается -  $b_{св} = 70$  см от геометрической оси стоек (см. рис. 1.8 и 1.9).

Тогда горизонтальная проекция кровли  $l_{кр} = l + 2 \cdot b_{св} = 15 + 2 \cdot 0,7 = 16,4 \text{ м}.$

Радиус окружности, очерченной по верхним граням прогонов кровли

$$r_{кр} = r + \frac{h_\delta}{2} + h_n + h_i = 12,5 + 0,2 + 0,123 + 0,002 = 12,825 \text{ м}.$$

Половина центрального угла дуги кровли

$$\varphi_{\delta\delta} = \arcsin \frac{l_{\delta\delta}}{2r_{\delta\delta}} = \arcsin \frac{15,4}{2 \times 12,825} = 39,75^\circ.$$

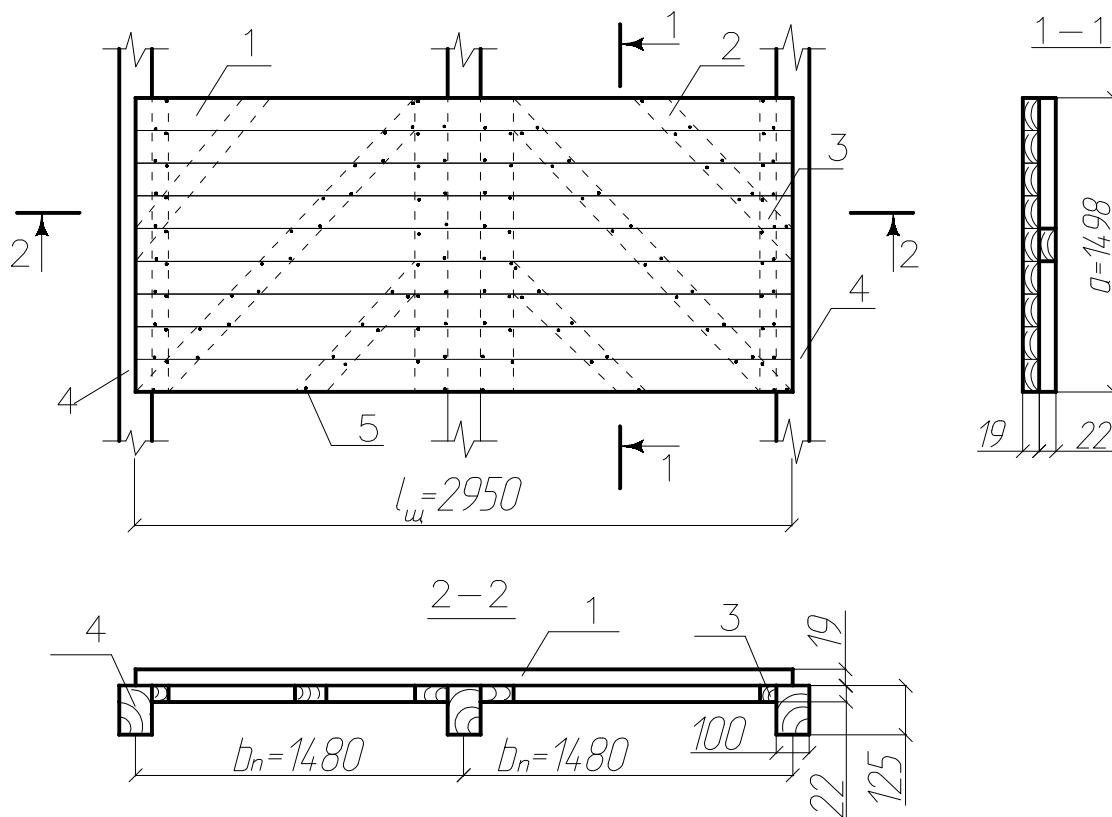
Расчетный шаг прогонов на половине фермы

$$b_i = r_{кр} \sin \frac{\varphi_{\delta\delta}}{n_{\phi.i}} = 12,825 \cdot \sin \frac{39,75^\circ}{6} = 1,48 \text{ м}.$$

Тогда размеры щита в плане –  $1,5 \times 2,96$  м (рис. 2.1). Щит состоит из сплошного настила с расчетной толщиной, к которому подшиты с нижней стороны поперечины и раскосы, обеспечивающие совместную работу досок настила и пространственную неизменяемость кровельного покрытия.



Размеры сечений поперечин и раскосов в целях унификации приняты одинаковыми, равными 22x75 мм без расчета.



**Рис. 2.1. Щит с однослойным сплошным настилом:**

1 – доски сплошного настила; 2 – раскосы; 3 – поперечины; 4 – прогоны; 5 – гвозди

### 2.1.3. Расчет настила щита

Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> покрытия приведен в таблице 2.1.

Настил щита рассчитывается по схеме двухпролетной неразрезной балки пролетами  $b_n=1,48$ м на действие только нормальных составляющих нагрузок, так как скатные составляющие воспринимаются раскосами. Расчетная ширина настила принимается равной 1м.

1. Расчет щита по первому сочетанию нагрузок производится на прочность и по деформациям при одновременном действии собственного веса покрытия и снеговой нагрузки (см. рис. 2.2).

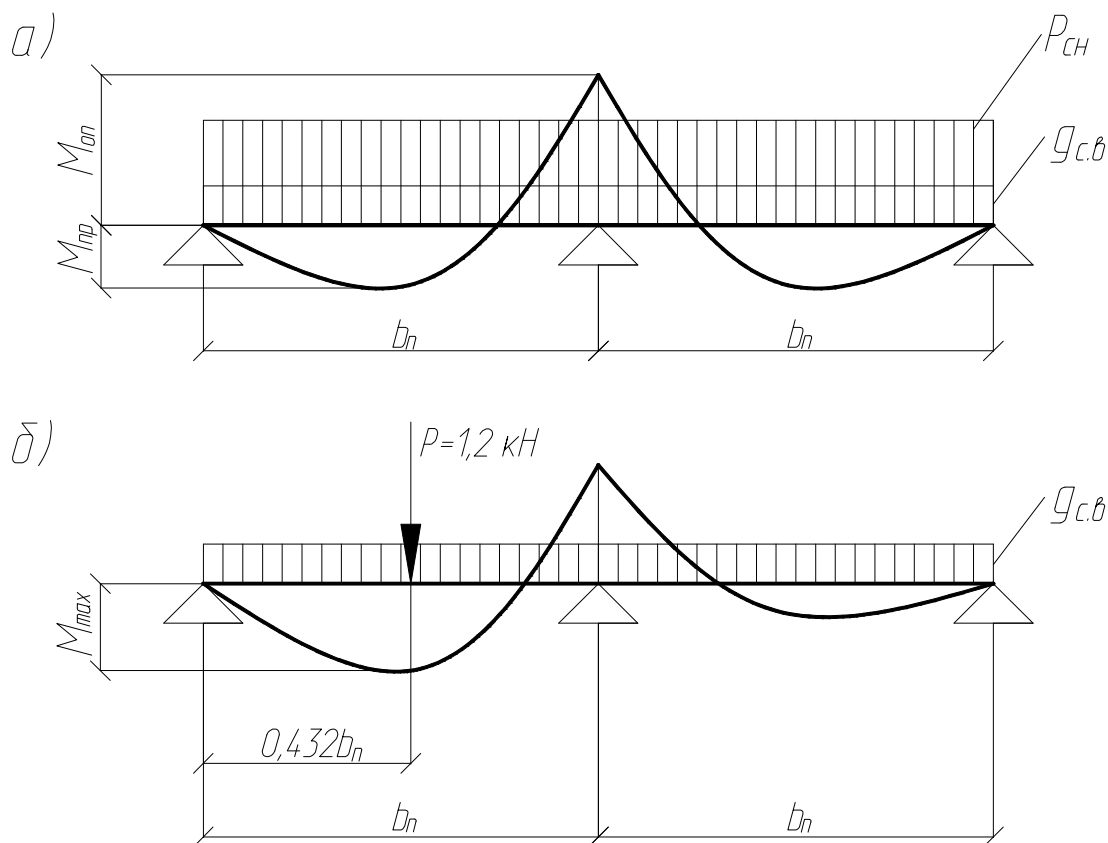
Нагрузки на погонный метр щита:

$$q^H = g^H \cdot a_{расч} = 1,94 \cdot 1,0 = 1,94 \text{ кН/м};$$

$$q = g \cdot a_{дан} = 2,68 \cdot 1,0 = 2,68 \text{ êÍ / ì}.$$

Наибольшие вертикальные нагрузки будут испытывать средние щиты, расположенные у конька фермы. Угол наклона этих щитов:

$$\beta_2 = \frac{\varphi}{n} = \frac{36,87}{4} = 9,22^\circ; \quad \cos \alpha = 0,987.$$



**Рис. 2.2. Расчетные схемы дощатых настилов:**

а) – при первом сочетании нагрузок (постоянная и временная снеговая); б) – при втором сочетании нагрузок (постоянная и сосредоточенная в одном пролете от веса монтажника)

### Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> покрытия

Таблица 2.1

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кПа
<b>Постоянные</b>			
1. Рулонный мягкий ковер	0,090	1,3	0,120
2. Доски защитного настила $0,022 \times 500 \cdot 10^{-2}$	0,110	1,1	0,1
3. Доски раскосов и поперечин (ориентировочно 50% веса настила)	0,055	1,1	0,061
Итого:	$g_n^H = 0,26$		$g_n = 0,28$
<b>Временная</b>			
1. Снеговая для II-го р-на	$S_0 = 1,68$		$S = 2,4$
Всего:	$g^H = 1,94$		$g = 2,68$

Нормальные составляющие нагрузок:

$$q_x^H = g^H \cdot \cos \beta_2 = 1,94 \cdot 0,987 = 1,91 \hat{e} \hat{I} / \hat{i} = 191 \cdot 10^{-5} \hat{I} \hat{I} / \hat{i} ;$$

$$q_x = g \cdot \cos \beta_2 = 2,68 \cdot 0,987 = 2,64 \hat{e} \hat{I} / \hat{i} = 264 \cdot 10^{-5} \hat{I} \hat{I} / \hat{i} .$$

Изгибающий расчетный момент от действующих нагрузок:

$$M_1 = \frac{q_x b_n^2}{8} = \frac{2,64 \times 1,48^2}{8} = 0,92 \hat{e} \hat{I} \hat{i} = 92 \cdot 10^{-5} \hat{I} \hat{I} \hat{i} .$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp1} = \frac{M_1}{R_{\hat{E}} / \gamma_n} = \frac{92 \cdot 10^{-5}}{13 / 0,95} = 6,7 \cdot 10^{-5} \hat{i}^3 = 67 \hat{m}^3 .$$

При расчетной ширине 1 м требуемая толщина досок настила:

$$\delta_{mp1} = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{mp1}}{a_{\delta \hat{a} \hat{n} \hat{i}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 67}{100}} = 2,0 \hat{m} .$$

Предварительно принимаем толщину досок настила 20 мм. Проверка прогиба от нормативной составляющей нагрузки производится по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13 \cdot q_x^H \cdot b_n^3}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{2,13 \cdot 191 \cdot 10^{-5} \cdot 1,48}{384 \cdot 10^4 \cdot 6,7 \cdot 10^{-7}} = \frac{1}{195} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150 \cdot 0,95} = \frac{1}{143} ;$$

$$J = \frac{a_{\delta \hat{a} \hat{n} \hat{i}} \cdot \delta^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,02^3}{12} = 6,7 \cdot 10^{-7} \hat{i}^4 .$$

Условия по второму предельному состоянию выполняются.

2. Расчет настила щита по второму сочетанию нагрузок производится только на прочность при действии собственного веса покрытия и сосредоточенной нагрузки в одном пролете (см. рис. 2.2 б).

Сосредоточенная нагрузка распределяется на 0,5 м ширины настила при наличии подшитых снизу раскосов. При расчетной ширине настила 1 м расчетный сосредоточенный груз принимается:

$$P_1 = \frac{P}{0,5} = 2 \cdot P = 2,0 \hat{e} \hat{I} .$$

Нормальные составляющие нагрузок:

$$q_x = g_n \cdot a_{расч} \cdot \cos \beta_2 = 0,28 \cdot 1,0 \cdot 0,987 = 0,28 \text{ кН} / \text{м};$$

$$p_x = p \cdot \gamma_f \cdot \cos \beta_2 = 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,987 = 2,37 \text{ кН} .$$

Изгибающий момент определяется по формуле

$$M_2 = 0,07 \cdot q_x \cdot b_n^2 + 0,207 \cdot P_x \cdot b_n = 0,07 \cdot 0,28 \cdot 1,48^2 + 0,207 \cdot 2,37 \cdot 1,48 = 0,769 \hat{e} \hat{I} \hat{i} = 76,9 \cdot 10^{-5} \hat{I} \hat{I} \hat{i} .$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{\delta \hat{a} \hat{2}} = \frac{M_2}{R_{\hat{E}} \cdot \delta_{H} / \gamma_n} = \frac{76,9 \cdot 10^{-5}}{13 \cdot 1,2 / 0,95} = 4,68 \cdot 10^{-5} \hat{i}^3 = 46,8 \hat{m}^3 .$$

Требуемая толщина досок настила:

$$\delta_{\partial \partial 2} = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{\partial \partial 2}}{a_{\partial \partial \tilde{n}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 46.8}{100}} = 1,675 \tilde{n} .$$

Окончательно принимаем настил из досок толщиной 20 мм. Поперечина и раскосы прикрепляем к каждой доске настила двумя гвоздями 2x40 мм.

## 2.2. Пример расчета спаренного неразрезного прогона

Спаренный неразрезной прогон (см. рис 2.3 а) рассчитывается по схеме многопролетной неразрезной балки с пролетами  $l=B=3$  м на изгиб от действия только нормальной составляющей нагрузки, так как скатная составляющая воспринимается настилом (В - шаг несущих конструкций). Шаг прогонов  $e_n=1,48$ м,  $\alpha=9,22^\circ$   $\cos \alpha=0,987$ .

### 2.2.1. Подбор сечения прогона по прочности

Нагрузки от покрытия (см. табл. 2.1) на погонный метр прогона:

$$q_n^H = g_n^H \cdot b_i \cdot \cos a = 0,26 \cdot 1,48 \cdot 0,987 = 0,38 \hat{e} \hat{I} / \hat{i}$$

$$q_n = g_n \cdot b_i \cdot \cos a = 0,28 \cdot 1,48 \cdot 0,987 = 0,41 \hat{e} \hat{I} / \hat{i} .$$

Ориентировочно нагрузка от собственного веса прогона:

$$q_{c.в.}^H = 0,06 \text{ кН/м}; \quad q_{c.в.} = 0,07 \text{ кН/м}.$$

Снеговая нагрузка:

$$S^H = 1,68 \cdot 1,48 \cdot 0,987 = 2,45 \hat{e} \hat{I} / \hat{i}; \quad S = 2,4 \cdot 1,48 \cdot 0,987 = 3,51 \hat{e} \hat{I} / \hat{i} .$$

Нормальные составляющие нагрузок:

$$q_x^H = (0,38 + 0,06 + 2,45) \cdot 0,987 = 2,89 \hat{e} \hat{I} / \hat{i} = 289 \cdot 10^{-5} \hat{I} \hat{I} / \hat{i};$$

$$q_x = (0,41 + 0,07 + 3,51) \cdot 0,987 = 3,99 \hat{e} \hat{I} / \hat{i} = 399 \cdot 10^{-5} \text{ МН} / \hat{i} .$$

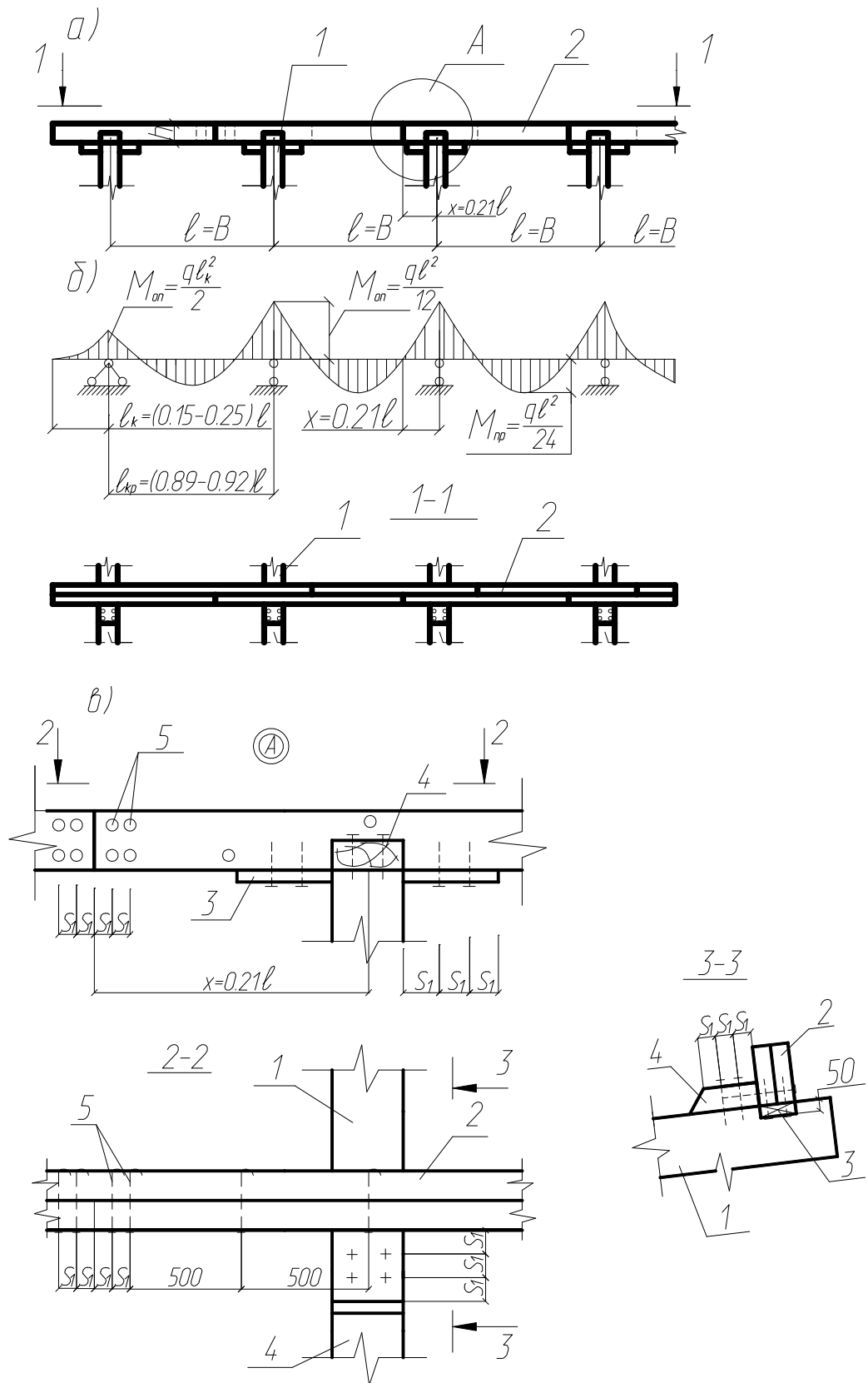
Расчетный изгибающий момент при равнопрогибном решении прогона (см. рис. 2.3, б):

$$M_{\partial \partial \tilde{n}} = \frac{q_x \cdot l^2}{12} = \frac{3,99 \cdot 3^2}{12} = 2,99 \hat{e} \hat{I} \hat{i} = 299 \cdot 10^{-5} \hat{I} \hat{I} \hat{i} .$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{M_{\partial \partial \tilde{n}}}{\frac{R_E}{\gamma_i}} = \frac{299 \cdot 10^{-5}}{\frac{13}{0,95}} = 2,184 \cdot 10^{-4} \hat{i}^3 = 218,4 \tilde{n}^3 .$$

Задаемся шириной сечения досок  $b_I=44$  мм, тогда ширина прогона составит  $b = 2 \cdot 44 = 88$ мм.



**Рис. 2.3. Схема неразрезного спаренного прогона:**

- а) неразрезной спаренный прогон; б) эпюра моментов равнопрогибной схемы;  
 в) схема стыка досок прогона; 1 – несущая конструкция; 2 – прогоны; 3 – упорные кобылки; 4 – противоскатные бобышки; 5 – гвозди

Требуемая высота сечения прогона:

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{mp}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 218,4}{8,8}} = 12,2 \text{ м}.$$

Принимаем момент сопротивления сечения  $b \cdot h = 88 \times 125 \text{ мм}$

$$W = \frac{8,8 \cdot 12,5^2}{6} = 229,2 \text{ м}^3 = 2,29 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Проверка на прочность прогона по нормальным напряжениям производится от действия расчетных нагрузок по формуле:

$$\sigma_i = \frac{I_{\text{длн}}}{W} = \frac{299 \cdot 10^{-5}}{2,29 \cdot 10^{-4}} = 13,06 \text{ МПа} < \frac{R_E}{\gamma_i} = 13,7 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности обеспечена.

### 2.2.2. Проверка прогиба прогона

Момент инерции сечения

$$J_x = \frac{8,8 \cdot 12,5^3}{12} = 1432,3 \text{ м}^4 = 14,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

Относительный прогиб прогона по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{q_x^H \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{289 \cdot 10^{-5} \cdot 3^3}{384 \cdot 10^4 \cdot 14,3 \cdot 10^{-6}} = \frac{1}{704} < \frac{1}{200 \times 0,95} = \frac{1}{190}.$$

Жесткость обеспечивается, следовательно, оставляем принятые размеры прогона, составленного из двух досок сечениями 44x125мм.

### 2.2.3. Расчет стыка досок прогона на гвоздях

Для сплачивания досок прогона в стыках принимаем гвозди  $d=4$  мм,  $l_{\text{сб}}=100$  мм, установленные в два ряда с каждой стороны стыка (рис. 2.4). По длине доски скрепляются гвоздями в шахматном порядке через 500 мм.

Расстояние стыков от опор в равнопрогибных прогонах:

$$a_{\text{ст}} = 0,21 \cdot l_0 = 0,21 \cdot 3 = 0,63 \text{ м}.$$

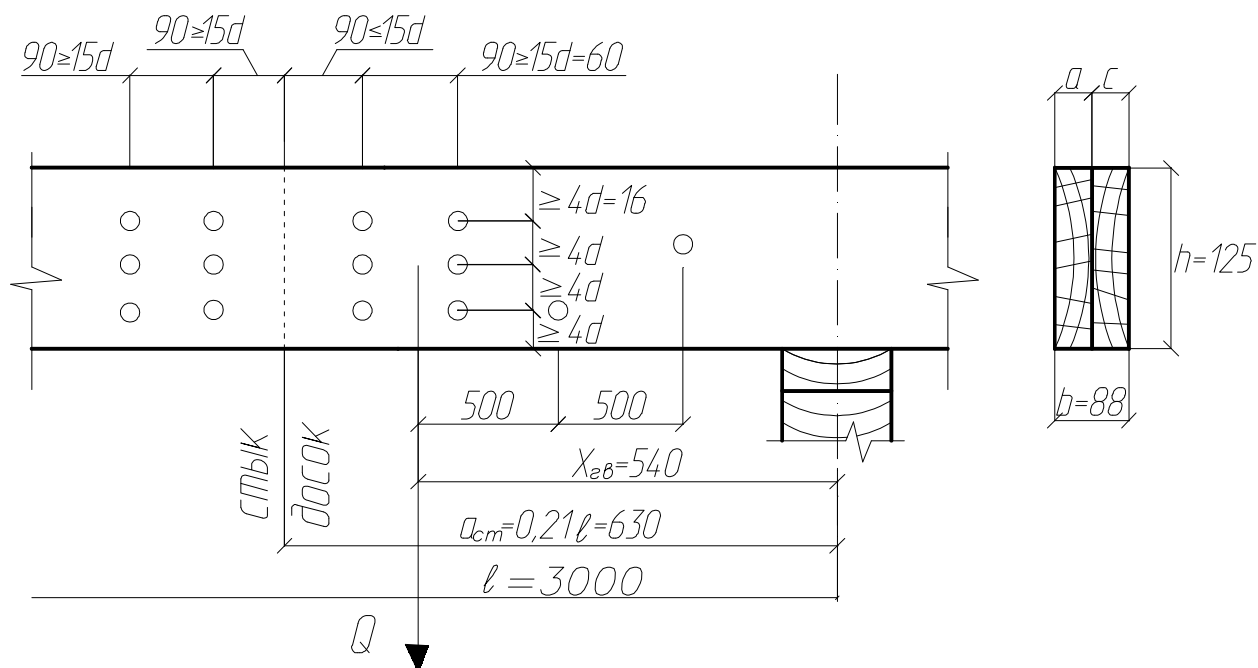
Расстояние гвоздей стыка от опоры:

$$x_{\text{гв}} = a_{\text{ст}} - 15d - \frac{15 \cdot d}{2} = 0,63 - 0,09 = 0,54 \text{ м}.$$

Поперечная сила в стыкуемой доске:

$$Q = \frac{I_{\text{длн}}}{2 \cdot x_{\text{гв}}} = \frac{2,99}{2 \cdot 0,54} = 2,77 \text{ кН}.$$

Так как гвоздь пробивает пакет, расчетная толщина второй доски уменьшается на  $1,5d$  гвоздя, тогда  $a_1 = a - 1,5 \cdot d = 4,4 - 1,5 \cdot 0,4 = 3,8 \text{ см}$ .



**Рис. 2.4. Расстановка гвоздей в месте стыка досок**

Расчетная несущая способность гвоздя в несимметричном односрезовом соединении определяется согласно формулам таблицы 17 СНиП II-25-80 [1]:

- из условия смятия древесины

$$T_{cm} = 0,35 \cdot c \cdot d = 0,35 \cdot 4,4 \cdot 0,4 = 0,62 \text{ кН};$$

- из условия изгиба гвоздя

$$T_u = \kappa_n \cdot a_1 \cdot d = 0,38 \cdot 3,8 \cdot 0,4 = 0,58 \text{ кН}$$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 + 0,01 \cdot a_1^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 3,8^2 = 0,54 \text{ кН},$$

где  $\kappa_n = 0,38$  принят по интерполяции при  $a_1 / c = 3,8 / 4,4 = 0,86$  согласно таблице 18 СНиП II-25-80 [1].

Требуемое количество гвоздей в конце каждой доски определяется по формуле

$$n_{зв} = \frac{Q}{T_{\min}} = \frac{2,77}{0,54} = 5,13 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 шт по схеме на рисунке 2.4.

### **2.3. Пример расчета и конструирования клефанерных панелей покрытия**

#### **2.3.1. Основные положения расчета клефанерных панелей**

Клефанерные панели рассчитываются по схеме однопролетной шарнирно опертой балки на нормальные составляющие постоянных и временных нагрузок, отнесенных к их полной ширине. Расчетный момент

панелей определяется в зависимости от расстояния между несущими конструкциями.

Фанерные обшивки и продольные ребра каркаса работают на изгиб совместно благодаря жесткости клеевых соединений. Поперечное коробчатое сечение панелей, состоящее из древесины и фанеры, рассчитывается по приведенным к фанере геометрическим характеристикам (рис. 2.5).

Высота ребра назначается прежде всего исходя из теплотехнического расчета утеплителя и длины панели. В Казани для общественных и жилых помещений толщина утеплителя составляет приблизительно 180÷200мм.

При коротких панелях порядка 3÷4м снижение расхода древесины на ребра следует достигать за счет уменьшения толщины ребер до 3 см.

### **2.3.2. Условия:**

Спроектировать и рассчитать панель покрытия склада под трехслойную рулонную кровлю с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1. Место строительства – г. Казань. Утеплитель - заливочный фенолформальдегидный пенопласт ФРП-1 плотностью  $\rho = 40 \text{ кг/м}^3$  по ГОСТ 20907-75. Пароизоляция - полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм. Материалы ребер - сосна 2 сорта  $\rho=500\text{кг/м}^3$ ; фанера марки ФСФ, сорта В/ВВ и плотностью  $\rho=700\text{кг/м}^3$ . Класс ответственности здания II, следовательно  $\gamma_n=0,95$ .

### **2.3.3. Выбор конструктивной схемы**

Принимаем ребристую панель размерами в плане 1498x5980 мм, имеющую четыре продольных ребра (рис. 2.6).

Листы фанеры длиной 1525 мм стыкуются на «ус» посередине панели. Поперечные ребра располагаются в торцах панели и в месте стыка фанерных обшивок.

Обшивки принимаем наименьшей допустимой толщины: верхнюю - из семислойной фанеры, толщиной 8 мм; нижнюю - из пятислойной, толщиной 6 мм.

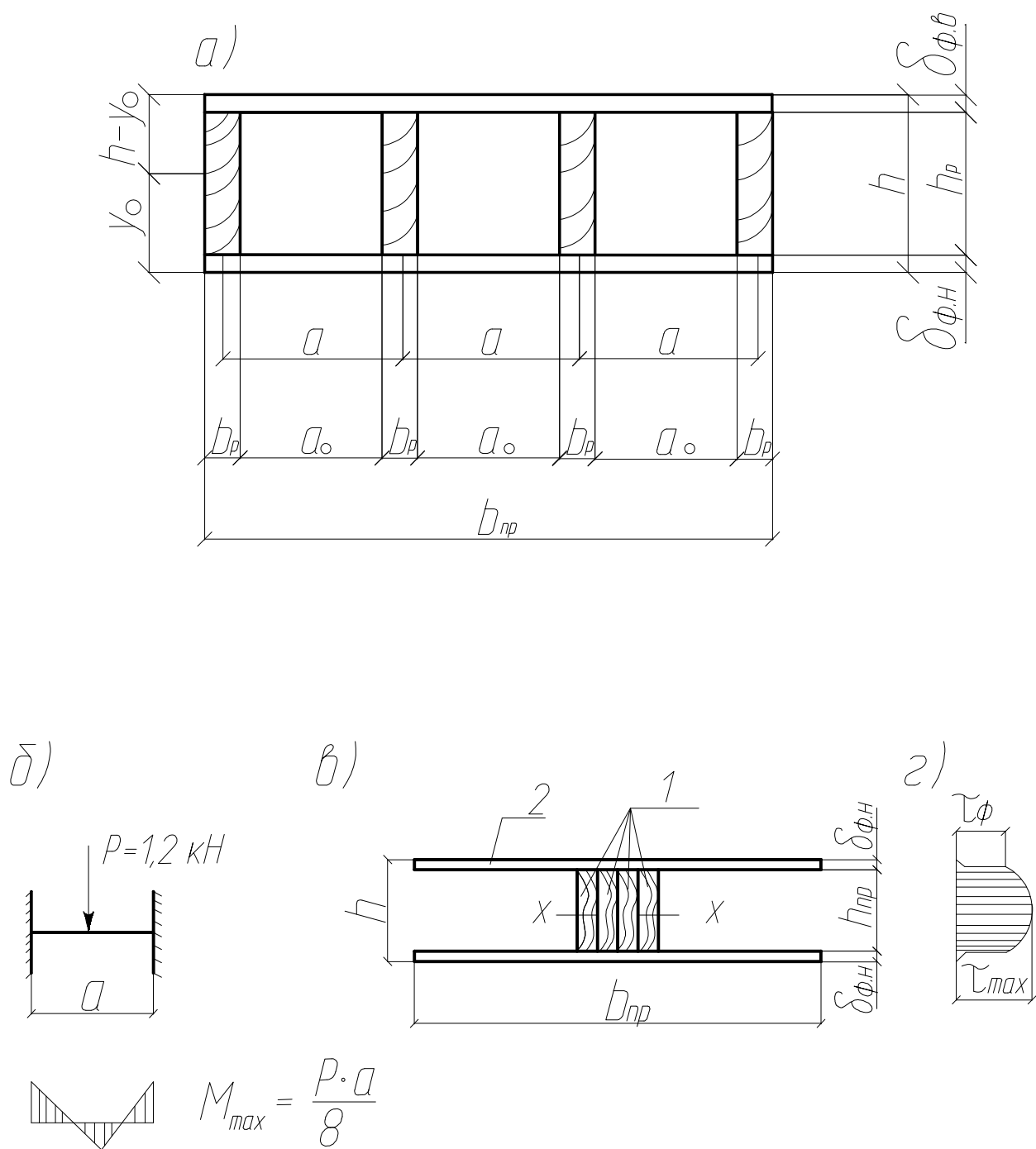
Для ребер каркаса принимаем по сортаменту (прил. 1.5) доски сечением 40x200 мм. После острожки кромок, согласно ГОСТ 7307-75, высоту ребер принимаем  $h_p=200 - 8=192$  мм.

Высота сечения панели  $h_p=192+8+6=206$  мм.

В этом случае  $\frac{h}{l} = \frac{206}{5980} = \frac{1}{29}$  находится в пределах допустимых

значений  $\frac{h}{l} = \frac{1}{20} \div \frac{1}{40}$ .





**Рис. 2.5. К расчету клефанерных панелей:**

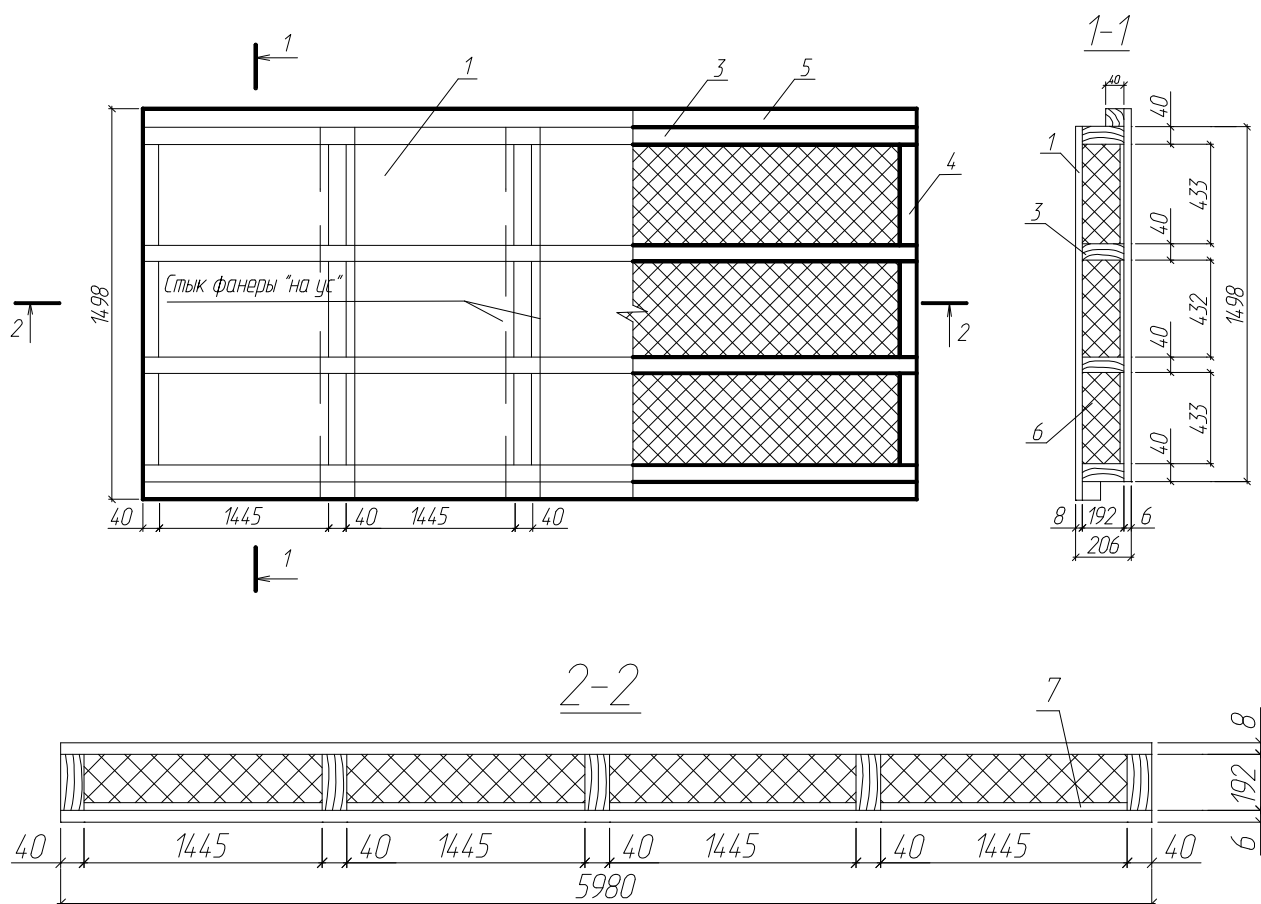
- а) – поперечное сечение панели; б) – расчетная схема верхней обшивки на местный изгиб;  
 в) – приведенное двутавровое поперечное сечение панели; г) – эпюра касательных напряжений; 1 – продольные ребра; 2 – фанерные обшивки

### 2.3.4. Расчет клефанерной панели

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле 5[3]:

$$S = S_0 \mu,$$

где  $S_0$  – расчетное значение веса снегового покрова на  $1\text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 5.2 по данным таблицы 4\*[3].



**Рис. 2.6. Клефанерная панель покрытия:**

1 – верхняя обшивка; 2 – нижняя обшивка; 3 – продольные ребра; 4 – поперечные ребра; 5 – соединительные бруски; 6 – утеплитель; 7 – пароизоляция

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п.п. 5.3-5.6[3].

При угле кровли  $\alpha = 21,80^\circ < 25^\circ$  коэффициент  $\mu=1$ .

Нормативное значение снеговой нагрузки  $S_0$  определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7 согласно п. 5.7 [3].

Сбор нагрузок на  $1\text{ м}^2$  покрытия представлен в табл. 2.2.

Сбор нагрузок на  $1\text{ м}^2$  покрытия

Таблица 2.2

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянные			
1. Трехслойный мягкий ковер	0,090	1,3	0,120
2.Фанерные обшивки (0,008+0,006) $\times 700 \cdot 10^{-2}$	0,098	1,1	0,108
3.Продольные ребра каркаса 4 $\times 0,04 \times 0,192 \times 0,433 \times 500 \cdot 10^{-2} / 1,5$	0,102	1,1	0,112
4. Поперечные ребра 9 $\times 0,04 \times 0,192 \times 0,433 \times 500 \cdot 10^{-2} / 5,98 \cdot 1,5$	0,027	1,1	0,0297
5. Утеплитель 0,192(1,5-4 $\times 0,4$ ) $\times 40 \cdot 10^{-2} / 1,5$	0,069	1.2	0,0828
Итого:	$g_n^H = 0,39$		$g_n = 0,45$
Временная			
1. Снеговая для II-го р-на	$S_0 = 1,68$		$S = 2,4$
Всего:	$g_n^H = 2,07$		$g_n^H = 2,85$

Нагрузки на погонный метр:

$$q^H = g^H \cdot b = 2,07 \cdot 1,5 = 3,1 \text{ кН} / \text{м} = 3,1 \cdot 10^{-3} \text{ МН} / \text{м};$$

$$q = g \cdot b = 2,85 \cdot 1,5 = 4,28 \text{ кН} / \text{м}.$$

Расчетный пролет панели:

$$l = 0,99 \cdot 598 = 592 \text{ мм}.$$

Геометрические характеристики поперечного сечения клефанерной панели (см. рис.2.6):

$$a = a_0 + b_p = 43,4 + 4 = 47,3 \text{ см};$$

$$b_{расч} = 0,9 \cdot b, \text{ т.к.}$$

$$l = 592 > 6 \cdot a = 6 \cdot 47,3 = 283,8 \text{ см}.$$

Тогда приведенная ширина обшивки:

$$b_{пр} = 0,9 \cdot (b - 4) = 0,9 \cdot (149,8 - 4) = 131,2 \text{ мм}.$$

Площадь поперечного сечения:

- нижней и верхней обшивок:

$$F_{\delta.i} = b_{np} \cdot \delta_{\delta.i} = 131,2 \cdot 0,6 = 78,7 \text{ м}^2;$$

$$F_{\phi.s} = b_{np} \cdot \delta_{\phi.s} = 131,2 \cdot 0,8 = 105,0 \text{ см}^2.$$

- продольных ребер

$$F_g = n_p \cdot b_p \cdot h_p = 4 \cdot 4 \cdot 19,2 = 307,2 \text{ м}^2.$$

Расчет панели производится по приведенным к фанере геометрическим характеристикам.

Приведенная площадь сечения:

$$F_{np} = F_{\delta.i} + F_{\delta.a} + F_g \cdot \frac{E_g}{E_{\delta}} = 78,7 + 105,0 + 307,2 \cdot \frac{100000}{90000} = 525 \text{ м}^2.$$

Приведенный статический момент сечения относительно нижней грани панели:

$$S_{np} = F_{\delta.i} \cdot \frac{\delta_{\delta.i}}{2} + F_{\delta.a} \cdot (\delta_{\delta.a} + h_p + \frac{\delta_{\delta.i}}{2}) + F_g \cdot (\delta_{\delta.i} + \frac{h_p}{2}) \cdot \frac{E_g}{E_{\delta}} =$$

$$= 78,7 \cdot 0,3 + 105,0 \cdot (0,8 + 19,2 + 0,4) + 307,2 \cdot (0,6 + \frac{19,2}{2}) \cdot 1,11 = 5643 \text{ м}^3.$$

Расстояние от нижней грани клефанерной панели до центра тяжести сечения

$$y_0 = \frac{S_{np}}{F_{np}} = \frac{5643}{525} = 10,8 \text{ см}; \quad h - y_0 = 20,6 - 10,8 = 9,8 \text{ см}.$$

Моментом инерции обшивок относительно собственной оси и моментом инерции деревянных ребер относительно нейтральной оси (соответственно 1,3 и 6 - слагаемые) при практических расчетах можно пренебречь.

Приведенный момент инерции относительно центра тяжести сечения:

$$J_{np} = \frac{b_{np} \cdot \delta_{\delta.i}^3}{12} + F_{\delta.i} \cdot (y_0 - \frac{\delta_{\delta.i}}{2})^2 + \frac{b_{np} \cdot \delta_{\delta.a}^3}{12} + F_{\delta.a} \cdot (h - y_0 + \frac{\delta_{\delta.a}}{2})^2 + n_p \cdot \frac{b_p \cdot h_p^3 \cdot E_g}{12 \cdot E_{\delta}} +$$

$$+ F_g \cdot (y_0 - \frac{h_p}{2} - \delta_{\delta.i})^2 \cdot \frac{E_g}{E_{\delta}} = \frac{131,2 \cdot 0,6^3}{12} + 78,7 \cdot (10,8 - \frac{0,6}{2})^2 + \frac{131,2 \cdot 0,8^3}{12} +$$

$$+ 105,0 \cdot (9,8 - 0,4)^2 + 4 \cdot \frac{4 \cdot 19,2^3}{12} \cdot 1,11 + 307,2 \cdot (10,8 - \frac{19,2}{2} - 0,6)^2 \cdot 1,11 =$$

$$= 2,36 + 8676,68 + 5,6 + 9277,8 + 9437,2 + 184,3 = 27583 \text{ м}^4 = 27,58 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Как видим, действительно, 1, 3 и 6 слагаемыми можно было пренебречь.

Приведенные моменты сопротивления:

$$W_{np.n} = \frac{J_{np}}{y_0} = \frac{27583}{9,8} = 2814 \text{ см}^3 = 2,81 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$W_{np.a} = \frac{J_{np}}{h - y_0} = \frac{27583}{9,8} = 2814 \text{ см}^3 = 2,81 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,28 \cdot 5,92^2}{8} = 18,75 \text{ кН} \cdot \text{м} = 18,75 \cdot 10^{-3} \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение растяжения в нижней обшивке определяется по формуле:

$$\sigma_{\delta} = \frac{M}{W_{np.i}} = \frac{18,75 \cdot 10^{-3}}{2,81 \cdot 10^{-3}} = 6,67 \text{ МПа} < \frac{R_{\delta.\delta} \cdot \delta_{\delta}}{\gamma_i} = \frac{14 \cdot 0,6}{0,95} = 8,8 \text{ МПа}.$$

Условие прочности выполняется.

Проверка устойчивости верхней сжатой обшивки производится по формуле

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_{\phi} \cdot W_{np.c}} = \frac{18,75 \cdot 10^{-3}}{0,427 \cdot 2,81 \cdot 10^{-3}} = 15,63 \text{ МПа} > \frac{R_{\phi.c}}{\gamma_n} = \frac{12}{0,95} = 12,6 \text{ МПа},$$

где при  $\frac{a_0}{\delta_{\phi.c}} = \frac{43,3}{0,8} = 54,1 > 50$ ,  $\varphi_{\phi} = \frac{1250}{\left(\frac{a_0}{\delta_{\phi.c}}\right)^2} = \frac{1250}{54,1^2} = 0,427$  устойчивость не

обеспечена. Производим замену фанеры из березы на фанеру из лиственницы по п.2 таб. 10[1] для которой  $R_{\phi.c} = 17 \text{ МПа}$ . Тогда  $\sigma_n = 15,63 < \frac{17}{0,95} = 17,9 \text{ МПа}$ .

Условие выполнено.

Проверка верхней обшивки на изгиб от действия местной сосредоточенной нагрузки (см. рис.2.5,б). Изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{D \cdot a}{8} = \frac{1,2 \cdot 0,473}{8} = 7,1 \cdot 10^{-2} \text{ кН} \cdot \text{м} = 7,1 \cdot 10^{-5} \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления расчетной полосы шириной 100см

$$W = \frac{100 \cdot \delta_{\delta.a}^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,7 \text{ см}^3 = 1,07 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

Напряжение сжатия в верхней обшивке панели определяется по формуле:

$$\sigma_c = \frac{M}{W} = \frac{7,1 \cdot 10^{-5}}{1,07 \cdot 10^{-5}} = 6,6 \text{ МПа} < \frac{R_{\delta.\delta.90} \cdot \delta_i}{\gamma_i} = \frac{6,5 \cdot 1,2}{0,95} = 8,2 \text{ МПа}.$$

Проверка на скалывание по шву в местах сопряжения обшивок с ребрами жесткости (см. рис. 2.5, в). Поперечная сила на опоре:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4,28 \cdot 5,92}{2} = 12,7 \text{ кН} = 12,7 \cdot 10^{-3} \text{ МН}.$$

Статический момент верхней обшивки относительно центра тяжести сечения:

$$S_{np1} = F_{ф.с.} \cdot \left( h - y_0 - \frac{\delta_{ф.с.}}{2} \right) = 105 \cdot (9,8 - 0,4) = 987 \text{ см}^3 = 9,87 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Скальвающие напряжения в клеевом слое определяются по формулам:

$$\tau_{\delta} = \frac{Q \cdot S_{np1}}{J_{np} \cdot \sum b_p} = \frac{12,7 \cdot 10^{-3} \cdot 9,87 \cdot 10^{-4}}{27,58 \cdot 10^{-5} \cdot 4 \cdot 4 \cdot 10^{-2}} = 0,28 \text{ МПа} < \frac{R_{\delta, \tilde{m}\tilde{e}}}{\gamma_i} = \frac{0,8}{0,95} = 0,84 \text{ МПа}.$$

Прогиб панели от нормативной нагрузки 3,1 кг/см в см равен :

$$f = \frac{5 \cdot q_x^H \cdot l^4}{384 \cdot E_{\delta} \cdot J_{np}} = \frac{5 \cdot 3,1 \cdot 5,924^4 \cdot 10^6}{384 \cdot 85 \cdot 10^3 \cdot 27583} = 2,11 < \left[ \frac{l}{150} \right] = \frac{592}{150} \approx 3,9 \text{ мм},$$

$$\text{где } E_{\delta} = 85 \cdot 10^3 \frac{\text{МПа}}{\text{мм}^2}; \quad g_x^H = 3,1 \frac{\text{МПа}}{\text{мм}}; \quad l = 5,92 \cdot 10^2 \text{ мм}.$$

Условие так же выполняется.

## **3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ АРОК**

### **3.1. Конструкции арок**

Арки являются распространенными, рациональными и современными основными несущими конструкциями деревянных покрытий производственных, промышленных, сельскохозяйственных и общественных зданий пролетом 12-80 м. В практике зарубежного строительства применяют деревянные арки пролетом 100 и более метров. Существенное значение имеет также архитектурная выразительность арочных покрытий спортивных сооружений, выставочных павильонов, ангаров и т.д.

Трехшарнирные арки являются наиболее распространенными. Они статически определимы, и усилия в их сечениях не зависят от осадок опор и деформаций затяжек. Наличие конькового шарнира позволяет предусмотреть в нем монтажный стык, упрощает изготовление, транспортировку и монтаж.

Сегментные и круговые арки без затяжек имеют значительную высоту, достигающую половины их пролета, опираются обычно непосредственно на фундаменты и применяются в покрытиях однопролетных зданий без подвесного оборудования.

Наиболее рационально использование стрельчатых арок без затяжек в покрытиях зданий, где кроме обычных распределенных нагрузок действуют еще и сосредоточенные силы в зоне конька от подвесного технологического оборудования.

Усилия в сечениях стрельчатых арок в большей мере зависят от величины, характера и соотношения значений, действующих на эти арки нагрузок. Чем больше относительная величина сосредоточенных в зоне конька арки нагрузок, тем ближе рациональная форма арки должна приближаться к треугольной, при которой от этих нагрузок возникают минимальные отрицательные изгибающие моменты. Чем больше относительные величины распределенных нагрузок, тем больше форма оси арки должна приближаться к круговой или параболической, при которой изгибающие моменты являются положительными.

При действии распределенных по арке сосредоточенных в зоне конька нагрузок оптимальной формой оси арки является промежуточная-стрельчатая. При этом кривизна полуарок может быть принята такой (оптимальной), при которой наибольшие положительные и отрицательные изгибающие моменты будут минимальными и близкими по значению. Поперечное сечение арки при этом радиусе получается наименьшим.

### **3.2. Особенности сбора нагрузок на арку**

Расчет арок следует начинать со сбора нагрузок в соответствии со СНиП 2.01.07-85\* и СТО 36554501-015-2008.

### **3.2.1. Снеговая нагрузка**

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле 5 [2]:

$$S=S_0 \cdot \mu,$$

где  $S_0$  - расчетное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 5.2 по данным таблицы 4 [2];  $\mu$  - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с пп. 5.3 - 5.6 [2].

Для арок снеговые нагрузки учитываются только на той части длины дуги арки, где угол наклона касательных к горизонту меньше  $60^\circ$ .

Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициентов  $\mu$  принимаются в соответствии с приложением 3 [2], при этом промежуточные значения коэффициента  $\mu$  необходимо определять линейной интерполяцией.

Для арок кругового очертания и близких к ним по форме снеговые нагрузки согласно п. 5.3 [2] рассчитываются по 4 вариантам, включая нагрузку по всему пролету и на половине пролета (рис. 3.1).

Коэффициенты  $\mu$  согласно приложению 3 [2] определяются по формулам:

$$\mu_1 = \cos 1,8\alpha; \quad \mu_2 = 2,4 \cdot \sin 1,4\alpha, \text{ где } \alpha - \text{уклон покрытия, град.}$$

Для арок стрельчатого очертания снеговые нагрузки рассчитываются по 4 возможным вариантам (рис.3.4).

Согласно прил. 3 и п. 5.3 [2]:

- При  $\beta \geq 15^\circ$  принимаются 1, 2 и 3 варианты снеговой нагрузки, при этом варианты 2 и 3 учитываются при  $20^\circ \leq \gamma \leq 30^\circ$ ;

- при  $\beta < 15^\circ$  стрельчатые арки рассчитываются так же, как и арки кругового очертания.

Нормативное значение снеговой нагрузки  $S_0$  определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7 согласно п. 5.7 [2].

### **3.2.2. Ветровая нагрузка:**

Расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  на высоте  $f$  над поверхностью земли определяется по формуле 6 [2]:

$$w_m = w_0 \cdot k \cdot c,$$

где  $w_0$  - нормативное значение ветрового давления (см. п.6.4 [2]);  $k$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (см. п.6.5 [2]);  $c$  - аэродинамический коэффициент (см. п.6.6 [2]).

Нормативное значение ветрового давления  $w_0$  принимается в зависимости от ветрового района РФ по данным таблицы 5 [2].

Коэффициент  $k$  определяется в зависимости от типа местности.

Значения  $c_1$  и  $c_2$  принимаются по приложению 4 п. 3 [2].



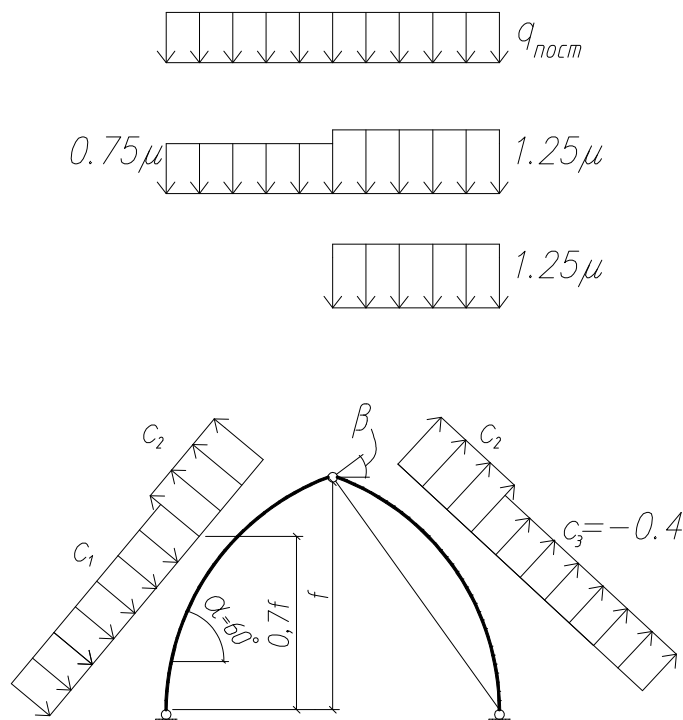


Рис. 3.1. Схемы нагрузок для арок стрельчатого очертания

### 3.3. Пример расчета стрельчатой дощатоклееной арки

**3.3.1. Условия:** запроектировать трехшарнирную стрельчатую арку постоянного сечения, пролет  $l = 24$  м, высота  $f = 16$  м, шаг расстановки арок - В-4,5 м, фундаменты - железобетонные. Арки проектируются для неотапливаемого склада сыпучих материалов (удобрений). Район строительства – г. Казань. Сосна 2-го сорта;  $\gamma_n = 0,95$ .

Ограждающая часть покрытия состоит из прогонов с шагом 1,0, 1,5 м, укладываемых непосредственно на арки. По прогонам устраивается кровля из профнастила.

Устойчивость арок из плоскости обеспечивается прогонами и деревянными диагональными элементами, которые расположены в торцах здания, образуя поперечные связевые фермы. Прогонны прикреплены к верхним граням арок, а в коньке и в зоне опор полуарок поставлены продольные элементы с упором в боковые грани (распорки).

#### 3.3.2. Определение геометрических параметров арки

Геометрические параметры сечений арки, а также углы  $\alpha$  и  $\beta$ , можно получить на ПК, используя графические программы. Исходными параметрами являются пролёт арки 24 м, высота арки 16 м и стрела подъёма полуарки  $f_0 = 1,4$  м,  $\beta = 37^\circ 11' > 15^\circ$ , поэтому коэффициент формы покрытия  $\mu$  для снеговой нагрузки определяем по схеме 16 прил. 3 СНиП 2.01.07-85\* [2] для  $\alpha = 53^\circ 08'$ , т.е.  $\mu = 0,47$ .

При заданном пролете  $l$  высоте арки  $f$  (рис. 3.3) длина хорды полуарки:

$$l_0 = \sqrt{f^2 + (0.5l)^2} = \sqrt{16^2 + 12^2} = 20 \text{ м}.$$

Стрелу подъема дуги полуарки принимаем равной:

$$f_0 = 1,4i > \frac{1}{15}l_0 = 1,33i$$

Длина дуги полуарки:

$$S = \sqrt{l_0^2 + \frac{16}{3}f_0} = \sqrt{20^2 + \frac{16}{3} \cdot 1,4^2} = 20,26i$$

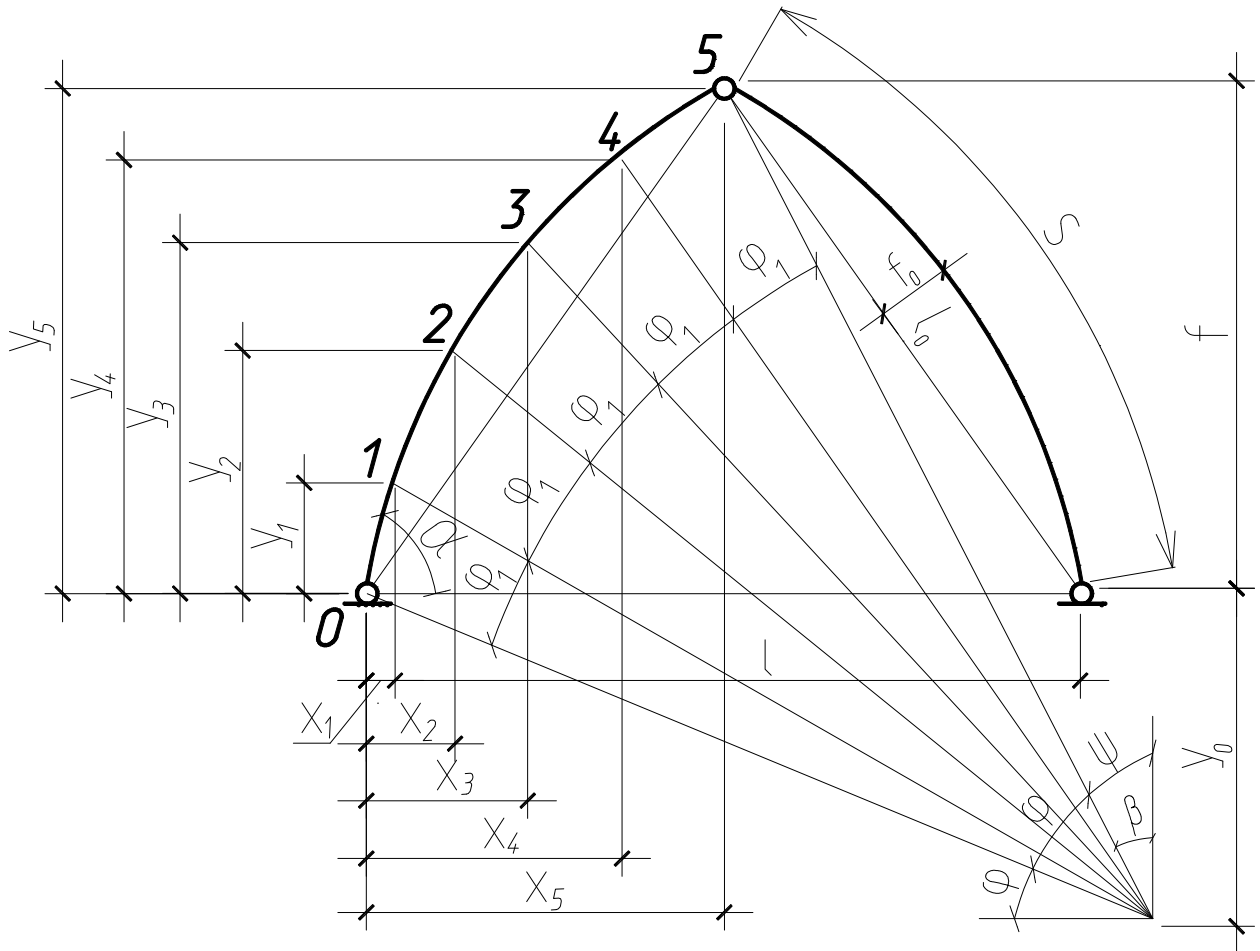


Рис. 3.3. Геометрическая схема стрельчатой арки

Радиус кривизны оси полуарки:  $r = \frac{l_0^2}{8 \cdot f_0} + \frac{f_0}{2} = \frac{20^2}{8 \cdot 1,4} + \frac{1,4}{2} = 36,4i$ .

Угол  $\varphi$  раствора полуарки:  $\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{l_0^2}{2 \cdot r} = \frac{20}{2 \cdot 36,4} = 0,2747$ .

Угол наклона хорды полуарки к горизонту

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{0,5 \cdot l} = \frac{16}{0,5 \cdot 24} = 1,333; \alpha = 53^{\circ}08$$

Угол  $\varphi_0$  наклона радиуса, проходящего через опору арки:

$$\varphi_0 = 90^{\circ} - \alpha - \frac{\varphi}{2} = 90^{\circ} - 53,08^{\circ} - 15,77^{\circ} = 20^{\circ}55$$

Для определения расчетных усилий в сечениях каждую полуарку делим на пять равных частей (см. рис. 3.3). С увеличением количества частей, точность расчета увеличивается. Длина дуги и центральный угол,

соответствующий одному делению части, равны:

$$S = \frac{S}{5} = \frac{20.26}{5} = 4.05; \varphi = \frac{\varphi}{5} = \frac{31^{\circ}54'}{5} = 6^{\circ}23'.$$

За начало координат принимаем левую опору, тогда координаты центра кривизны оси полуарки будут равны:

$$X_0 = r \cdot \cos \varphi_0 = 36,4 \cdot \cos 20^{\circ}55' = 36,4 \cdot 0,934 = 34 \text{ м};$$

$$Y_0 = r \cdot \sin \varphi_0 = 36,4 \cdot \sin 20^{\circ}55' = 36,4 \cdot 0,357 = 13 \text{ м}.$$

Координаты расчетных сечений арки определяем по формулам:

$X_n = X_0 - r \cdot \cos \varphi_n$ ;  $Y_n = r \cdot \sin \varphi_n - Y_0$ ;  $\varphi_n = \varphi_0 + n \cdot \varphi_1$ , (n-номер рассматриваемого сечения).

Координаты оси арки представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1

№ сечения	$n \cdot \varphi_1$	$\varphi_n$	$\cos \varphi_n$	$\sin \varphi_n$	$r \cdot \cos \varphi_n$	$r \cdot \sin \varphi_n$	$X_n$	$Y_n$
0	0	$20^{\circ}55'$	0,934	0,357	34,00	13,00	0	0
1	$6^{\circ}23'$	$27^{\circ}18'$	0,889	0,459	32,36	16,71	1,64	3,71
2	$12^{\circ}46'$	$33^{\circ}41'$	0,832	0,555	30,28	20,20	3,72	7,20
3	$19^{\circ}09'$	$40^{\circ}04'$	0,765	0,644	27,85	23,44	6,15	10,44
4	$25^{\circ}32'$	$46^{\circ}27'$	0,689	0,725	25,08	26,39	8,92	13,39
5	$31^{\circ}55'$	$52^{\circ}50'$	0,604	0,797	22,00	29,00	12,00	16,00

### 3.3.3. Сбор нагрузок, действующих на арку

На арку действуют: собственный вес покрытия арки, технологическая нагрузка, снеговая и ветровая нагрузки. Технологическая нагрузка состоит из веса транспортной галереи (постоянная нагрузка) и веса тележки с грузом. Галерея закреплена к полуаркам на расстоянии 2 м по обе стороны от конькового шарнира. Вес галереи 4,1 кН/м. Вес тележки с грузом (временная нагрузка 48 кН). Схема загрузки стрельчатой арки приведена на рис.3.4

Все постоянные нагрузки приведены к равномерно-распределенной нагрузке на горизонтальную проекцию арки.

1. Нагрузки от веса кровли, и прогонов на  $\text{м}^2$  приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2

Элементы	Вес $1\text{м}^2$ покрытия, кН	Коэффициент К	Нормативная нагрузка, $\text{кН}/\text{м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН}/\text{м}^2$
Профнастил $t=0.8\text{мм}$	0,08	1,69	0,135	1,1	0,149
Прогоны сечением $0.15 \times 0.05\text{м}$ через $1,0\text{м}$	0,038	1,69	0,064	1,1	0,071
Итого $q_n$	0,118		0,199		0,22

где К-коэффициент, равный  $S/0,5l$ , учитывающий длину дуги относительно горизонтальной проекции.

2. Галерея. При отсутствии в задании подвешенного оборудования автор может не учитывать эти нагрузки, однако для складов различного назначения за период эксплуатации возникает необходимость в его установке. И, как выше отмечалось, это зачастую приводит к более оптимальному сечению арки за счет выравнивания положительных и отрицательных моментов.

Вес галереи приведём к равномерно-распределённой нагрузке, используя равенство моментов в середине пролёта балки пролётом 24 м от обоих видов нагружения. Погрешность при этом будет невелика и идёт в запас прочности.

$$q_{\text{гэа}}^i = \frac{8 \cdot P/2 \cdot a}{l^2} = \frac{8 \cdot 2,05 \cdot 10}{24^2} = 0,285 \text{ êÍ / ì ,}$$

где  $P = 4,1$  кН - сосредоточенная нагрузка от галереи;  $a$  - расстояние от опоры до сосредоточенного груза, равное 10 м.

3. Имея данные по нормативным постоянным и снеговым нагрузкам можно по приближённой формуле ориентировочно определить нагрузку от собственного веса арки на  $1 \text{ м}^2$  покрытия.

$$q_{\text{с.á}} = \frac{q_i^i + q_{\text{гэа}}^i + q_{\text{н}}^i}{1000 / \hat{E}_{\text{нá}} \cdot l - 1} = \frac{0,078 + 0,28 + 0,79}{1000 / 4 \cdot 24 - 1} = 0,12 \text{ êÍ / ì}^2,$$

где  $K_{\text{св}}$  - коэффициент собственного веса, для арок равен 4.

Следовательно постоянная нормативная равномерно-распределенная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  покрытия:  $q^n = 0.199 + 0.285 + 0.12 = 0.604 \text{ кН / м}^2$

#### 4. Снеговая нагрузка.

Для заданного района строительства расчетная снеговая нагрузка с учетом коэффициента формы покрытия  $\mu = 0.47$ :

1-й вариант: - при  $1.25\mu$   $q_{\text{сн}} = 2.4 \cdot 0.47 \cdot 1.25 = 1.41 \text{ кН / м}^2$ ;

- при  $0.75\mu$   $q_{\text{сн}} = 2.4 \cdot 0.47 \cdot 0.75 = 0.85 \text{ кН / м}^2$ ;

2-й вариант: - при  $1.25\mu$   $q_{\text{сн}} = 2.4 \cdot 0.47 \cdot 1.25 = 1.41 \text{ кН / м}^2$

Определим равномерно распределенные расчетные нагрузки на 1м горизонтальной проекции арки:

Постоянная нагрузка:  $q^n = (0.22 + 0.12 \cdot 1.1 + 0.285 \cdot 1.2) \cdot 4.5 = 3.123 \text{ кН / м}$

Снеговая нагрузка: 1-й вариант:

- при  $1.25\mu$   $q_{\text{сн}}^p = 1.41 \cdot 4.5 = 6.35 \text{ кН / м}$ ;

- при  $0.75\mu$   $q_{\text{сн}}^p = 0.85 \cdot 4.5 = 3.83 \text{ кН / м}$ ;

2-й вариант: - при  $1.25\mu$   $q_{\text{сн}}^p = 1.41 \cdot 4.5 = 6.35 \text{ кН / м}$ .

#### 5. Ветровая нагрузка.

Расчетную ветровую нагрузку, нормальную к поверхности сооружения, определяем по СНиП 2.01.07-85\*. Наиболее неблагоприятным будет ветер слева, т.е. на тот же скат, где приложена снеговая нагрузка.

$$W = W_0 \cdot K \cdot C \cdot \gamma_f$$

где  $K$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (п.6.5 [3]). Принимаем тип местности  $B$ , следовательно при высоте здания до 10 м,  $K= 0.65$ , до 20 м,  $K= 0.85$ ;  $C$ - аэродинамический коэффициент (п.6.6 [2]). При  $f/l = 0.67$  с наветренной стороны на участке активного давления  $C_e = 0,7$ ; на участке отрицательного давления  $C_{e2} = -1.2$ ;  $C_e = -0.4$  (см. схему 3 прил. 4 [2]);  $W_0$  - нормативное значение ветрового давления, принимаемое для I ветрового района равным  $0.30 \text{ кН/м}^2$  (табл.5, п.6.4 [2]);  $\gamma_f = 1.4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке (п.6.11[2]).

Боковые зоны ветрового давления ограничены точками, имеющими ординату  $Y = 0,7 \cdot f = 0,7 \cdot 16 = 11,2$  м, т.е. между точками 3 и 4, где ординаты 10,44 и 13,39 м соответственно, т.е. длина дуги нижней зоны составляет  $3,26 \cdot S$ , а верхней зоны  $1,74 \cdot S$ . Расчетная погонная ветровая нагрузка на 1 м арки по участкам:

$$P_1 = 0,65 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = 0,86 \text{ кН/м};$$

$$P_2 = P_3 = -0,85 \cdot 1,2 \cdot 0,3 \cdot 1,44 \cdot 4,5 = -1,93 \text{ кН/м};$$

$$P_4 = -0,65 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = -0,49 \text{ кН/м}.$$

Определим равнодействующие ветрового давления на каждой из зон, считая нагрузки приложенными по середине соответствующих дуг:

$$P_1 = P_1 \cdot 3,26 \cdot S_1 = 0,86 \cdot 3,26 \cdot 4,05 = 11,35 \text{ кН};$$

$$P_2 = P_3 = P_2 \cdot 1,74 \cdot S_1 = -1,93 \cdot 1,74 \cdot 4,05 = -13,6 \text{ кН};$$

$$P_4 = P_4 \cdot 3,26 \cdot S_1 = -0,49 \cdot 3,26 \cdot 4,05 = -6,5 \text{ кН}.$$

б. Сосредоточенная нагрузка от тележки с грузом на одну полуарку

$$P_T = 24 \cdot 1,2 = 28,8 \text{ кН}.$$

### 3.3.4. Статический расчет арки

Расчет арки выполняется на сочетании нагрузок: постоянной, снеговой (слева), ветровой (слева), и от загрузочной тележки (рис. 3.4).

$$\text{Опорные реакции от постоянной нагрузки: } R_A = R_B = \frac{q_n \cdot l}{2}; H = \frac{q_n \cdot l^2}{8 \cdot f}.$$

Опорные реакции от загруженной тележки:

$$R_A = R_A = \frac{P}{2}; \dot{I} = \frac{R_A \cdot l / 2 - P / 2 \cdot 2i}{f}.$$

В связи с тем, что для распорных конструкций более неблагоприятные условия возникают при несимметричном нагружении, рассматриваем схему со снеговой нагрузкой на одном скате (вариант 2 загрузки снеговой нагрузкой).

Опорные реакции от снеговой нагрузки на участке левого ската:

$$R_A = \frac{q_{\text{н}} \cdot X_c (l + X_c)}{2 \cdot l}; \quad R_A = \frac{q_{\text{н}} \cdot X_c (l + X_c)}{2 \cdot l}; \quad \dot{I} = \frac{V_a \cdot l}{2 \cdot f},$$

где  $X_c$  - горизонтальная проекция участка кровли с уклоном до  $60^\circ$ , равная 5,9 м (см. рис.3.4).

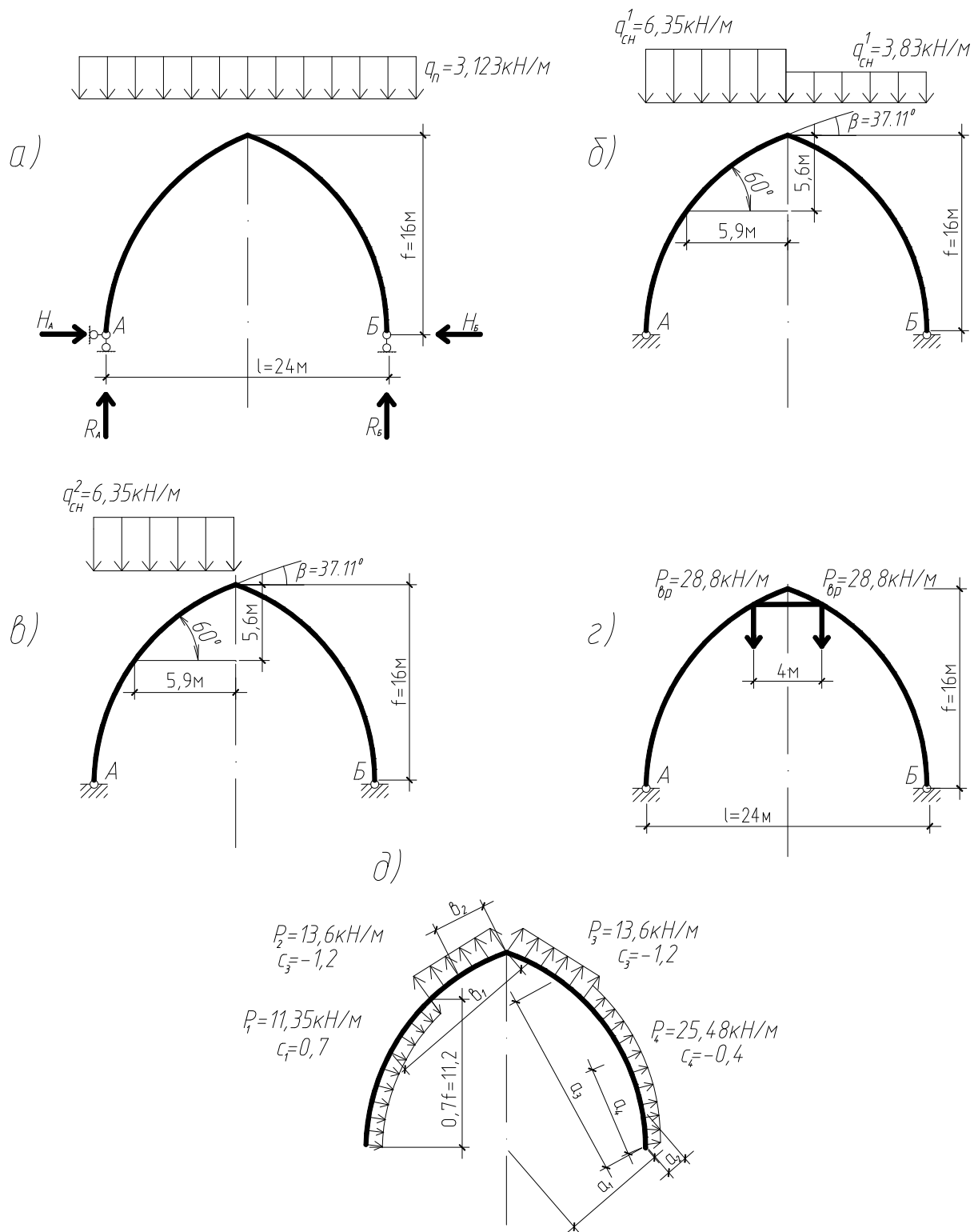


Рис. 3.4 Схемы нагрузок, действующих на арку.

Реакции от ветровой нагрузки определяем из условия равенства нулю суммы моментов относительно опорных и ключевого шарниров.

$$\text{- вертикальные: } R_A = \frac{P_1 \cdot a_1 - P_2(a_2 + a_3) - P_4 \cdot a_4}{l}; \quad R_B = \frac{P_1 \cdot a_4 - P_2(a_3 + a_2) - P_4 \cdot a_1}{l};$$

$$\text{- горизонтальные: } H_A = \frac{R_A \cdot 0.5 \cdot l + P_1 \cdot b_1 - P_2 \cdot b_2}{f}; \quad H_B = \frac{R_B \cdot 0.5 \cdot l - P_4 \cdot b_1 - P_3 \cdot b_2}{f};$$

где  $P_1, P_2, P_3, P_4$  - равнодействующие соответствующих зон ветрового давления;  $a_1, a_2, a_3, a_4$  - плечи равнодействующих относительно опорных шарниров;  $b_1, b_2$  - то же относительно ключевого шарнира.

Вычислим плечи равнодействующих ветрового давления:

$$a_1 = a \cdot \sin(3,37\varphi_1 - \beta_1) = 16,4 \sin 21^{\circ}8' = 16,4 \cdot 0,3606 = 5,91 \text{ м};$$

$$a_2 = a \cdot \sin(0,87\varphi_1 - \beta_1) = 16,4 \sin 5^{\circ}10' = 16,4 \cdot 0,0901 = 1,48 \text{ м};$$

$$a_3 = r \cdot \sin(4,13\varphi_1) = 36,4 \sin 26^{\circ}22' = 36,4 \cdot 0,4441 = 16,2 \text{ м};$$

$$a_4 = r \cdot \sin(1,63\varphi_1) = 36,4 \sin 10^{\circ}25' = 36,4 \cdot 0,1808 = 6,6 \text{ м};$$

$$b_1 = r \cdot \sin(3,37\varphi_1) = 36,4 \sin 21^{\circ}31' = 36,4 \cdot 0,3668 = 13,35 \text{ м};$$

$$b_2 = r \cdot \sin(0,87\varphi_1) = 36,4 \sin 5^{\circ}33' = 36,4 \cdot 0,0967 = 3,52 \text{ м}, \text{ где}$$

$$a = \sqrt{(X_0 - l)^2 + y_0^2} = \sqrt{(34 - 24)^2 + 13^2} = 16,4 \text{ м}; \quad \beta_1 = \beta - \psi = 37^{\circ}34' - 37^{\circ}11' = 0^{\circ}23';$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{X_0 - l}{y_0}\right) = \arctg\left(\frac{34 - 24}{13}\right) = 37^{\circ}34'; \quad \psi = 90^{\circ} - (\varphi_0 - \varphi) = 90^{\circ} - 20^{\circ}55' - 31^{\circ}54' = 37^{\circ}11'.$$

Плечи равнодействующих можно также определить графически на ПК.

Опорные реакции приведены в таблице 3.3, а изгибающий момент от вертикальных нагрузок - в таблице 3.4.

$$\text{Изгибающий момент: } M_x = M_x^0 - H \cdot Y_x,$$

где  $M_x^0$  - изгибающий момент простой балки от рассматриваемой нагрузки.

### Опорные реакции

Таблица 3.3

Вид нагрузки и загрузки	Нагрузка	Опорные реакции, кН			
		$R_A$	$R_B$	$H_A$	$H_B$
Постоянная равномерно распределенная, кН/м	3,12	37,5	37,5	14,1	14,1
Снеговая равномерно распределенная на участке левого полупролета, кН/м	6,35	23,34	14,13	10,6	10,6
Сосредоточенная от тележки, кН	2·28,8	28,8	28,8	18,0	18,0
Ветровая (слева), кН см. рис. 3.4	см. рис. 3.4	-14,6	-14,7	-4,47	2,6

Значения изгибающих моментов от ветровой нагрузки в кН·м приведены в таблице 3.5. Они определены по следующим формулам:

$$\text{-в левой полуарке: } M_n = V_A \cdot X_n - H_A \cdot y_n \pm M_n^a;$$

-в правой полуарке:  $M_n = V_B \cdot X_n - H_B \cdot y_n \pm M_n^e$ , где моменты от ветровой нагрузки, действующей слева и справа от сечения n:

$$M_1^a = -\frac{1}{3,26} \cdot P_1 \cdot r \cdot \sin \frac{\varphi_1}{2}; \quad M_1^e = \frac{1}{3,26} \cdot P_4 \cdot r \cdot \sin \frac{\varphi_1}{2};$$

$$M_2^{\dot{a}} = -\frac{2}{3,26} \cdot P_1 \cdot r \cdot \sin \varphi_1; \quad M_2^{\dot{a}} = \frac{2}{3,26} \cdot P_4 \cdot r \cdot \sin \varphi_1;$$

$$M_3^{\dot{a}} = -\frac{3}{3,26} \cdot P_1 \cdot r \cdot \sin(1,37 \cdot \varphi_1); \quad M_3^{\dot{a}} = -\frac{3}{3,26} \cdot P_4 \cdot r \cdot \sin(1,37 \cdot \varphi_1);$$

$$M_4^{\dot{a}} = -D_1 \cdot r \cdot \sin(2,37 \cdot \varphi_1) + \frac{0,74}{2} \cdot P_2 \cdot r \cdot \sin(0,37 \cdot \varphi_1);$$

$$M_4^{\dot{a}} = D_4 \cdot r \cdot \sin(2,37 \cdot \varphi_1) + \frac{0,74}{2} \cdot P_3 \cdot r \cdot \sin(0,37 \cdot \varphi_1);$$

$$M_5^e = -P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2; M_5^e = P_4 \cdot b_1 + P_3 \cdot b_2.$$

### Значения $M_x$

Таблица 3.4

№ сечения	Координаты, м		Изгибающий момент от верт кальных нагрузок, Кн·м			
	X	Y	Постоянной $g_n$	Снеговой (левая полуарка)	Снеговой (правая полуарка)	Сосредоточенной P
1	1.65	3.69	5.72	-0.60	-15.8	-20.22
2	3.72	7.19	16.76	10.61	-23.65	-22.28
3	6.15	10.44	24.74	32.88	-23.76	-10.8
4	8.92	13.39	21.92	41.01	-15.89	15.9
5	12.0	16.0	0	0	0	0

### Примечания

1. Считаем, что снеговая нагрузка начинается от т. 3.
2. Для более точного определения расчетного момента от снеговой нагрузки можно участок между 3 и 4 точками разделить на более короткие отрезки, определить координаты и вычислить изгибающие моменты.

### Значения изгибающих моментов от ветровой нагрузки, кН·м

Таблица 3.5

№ сечения	$R_A \cdot X_n$	$-H_A \cdot y_n$	$M_n^e$	$M_n$	$R_B \cdot X_n$	$-H_B \cdot y_n$	$M_n^{e'}$	$M_n^{i'}$
1	-24,1	62,4	-7,0	31,3	-24,3	-9,6	4,0	-29,9
2	-54,3	121,5	-28,1	39,1	-54,7	-18,7	16,1	-57,3
3	-89,8	176,4	-57,8	28,8	-90,4	-27,1	33,1	-84,4
4	-130,2	226,3	-99,5	-3,4	-131,1	-34,8	119,7	-46,2
5	-175,2	270,4	-95,2	0	-176,4	-41,6	134,1	0

В связи с тем, что в полуарках напряжения от изгиба значительно больше, чем от сжатия, определим расчетные сечения, проанализировав ве-



личины изгибающих моментов. Для этого сведем в табл.3.6 значения изгибающих моментов в кН·м от постоянных и временных нагрузок. При этом используем коэффициент 0,9 при учете одновременно двух и более временных нагрузок.

Значения изгибающих моментов от постоянных и временных нагрузок  
(кН·м)

Таблица 3.6

№ сеч	Левая полуарка	Правая полуарка
1	$5,72+31,3 \cdot 0,9=33,89$	$5,72+(-15,8-20,22-29,9) \cdot 0,9 = -53,61$
2	$16,76+(10,6+39,1) \cdot 0,9=61,49$	$16,76 + (-23,65-22,28-57,3) \cdot 0,9 = -76,15$
3	$24,74+(32,88+28,8) \cdot 0,9=80,3$	$24,74 + (-23,76-10,8-84,4) \cdot 0,9 = -82,32$
4	$21,92+41,01 \cdot 0,9=58,83$	$21,92 + (-15,89-46,2) \cdot 0,9 = -33,96$

Из сочетания нагрузок видим, что максимальный положительный и отрицательный изгибающие моменты возникают в точке 3 и равны 80.3 кН·м и (-82.32) кН·м. При других исходных данных номера точек и величина моментов могут не совпадать и значительно различаться. В нашем случае, как отмечалось выше, изгибающие моменты минимальны и близки по значению.

Для расчетных сечений 3 (в левой полуарке) определим нормальную силу по формуле:  $N = Q_{\delta} \cdot \sin\varphi + H_A \cdot \cos\varphi$  от всех нагрузок, за исключением ветра, т.к. в силу незначительной величины и обратного знака ее можно принять в запас прочности.

Перерезывающая сила  $Q_x$  в сечении 3 определяется по формуле  $Q_x = Q_{\delta} \cdot \cos\varphi - H_A \sin\varphi$ , где  $Q_{\delta}$  определяется по балочной схеме.

Сечение 3.  $X=12\text{м}$ ;  $\varphi_3=52^{\circ}50'$ ;  $\sin\varphi_3=0,797$ ;  $\cos\varphi_3=0,604$ .

$Q_{\delta}$  от постоянной нагрузки:  $37,5-(6,15 \cdot 3,12)=18,3\text{кН}$

$Q_{\delta}$  от тележки с грузом:  $28,8 \cdot 0,9=25,92\text{кН}$

$Q_{\delta}$  от снега на левой полуарке:  $23,34 \cdot 0,9=21\text{кН}$

Суммарное значение  $Q_{\delta}=65,22\text{кН}$

$H=14,1+0,9 \cdot 10,6+0,9 \cdot 18=39,84\text{кН}$ ;  $N=65,22 \cdot 0,797+39,84 \cdot 0,604=76,04\text{кН}$

Поскольку при определении коэффициента  $f$  согласно п. 6.27 СНиП П-25-80 [1] используется значение сжимающей силы в ключе, то определим ее аналогично.

Сечение 5.  $X=12\text{м}$ ;  $\varphi_5=52^{\circ}50'$ ;  $\sin\varphi_5=0,797$ ;  $\cos\varphi_5=0,604$ .

$Q_{\delta}$  от постоянной нагрузки:  $37,5-(6,15 \cdot 3,12)=18,3\text{кН}$

$Q_{\delta}$  от тележки с грузом:  $28,8 \cdot 0,9=25,92\text{кН}$

$Q_{\delta}$  от снега на левой полуарке:  $14,13 \cdot 0,9=12,72\text{кН}$

Суммарное значение  $Q_{\delta}=56,94$  кН

Суммарный распор  $N=39,84$  кН.

Следовательно:  $N=56,94 \cdot 0,797 + 39,84 \cdot 0,604 = 69,44$  кН

### 3.3.5. Подбор сечения арки

Для изготовления арок принимаем пиломатериал из древесины сосны 2 сорта толщиной 40 мм. Коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n = 0,95$ .

Высота поперечного сечения арки должна быть не менее  $1/40 l$ , т.е. 600 мм. Принимаем согласно приложению 3 с учетом припусков на фрезерование пластей досок с двух сторон:  $(40 - 8) \cdot 19 = 608$  мм. Ширину арки с учетом припусков на фрезерование клееных пакетов по ширине согласно приложению 3 принимаем:  $150 - 15 = 135$  мм.

Согласно пп.3.1 и 3.2 СНиП II-25-80 коэффициенты условий работы древесины будут: при  $h=60,8$  см ;  $m_{\delta} = 0,96$ ; при  $\delta_{сл}=3,2$  см  $m_{сл}=1$ ; при  $\delta_{сл}/f_{сл}=3640/3,2=1137,5 > 500$ ,  $m_{ГН}=1$ .

Тогда расчетное сопротивление сжато-изгибаемого элемента из древесины 2 сорта:  $R_c = \frac{R_u \cdot m_{\delta} \cdot m_{не} \cdot m}{\gamma_n} = \frac{14 \cdot 0,96 \cdot 1 \cdot 1}{0,95} = 14,14$  МПа.

Проверим прочность сечения с максимальным изгибающим моментом в точке 3

$$\frac{N}{F_{\delta \delta \delta}} + \frac{M^{\delta}}{W_{\delta \delta \delta}} \leq R_c; M^{\delta} = \frac{l}{\xi},$$

$$\text{где } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2}; \lambda = \frac{0,58 \cdot 2 \cdot S}{0,289 \cdot h} = \frac{2350}{17,2} = 134; \dot{l}^{\delta} = \frac{82,32}{0,642} = 128,04 \text{ МПа} \cdot \text{м}.$$

Учитывая значительную расчетную длину арки  $l = 0,58 \cdot 2 \cdot S = 2350$  см, проверим ее на устойчивость в плоскости кривизны, в соответствии с п.6.25[1]

$$\sigma = \frac{N}{F_{\delta \delta \delta}} + \frac{\dot{l}^{\delta}}{W_{\delta \delta \delta}};$$

$$\sigma = \frac{65,22 \cdot 10^3}{135 \cdot 608} + \frac{128,04 \cdot 10^6 \cdot 6}{135 \cdot 608^2} = 0,79 + 11,1 = 11,89 < 14,14 \text{ МПа}.$$

Окончательно сечение арки принимается 135 x 608 мм.

Сечение правой полуарки принимается такое же, так как снег и ветер может быть приложен как слева, так и справа.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования (из плоскости кривизны) производим только для правой полуарки, т.к. в связи с отрицательным моментом, сжатой является нераскрепленная нижняя грань сечения. У левой полуарки сжатая верхняя грань раскреплена прогонами с шагом 1,0 м, соединенными со связевыми фермами, что обеспечивает устойчивость полуарок.

Условие устойчивости записывается в виде (при раскрепленной растянутой грани показатель степени  $n=1$ ):

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\sigma p}} + \left( \frac{M}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W} \right)^n \leq 1; \quad \text{где } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = 0.008,$$

$$\text{так как } \lambda = \frac{2350}{0,289 \cdot 13,5} = 602; \quad \varphi_i = \frac{140 \cdot b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\delta = 140 \cdot \frac{13,5^2}{2350 \cdot 60,8} \cdot 1,13 = 0,202.$$

При этом  $\varphi$  и  $\varphi_m$  корректируются, соответственно, умножением на коэффициенты  $K_{IN}$  и  $K_{IM}$ .

$$K_{IN} = 1 + \left[ 0,75 + 0,06 \cdot \left( \frac{l_p}{h} \right)^2 + 0,6 \cdot \alpha_p \cdot \frac{l_p}{h} - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1};$$

$$K_{IM} = 1 + \left[ 0,142 \cdot \frac{l_p}{h} + 1,76 \cdot \frac{h}{l_p} + 1,4 \alpha_p - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1},$$

где  $\alpha_p$ -центральный угол полуарки в радианах, равный 0,54.

$$\frac{m^2}{m^2 + 1} = 1.$$

В нашем случае

$$K_{IN} = 0,75 + 0,06 \left( \frac{2350}{60,8} \right)^2 + 0,6 \cdot 0,54 \cdot \frac{2350}{60,8} = 90,38;$$

$$K_{IM} = 0,142 \cdot \frac{2350}{60,8} + 1,76 \cdot \frac{60,8}{2350} + 1,4 \cdot 0,54 = 6,29,$$

следовательно  $\varphi = 0,008 \cdot 90,38 = 0,723$ ;  $\varphi_m = 0,202 \cdot 6,29 = 1,271$ .

$$\frac{65,22 \cdot 10^3}{0,723 \cdot 14,14 \cdot 135 \cdot 608} + \frac{82,32 \cdot 10^6 \cdot 0,839 \cdot 6}{1,271 \cdot 14,14 \cdot 135 \cdot 608^2} = 0,078 + 0,462 = 0,540 < 1,$$

где  $M$  - максимальный отрицательный момент правой полуарки,  $M=82,32$  кН·м в точке 3 и соответствующая  $N=65,22$  кН. Т.е. условие выполнено, и потери устойчивости из плоскости правой полуарки не будет и дополнительных распорок в этой точке устанавливать не требуется.

### 3.3.6. Расчет опорного узла

Опорный узел конструируем в виде стального башмака, состоящего из опорного листа и двух фасонки с отверстиями для болтов, крепящих основание арки (рис. 3.5) Башмак крепится к фундаменту при помощи двух анкерных болтов диаметром 20мм.

Угол наклона опорной поверхности фрагмента перпендикулярен к оси нормальной силы. Следовательно, необходимо проверить торец полуарки на смятие вдоль волокон.

$$\text{Площадь смятия } 30 \times 13,5 = 405 \text{ см}^2.$$

Максимальное продольное усилие возникает от сочетания действия постоянной нагрузки, временной снеговой нагрузки равномерно распределенной на левой половине пролета арки и веса тележки и рассчитывается как

равнодействующая опорных реакций, возникающих от данных нагрузок по формуле:

$$N_{\max} = Q_{\delta} \sin \varphi_0 + H \cos \varphi_0; \quad \varphi_0 = 20^{\circ}55'; \quad \sin \varphi_0 = 0,357; \quad \cos \varphi_0 = 0,934;$$

$$N_{\max} = (37,5 + 0,9 \cdot (23,34 + 28,8)) \cdot 0,357 + 39,84 \cdot 0,934 = 67,35 \text{ кН}.$$

$$\text{Напряжение смятия } \sigma_{\bar{m}} = \frac{67,35 \cdot 10^3}{40500} = 1,66 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Наличие шарнира в расчетной схеме обеспечивается обмятием древесины, так называемого пластического шарнира.

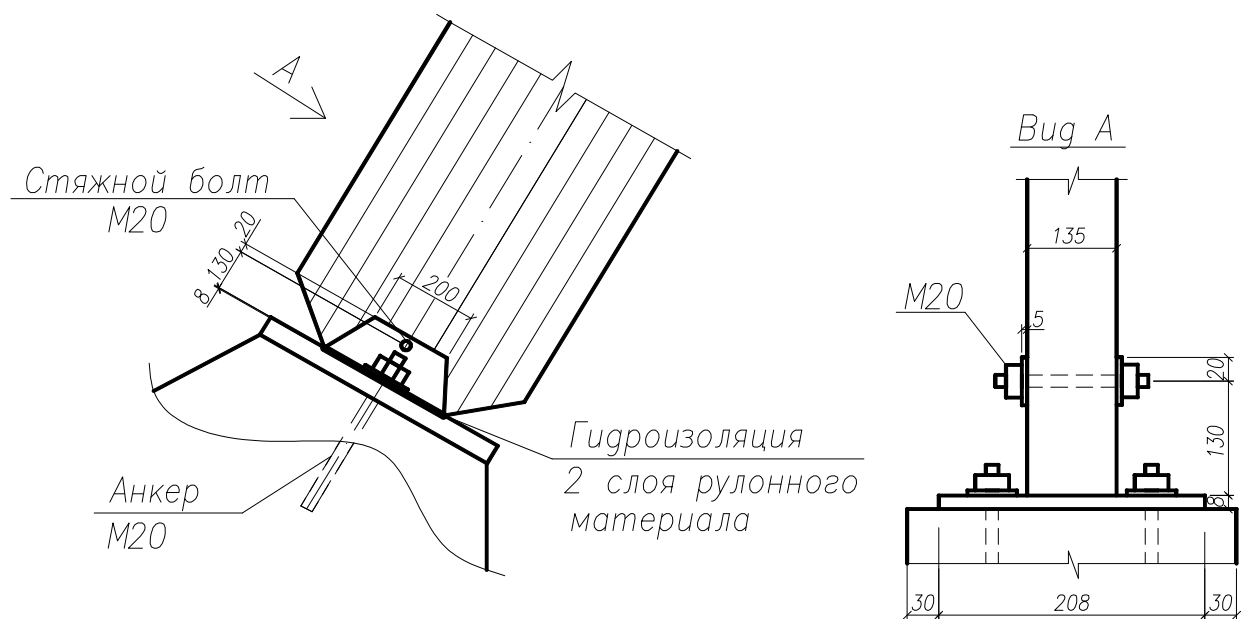


Рис. 3.5 Конструкция опорного узла арки

### 3.3.7. Расчет конькового узла

#### 1. Расчет на смятие.

Передача силы в узле осуществляется через торцы площадок под углом  $\alpha=37^{\circ}$  к направлению волокон. Следовательно, по п. 3.1 [1]

$$R_{\bar{m}\alpha} = \frac{R_{\bar{m}}}{1 + (R_{\bar{m}} / R_{\bar{m}90} - 1) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + (13/3 - 1) \cdot 0,22^3} = 12,56 \text{ МПа}$$

Напряжение смятия

$$\tau_{\bar{m}} = \frac{Q_o}{2 \cdot F} = \frac{36,66 \cdot 10^3}{40500} = 0,91 < 12,56 \text{ МПа}.$$

$$Q_0 = 11,3 + 0,9 \cdot (22,97 + 5,21) = 36,66 \text{ кН};$$

$$Q_n = \frac{q_n \cdot l}{2} \cdot \sin \alpha - \frac{q_n \cdot l^2}{8f} \cdot \cos \alpha = \frac{3.12 \cdot 24}{2} \cdot 0.602 - \frac{3.12 \cdot 24^2}{8 \cdot 16} \cdot 0.8 = 11.3 \text{ кН};$$

$$Q_c = \frac{3}{8} q_c \cdot l \cdot \sin \alpha - \frac{q_c \cdot l^2}{16f} \cdot \cos \alpha = \frac{3}{8} \cdot 6.35 \cdot 24 \cdot 0.602 - \frac{6.35 \cdot 24^2}{16 \cdot 16} \cdot 0.8 = 22.97 \text{ кН};$$

$$Q_n = R_a \cdot \sin \alpha - H_a \cdot \cos \alpha = -14.6 \cdot 0.602 + 4.47 \cdot 0.8 = 5.21 \text{ кН}$$

## 2. Расчет стальных нагелей.

В связи с наличием односторонней нагрузки необходимо назначить диаметр нагелей, затопляющих прокладки к полуарке. В узле поперечная сила от снега равна 22,97кН. Размещаем нагели согласно рисунок 3.6.

На каждый из болтов, ближайших к стыку, передается усилие

$$N_1 = \frac{22,97 \cdot 42}{2 \cdot 30} = 16,08 \text{ кН}.$$

На крайний болт передается усилие  $2 \cdot 16,08 - 22,97 = 9,19 \text{ кН}$ .

Следовательно, расчетное усилие на 1 болт двухсрезного соединения:  $16,08/2 = 8,04 \text{ кН}$ .

Принимаем толщину накладок 10 см, а диаметр болтов 2 см. Несущая способность болтов в данном случае см. п. 5.13; 5.14 [1]:

- по смятию в полуарке:  $\dot{O}_{\bar{n}} = 0,5 \cdot \bar{n} \cdot d \cdot K_{\alpha} = 0,5 \cdot 13,5 \cdot 2 \cdot 0,77 = 10,4 \text{ кН}$  ;

- по смятию в накладках:  $\dot{O}_{\bar{n}} = 0,8 \cdot \bar{a} \cdot d \cdot K_{\alpha} = 0,5 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0,65 = 10,4 \text{ кН}$  ;

- по изгибу болта:

$$\dot{O}_{\bar{e}} = (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{K_{\alpha}} = (1,8 \cdot 4 + 0,02 \cdot 10^2) \cdot \sqrt{0,77} = 8,07 \text{ кН}.$$

Прочность узла обеспечена.

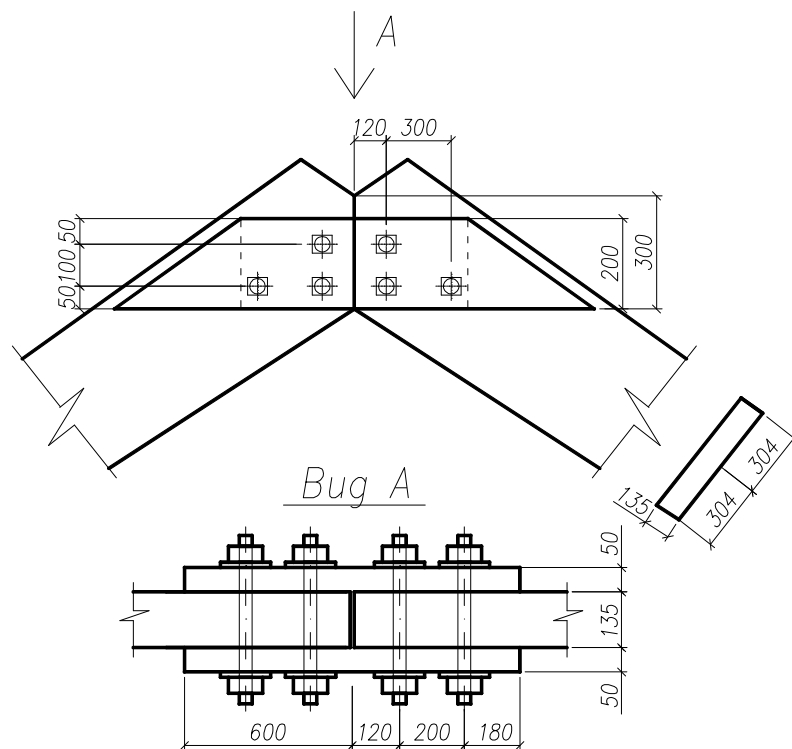


Рис. 3.6. Конструкция конькового узла.

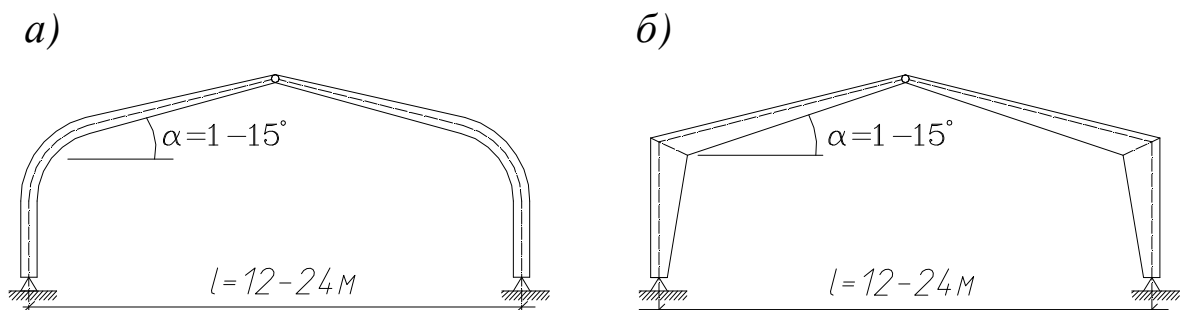
## 4. ДЕРЕВЯННЫЕ РАМЫ

### 4.1. Конструкции деревянных рам

Рамы являются одним из основных классов несущих деревянных конструкций. Вертикальные стойки и наклонные ригели служат основами для настилов покрытий и обшивок стен. В отечественном строительстве в основном применяют однопролетные двускатные рамы пролетом 12-60 м, в зарубежном строительстве рамы пролетом до 80 м. Деревянные рамы можно разделить по ряду признаков. По статическим схемам деревянные рамы могут быть статически определимыми и однократно статически неопределимыми. Трехшарнирная рама (рис. 4.1 а,б) является статически определимой.

Преимуществом этой схемы являются независимость действующих в ее сечениях усилий от осадки фундаментов и относительная простота решений шарнирных опорных узлов. К недостаткам относится возникновение больших изгибающих моментов в карнизных сечениях или узлах.

*Гнутоклееная трехшарнирная рама* (рис.4.1 а) состоит из двух полурам Г-образной формы прямоугольного переменного по высоте сечения, изогнутых при изготовлении в зоне будущего карниза. Первым достоинством этой рамы является то, что она состоит только из двух крупных элементов - полурам, которые соединяются при сборке всего тремя узлами - двумя опорными и одним коньковым.



**Рис. 4.1. Клеедеревянные трехшарнирные рамы:**  
а - гнутоклееная; б – ломаноклееная

Это сводит к минимуму время и трудоемкость сборки и установки таких рам. Второе достоинство - это переменная высота сечений - максимальная в зоне выгиба, где действуют максимальные изгибающие моменты, и минимальная в узлах, где моменты отсутствуют. Это позволяет экономить древесину и рационально использовать ее прочность.

Гнутоклееная рама имеет и существенные недостатки. Сжимающие напряжения в сечениях гнутых участков значительно выше, чем в прямых, а расчетные сопротивления сжатию, которые зависят от отношения радиуса

выгиба к толщине изогнутых досок, существенно ниже, что приводит к повышенному расходу древесины и клея и тем большему, чем меньше это отношение. Однако это отношение не должно быть меньше 150.

**Ломаноклееная рама** (рис.4.1,б), называемая также клеедеревянной рамой с жестким стыком на зубчатых шипах, состоит из двух полурам. Каждая полурама имеет Г-образную форму с переломом оси в месте будущего карниза. Полурама состоит из двух прямых элементов - стойки и полуригеля, имеющих переменные сечения, максимальные в зоне перелома оси. Эти элементы соединяются под необходимым углом наклонным зубчатым шипом. Эти рамы не требуют дополнительных стержней-кобылок для опирания настилов в карнизных узлах.

К недостаткам ломаноклееной рамы относятся: сложность их транспортировки; древесина в зоне перелома оси и зубчатого стыка, где действуют максимальные изгибающие моменты, работает на нормальные напряжения от сжатия с изгибом под значительным углом к направлению волокон. Ее расчетные сопротивления при этом существенно снижаются, и следовательно, увеличиваются размеры этого сечения, повышается расход клееной древесины на раму.

## 4.2. Пример. Гнутоклееная трехшарнирная рама

**4.2.1. Исходные данные.** Запроектировать утепленное складское помещение с несущими конструкциями из гнутоклееных рам. Рама пролетом  $l=18\text{м}$ , шагом  $B=6\text{м}$ . Здание второго класса ответственности,  $\gamma_n = 0,95$ . Температурно-влажностные условия эксплуатации - А1. Кровля утепленная из клефанерных плит с одной верхней обшивкой. Район строительства – г.Казань,  $S = 2,4 \text{ кН/м}^2$ ,  $f = 8\text{и}$ .

На раму действуют равномерно распределенные постоянные и временные снеговые нагрузки (табл. 4.1).

При заданных геометрических размерах рамы и высоте стойки  $H \leq 5 \text{ м}$  ветровая нагрузка не учитывается, так как отсос ветра на кровле уменьшает усилие в элементах рамы.

Собственный вес рамы определяем при  $k_{ce} = 6$ :

$$q_g = (g^H + s^H) / \left[ \frac{1000}{k_{ce} \cdot l} - 1 \right] = (2.28 + 6) / \left[ \frac{1000}{6 \cdot 18} - 1 \right] = 1,00 \text{ кН/м}$$

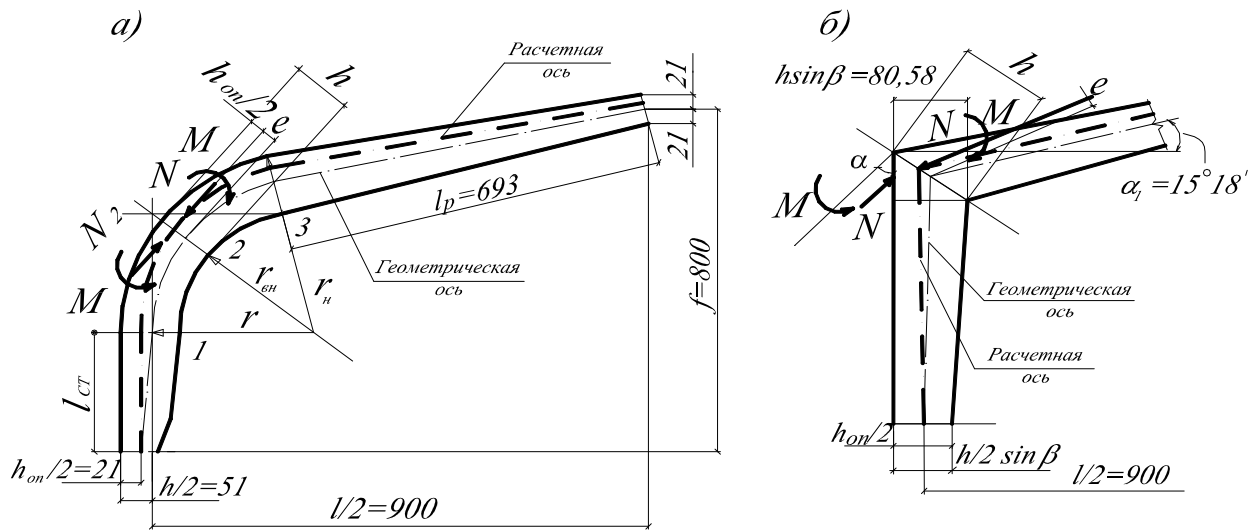


Рис. 4.2. Схемы к определению усилий в карнизных узлах рам:  
а – гнотоклееной; б – с зубчатым стыком

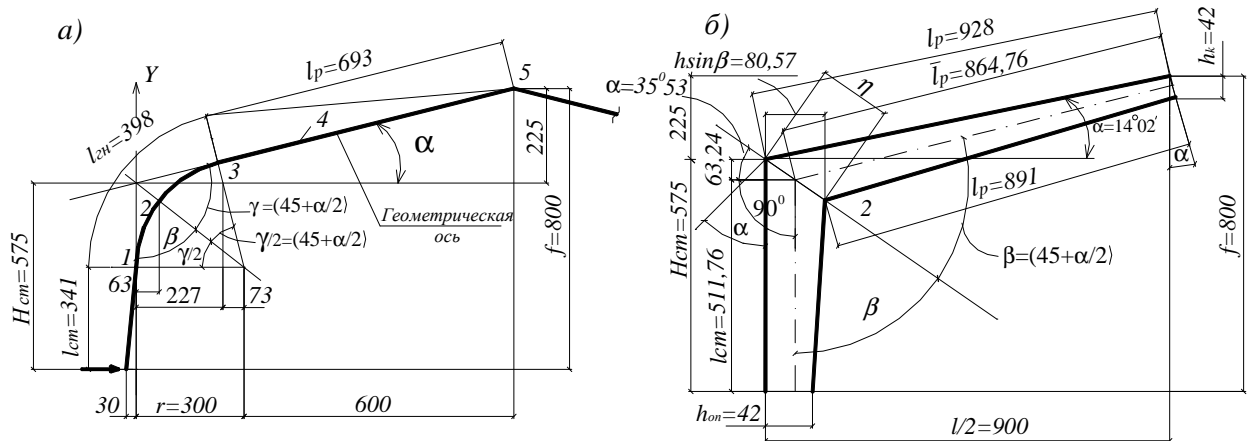


Рис. 4.3. Геометрические схемы осей трехшарнирных рам:  
а – гнотоклееная рама; б – рама с зубчатым карнизным стыком



#### 4.2.2. Геометрический расчет рамы

Высота рамы в коньке  $f = 8 \text{ м}$ .

Нагрузки на раму, кН/м

Таблица 4.1

Наименование нагрузки	Нормативные, кН/м	$\gamma_f$	Расчетные, кН/м
1. Постоянная нагрузка		1,1	
Вес утепленного покрытия – панели	2,28		2,66
Собственный вес рамы	1,00		1,1
Итого	3,28		3,76
2. Снеговая равномерно распределенная нагрузка $s = 1 \cdot 10,08 \text{ } \acute{e}I / i$	10,08		14,4
3. Полная $q = g + s$	13,36		18,16

Радиус выгиба принимаем  $r = 3i$  ;

$r_{\min} = 150 \cdot \delta = 150 \cdot 1,4 = 210 < 300\acute{m}i$  , где  $\delta$  - толщина доски.

Угол наклона ригеля :

$i = 1:4$ ;  $tg \alpha = \frac{1}{4} = 0,25$ ;  $\alpha = 14^{\circ}02'$ ;  $\sin \alpha = 0,24$ ;  $\cos \alpha = 0,97$  .

Угол между радиусом, проходящим по биссектрисному сечению и осям стойки и ригеля (рис. 4.3):

$\beta = \frac{(90^{\circ} + \alpha)}{2} = \frac{90^{\circ} + 14^{\circ}02'}{2} = 52^{\circ}01'$ ;  $\sin \beta = 0,79$ ;  $\cos \beta = 0,62$ ;  $tg \beta = 1,28$ .

Центральный угол гнутого карнизного узла:

$\gamma = 90^{\circ} - \alpha = 90 - 14^{\circ}02' = 75^{\circ}58' = 75,97^{\circ} = 1,33 \text{ } \acute{\delta}\grave{a}\grave{a}$ .

Длина гнутой части карнизного узла:

$l_{\acute{\alpha}} = \frac{\pi \cdot r \cdot \gamma}{180^{\circ}} = \frac{3,14 \cdot 3 \cdot 75,97}{180} = 3,98i$  .

Длина стойки:

$l_{\grave{n}\acute{o}} = f - \frac{l}{2} \cdot tg \alpha - r \cdot tg \left( 45 - \frac{\alpha}{2} \right) = 8 - \frac{18}{2 \cdot 0,25} - 3 \cdot tg (45^{\circ} - 7^{\circ}01') = 8 - 2,25 - 3 \cdot 0,78 = 3,41i$  .

Условная длина стойки:

$H_{\grave{n}\acute{o}} = f - \frac{18}{2} \cdot 0,25 = 8 - 2,25 = 5,75i$  .

Длина полуригеля:

$l_p = \frac{(l/2 - r + r \cdot \sin \alpha)}{\cos \alpha} = \frac{(9 - 3 + 3 \cdot 0,24)}{0,97} = 6,93i$  .

Длина полуарки:

$$l_{np} = l_{\bar{n}\bar{o}} + l_{\bar{a}} + l_p = 3,41 + 3,98 + 6,93 = 14,32 \text{ м}.$$

Ось полуарки разбиваем на 5 сечений (см. рис. 4.2 и 4.3).

Таблица 4.2

№ сечения	X, м	Y, м
1	0	$l_{cm} = 3,41$
2	$r(1 - \cos \gamma / 2) = 0,63$	$l_{\bar{n}\bar{o}} + r \sin \gamma / 2 = 5,26$
3	$r(1 - \cos \gamma) = 2,27$	$l_{cm} + r \sin \gamma = 6,32$
4	4,5	$H_{cm} + 4,5 \operatorname{tg} \alpha = 6,88$
5	9	$H_{cm} + 4,9 \operatorname{tg} \alpha = 8,00$

Координаты расчетных сечений:

$$x_2 = r \cdot \left(1 - \cos \frac{\gamma}{2}\right) = 3 \cdot \left(1 - \cos \left(45 - \frac{\alpha}{2}\right)\right) = 3 \cdot (1 - \cos 37^\circ 59') = 3 \cdot (1 - 0,789) = 0,63 \text{ м};$$

$$x_2 = r \cdot (1 - \cos \gamma) = 3 \cdot (1 - \cos (90 - \alpha)) = 3 \cdot (1 - \cos 75^\circ 58') = 3 \cdot (1 - 0,245) = 2,27 \text{ м};$$

$$r \cdot \sin \frac{\gamma}{2} = 3 \cdot \sin 37^\circ 59' = 3 \cdot 0,615 = 1,85;$$

$$r \cdot \sin \gamma = 3 \cdot \sin 75^\circ 58' = 3 \cdot 0,97 = 2,91;$$

$$4,5 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 4,5 \cdot 0,25 = 1,125.$$

#### 4.2.3. Статический расчет рамы

Определение вертикальных опорных реакций, горизонтальной силы  $H$  продольной силы  $N$ ; поперечной силы  $Q$ ; изгибающего момента  $M$ .

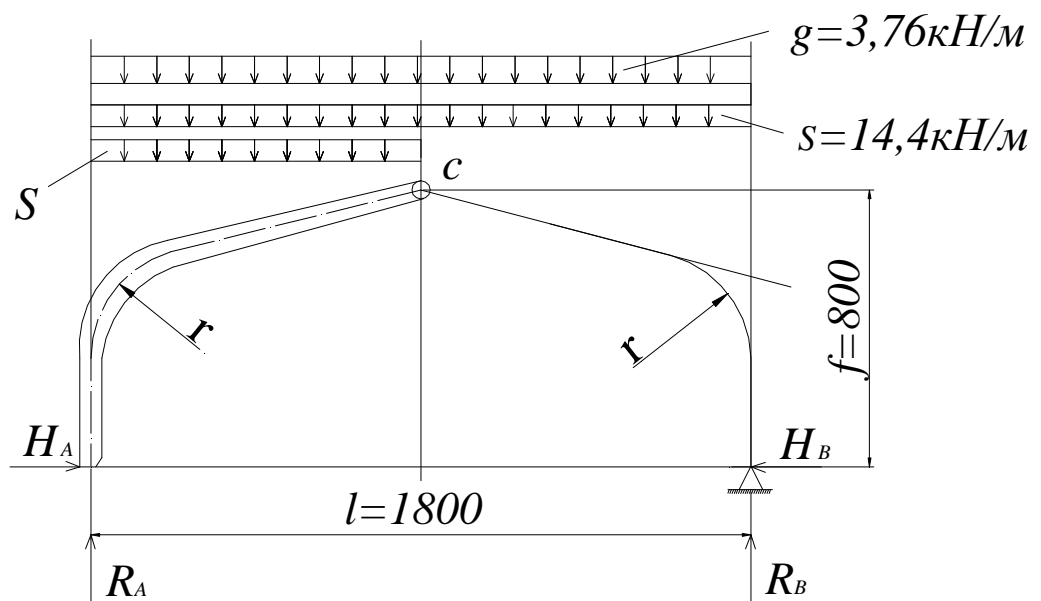


Рис. 4.4. Расчетная схема и схема нагружения рам

Снеговая нагрузка на левой половине рамы:  $s = 14,4 \text{ \acute{e}l} / i$  (см рис. 4.4):

$$R_A = \frac{3 \cdot s \cdot l}{8} = \frac{3 \cdot 14,4 \cdot 18}{8} = 97,2 \text{ \acute{e}l} ;$$

$$H = \frac{s \cdot l^2 \cdot 2}{16 \cdot f} = \frac{14,4 \cdot 18^2}{16 \cdot 8} = 36,45 \text{ \acute{e}l} ;$$

$$M_1 = -H_A \cdot Y_1 = -36,45 \cdot 3,41 = -124,29 \text{ \acute{e}l} \cdot i ;$$

$$M_2 = R_A X_2 - H_A Y_2 - s x_2^2 / 2 = 97,2 \cdot 0,63 - 36,45 \cdot 5,26 - 14,4 \cdot 0,63^2 / 2 = -133,35 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = R_A X_3 - H_A Y_3 - s x_3^2 / 2 = 97,2 \cdot 2,27 - 36,45 \cdot 6,32 - 14,4 \cdot 2,27^2 / 2 = -46,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = R_A X_4 - H_A Y_4 - s x_4^2 / 2 = 97,2 \cdot 4,5 - 36,45 \cdot 8,06 - 14,4 \cdot 4,5^2 / 2 = -2,19 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_0 = R_A = 97,2 \text{ кН}; \quad N_5 = H_A = 36,45 \text{ кН}; \quad Q_0 = H_A = 36,45 \text{ кН};$$

$$Q_5 = R - Sl / 2 = 97,2 - 14,4 \cdot 9 / 2 = -32,4 \text{ \acute{e}l} .$$

Перерезывающая сила  $Q_2$  и  $N_2$  в сечении «2» с максимальным моментом определяются по формулам:

$$Q_2 = R_A \sin \beta - H_A \cos \beta = 97,2 \cdot 0,789 - 36,45 \cdot 0,615 = 54,27 \text{ кН};$$

$$N_2 = R_A \cos \beta + H_A \sin \beta = 97,2 \cdot 0,615 + 36,45 \cdot 0,789 = 88,54 \text{ \acute{e}l} .$$

Снеговая нагрузка на правой половине рамы:

$$R_B = sl / 8 = 14,4 \cdot 18 / 8 = 32,4 \text{ кН};$$

$$H_B = 36,45 \text{ кН}; \quad M_1 = -H_B \cdot Y_1 = 36,45 \cdot 3,41 = -124,29 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = R_B X_2 - H_B Y_2 = 32,4 \cdot 0,63 - 36,45 \cdot 5,26 = -171,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = R_B X_3 - H_B Y_3 = 32,4 \cdot 2,27 - 36,45 \cdot 6,32 = -156,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = R_B X_4 - H_B Y_4 = 32,4 \cdot 4,5 - 36,45 \cdot 8,06 = -148 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_0 = 32,4 \text{ кН};$$

$$N_2 = R_B \cdot \cos \beta + H_B \cdot \sin \beta = 32,4 \cdot 0,789 + 36,45 \cdot 0,615 = 47,98 \text{ кН};$$

$$N_5 = H_B = 36,45 \text{ кН};$$

$$Q_0 = H_B = -36,45 \text{ кН};$$

$$Q_2 = R_B \cdot \sin \beta - H_B \cdot \cos \beta = 32,4 \cdot 0,615 - 36,45 \cdot 0,789 = -8,83 \text{ кН};$$

$$Q_5 = R_B = 32,4 \text{ кН}.$$

Усилия от двусторонней снеговой нагрузки определяются суммированием усилий от односторонних снеговых нагрузок. Усилия от постоянной нагрузки определяются умножением усилий от двусторонней снеговой нагрузки на коэффициент  $k = q/s = 3,76/14,4 = 0,26$ . Ветровые нагрузки из-за незначительного вклада в расчетные сочетания на рассматриваемые рамы не учитываются. Значения усилий приведены в таблице 4.3.

### Усилия в сечениях рамы

Таблица 4.3

№ сечений	Постоянная Нагрузка $g = 3,76 \text{ кН} \cdot \text{м},$ $k = 0,26$	Снеговая нагрузка $s = 14,4 \text{ кН} / \text{м}$			Расчетные сочетания усилий
		слева	справа	На всем пролете	
1	2	3	4	5	6
Изгибающие моменты М, кН·м					
1	-64,63	-124,29	-124,29	-248,58	-313,21(2+5)
2	-79,21	-133,35	-171,32	-304,67	-383,88(2+5)
3	-52,95	-46,82	-156,82	-203,64	-256,59(2+5)
4	-39,05	-2,19	-148	-150,19	-189,24(2+5)
Продольные силы, кН					
0	33,7	97,2	32,4	129,6	163,3(2+5)
2	35,5	88,54	47,98	136,52	172,0(2+5)
5	19,0	36,45	36,45	72,9	91,9(2+5)
Поперечные силы, кН					
0	19,0	36,45	36,45	72,9	91,9(2+5)
2	11,8	54,27	-8,83	45,4	57,25(2+5)
5	0	-32,4	32,4	0	0

#### 4.2.4. Подбор сечений

Сечение 2:  $M = 383,88 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $N = 172 \text{ кН}$ . Принимается древесина 2-го сорта в виде досок сечением после острожки  $\delta b = 1,4 \cdot 16,5 \text{ см}^2$ . Расчетное сопротивление древесины при сжатии с изгибом с учетом ширины сечения больше  $13 \text{ см}$ , толщины доски  $1,4 \text{ см}$ :

$$R_C = R_E = 15 \cdot 1,1 = 16,5 \text{ т} \cdot \text{с} / \text{м}^2.$$

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

$$h_{mp} = \sqrt{6M / (0,7R_{II}b)} = \sqrt{6 \cdot 383,88 / (0,7 \cdot 16,5 \cdot 16,5)} = 120,86 \text{ см}.$$

Принимаем высоту сечения из 87 слоев досок:  $h = 87 \cdot 1,4 = 121,8 \text{ см}$ .

Сечение  $b \cdot h = 16,5 \cdot 121,8 \text{ см}^2$ . Опорное сечение  $Q = 91,9 \text{ т}$ .

Требуемую высоту сечения на опоре определяют из условия прочности на скалывание. Расчетное сопротивление скалыванию для древесины 2-го сорта:  $R_{\tilde{e}} = 1,5 \text{ т} \cdot \text{с} / \text{м}^2$ .

Высота опорного сечения:

$$h_{on} = 3Q / (2bR_{ск}) = 3 \cdot 91,9 / (2 \cdot 16,5 \cdot 0,15) = 55,7 \text{ см} > 0,4h_{mp} = 0,4 \cdot 121,8 = 48,7 \text{ см}.$$

Требуемая высота превышает  $0,4h_{mp}$ , но меньше  $0,5h = 60,9 \text{ см}$ , поэтому принимаем сечение, близкое к требуемому.

Принимаем высоту опорного сечения из 40 досок

$$h_{on} = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ см}; \quad hb = 56 \cdot 16,5 = 924 \text{ см}^2.$$

Высоту конькового сечения принимаем также равной  $h_k = 56 \text{ см}$ .

#### Проверка напряжений при сжатии и изгибе

Сечение 2. Эксцентриситет приложения сжимающего усилия:

$$e = \frac{h - h_{on}}{2} = \frac{121,8 - 56}{2} = 32,9 \text{ см}.$$

Изгибающий момент в биссектрисном сечении 2:

$$M = M_2 - N \cdot e = 383,89 - 172 \cdot 0,329 = 327,29 \text{ т} \cdot \text{с}.$$

Для сжатой внутренней кромки, выполненной из древесины 2-го сорта, расчетное сопротивление сжатию и изгибу:

$$R_c = R \cdot m_b \cdot m_{cl} \cdot m_{zn} / \gamma = 15 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,81 / 0,95 = 11,95 \text{ МПа} = 1,2 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

где учтены коэффициенты условий работы, отражающие влияние высоты сечения  $m_b = 0,85$ , толщины слоя досок  $m_{cl} = 1,1$ , криволинейность поверхности  $m_{zn}$  (табл. 7, 8, 9 [1] или приложение 1.3);

$$r_{вн} = r - e - h / 2 = 3 - 0,329 - 1,218 / 2 = 2,06 \text{ м};$$

$$r_{вн} / \delta = 2,06 / 0,014 = 147; \quad m_{zn} = 0,81.$$

#### 4.2.5. Геометрические характеристики сечения

Площадь сечения  $A = bh = 16,5 \cdot 121,8 = 2010 \text{ см}^2$ . Момент  $W = bh^2/6 = 16,5 \cdot 121,8^2/6 = 40797 \text{ см}^3$ . Расчетная длина  $l_{np} = 1432 \text{ см}$ . Радиус инерции сечения  $r = 0,29h = 0,29 \cdot 121,8 = 35,3 \text{ см}$ . Гибкость  $\lambda = l_{np} / r = \frac{1432}{35,3} = 40,6$ .

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения полуарки [1],  $K_{эсN} = 0,07 + 0,93 \cdot h_{он} / h = 0,07 + 0,93 \cdot 0,56 / 1,218 = 0,5$ .

Коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = K_{эсN} \cdot 3000 / \lambda^2 = 0,5 \cdot 3000 / 40,6^2 = 0,91.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от действия продольной сжимающей силы,

$$\xi = 1 - N / (\varphi \cdot R_c \cdot A) = 1 - 172 / (0,91 \cdot 1,2 \cdot 2010) = 0,92.$$

Изгибающий момент с учетом деформаций от продольной силы:

$$M^d = M / \xi = 327,29 / 0,92 = 355,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент:

$$k_{эс} = (1 - 0,5h/r) / (1 - 0,17h/r) = (1 - 0,5 \cdot 121,8/300) / (1 - 0,17 \cdot 121,8/300) = 0,86.$$

Напряжение сжатия внутренней кромки карнизного узла:

$$\sigma_c = N / A + M^d / (k_{эс} \cdot W) = 172 / 2010 + 355,75 / (0,86 \cdot 40797) = 1,1 \langle 1,2 \hat{e} \hat{I} / \hat{n} \hat{i}^2.$$

Для растянутой наружной кромки, выполненной из древесины 1-го сорта, расчетное сопротивление растяжению:

$$R_p = R \cdot m_{zn} = 12 \cdot 0,76 / 0,95 = 9,6 \text{ МПа} = 0,96 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$r_n = r - e + h/2 = 3,0 - 0,329 + 121,8/2 = 3,28 \text{ м};$$

$$r_n / \delta = 3,28 / 0,014 = 234; \quad m_{zn} = 0,76.$$

$$\text{Коэффициент: } k_{\alpha} = \frac{1+0,5 \cdot h/r}{1+0,17 \cdot h/r} = \frac{1+0,5 \cdot 121,8/300}{1+0,17 \cdot 121,8/300} = 1,1.$$

Напряжение растяжения наружной кромки карнизного узла:

$$\sigma_{\delta} = N / A + M^{\alpha} / (k_{\alpha} W) = 172 / 2010 + 35575 / (1,1 \cdot 40797) = 0,88 \leq 0,96 \hat{\sigma} / \hat{n}^2.$$

#### **4.2.6. Проверка устойчивости плоской формы деформирования полурамы**

Рама закреплена из плоскости по наружным растянутым кромкам с помощью стеновых панелей, плит покрытия, поперечных сжатых связей. Внутренняя сжатая кромка рамы не закреплена. Расчетная длина растянутой зоны равна длине полурамы, так как по всей длине отсутствуют сечения с нулевыми моментами  $l_{np} = 1432 \text{ см}$ .

$$\text{Площадь биссектрисного сечения: } A = bh = 16,5 \cdot 121,8 = 2010 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления: } W = bh^2 / 6 = 16,5 \cdot 121,8^2 / 6 = 40797 \text{ см}^3.$$

$$\text{Радиус инерции из плоскости при сжатии: } r_y = 0,29b = 0,29 \cdot 16,5 = 4,79 \text{ см}.$$

$$\text{Гибкость: } \lambda_y = l_{np} / r_y = 1432 / 4,79 = 289,95.$$

$$\text{Коэффициент устойчивости при сжатии: } \varphi_y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 289,95^2 = 0,033.$$

Коэффициент устойчивости при изгибе:

$$\varphi_m = 140b^2 k_{\phi} / (l_{np} h) = 140 \cdot 16,5^2 \cdot 1,13 / (1432 \cdot 121,8) = 0,24,$$

где  $k_{\phi} = 1,13$  - коэффициент формы эпюры изгибающих моментов (табл. 2 прил. 4 [1]).

Коэффициенты  $K_{IN}$  и  $K_{IM}$  учитывают закрепление растянутой кромки из плоскости. При количестве закреплений более четырех оно считается сплошным:

$$K_{IN} = 0,75 + 0,06(l_{np} / h)^2 + 0,6\alpha_p l_{np} / h = 0,75 + 0,06(1432 / 121,8)^2 + 0,6 \cdot 1,33 \cdot 1432 / 121,8 = 18,42;$$

$\alpha_p = \gamma = 1,33 \text{ рад}$  - центральный угол гнутой части в радианах;

$$K_{\text{ПМ}} = 0,142 l_{\text{нр}} / h + 1,76 h / l_{\text{нр}} + 1,4 \alpha_p = 0,142 \cdot 1432 / 121,8 + 1,76 \cdot 121,8 / 1432 + 1,4 \cdot 1,33 = 3,68.$$

Устойчивость полуарки:

$$N / (\varphi_o K_{iN} R_c A) + M^a / (\varphi_M K_{iI} R_f W) = 172 / (0,033 \cdot 18,42 \cdot 1,2 \cdot 2010) + 35575 / (0,24 \cdot 3,68 \cdot 1,2 \cdot 40797) = 0,94 < 1.$$

Общая устойчивость плоской формы деформирования полуарамы обеспечена при наличии связей по наружному контуру в виде трехслойных панелей. При невыполнении условия устойчивости необходимо в середине рамы установить распорку, которая уменьшает расчетную длину в 2 раза.

### **Расчет узлов**

#### **4.2.7. Опорный узел**

Усилия, действующие в узле (рис. 4.5):  $N = 163,3 \text{ кН}$ ;  $Q = 91,9 \text{ кН}$ . Температурно-влажностные условия эксплуатации — В1. Материал — лиственница 2-го сорта. Ширина сечения 16,5 см.

Проверка напряжения сжатия торца стойки.

$$\text{Площадь сечения равна: } A = b \cdot h_{iI} = 16,5 \cdot 56 = 924 \text{ см}^2.$$

Расчетное сопротивление сжатию  $R_c = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ . Напряжение сжатия  $\sigma = N / A = 163,3 / 924 = 0,177 < R_c \cdot m_b \cdot m_n = 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ .

Проверка напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к опорной вертикальной диафрагме - 4 (рис. 4.5).

Расчетное сопротивление смятию:  $R_{\text{см90}} = 3,0 \text{ МПа} = 0,3 \text{ кН} / \text{см}^2$ . Требуемая высота диафрагмы:  $h_{\text{мп}} = \frac{Q}{b \cdot R_{\text{см90}}} = \frac{91,9}{16,5 \cdot 0,3} = 18,56 \text{ см}$ .

Конструктивно принимаем высоту диафрагмы  $h_d = 20 \text{ см}$ .

Рассчитываем упорную вертикальную диафрагму на изгиб как балку пролетом, равным  $b$ , частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов. Равномерно распределенная нагрузка по длине балки (диафрагмы) равна:

$$q_a = \frac{Q}{b};$$

момент от нагрузки  $q_d$  в диафрагме равен:

$$M_a = \frac{q_a \cdot b^2}{16}.$$

Таким образом, изгибающий момент:

$$M = \frac{Qb}{16} = \frac{91,9 \cdot 16,5}{16} = 94,77 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,95 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



Требуемый момент сопротивления:  $W_{\delta\delta} = \frac{I_{\ddot{a}}}{R_{\dot{e}}} = \frac{94,77}{21,00} = 4,5\tilde{m}^3$ .

Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления, определяемый по формуле:

$$W = \frac{h_a \delta^2}{6}, \text{ где } \delta \text{ — толщина диафрагмы; } \delta = \sqrt{\frac{6W_{\delta\delta}}{h_a}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4,5}{20}} = 1,16\tilde{m}.$$

Принимаем  $\delta = 1,2\text{ см}$ .

Боковые пластины принимаем той же толщины:

$$A_{\text{он}} = 20 \cdot 1,2 = 24\text{ см}^2; \quad W = 20 \cdot 1,2^2 / 6 = 4,8\text{ см}^3; \quad N = Q/2 = 91,9/2 = 45,95\text{ кН};$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{45,95}{24} + \frac{94,77}{4,8} = 21,66\hat{e}\dot{I} / \tilde{m}^2 < 21 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 22,68\hat{e}\dot{I} / \tilde{m}^2.$$

Башмак крепим к фундаменту двумя анкерными болтами, работающими на срез и растяжение. Сжимающие усилия передаем непосредственно на фундамент.

Изгибающий момент, передающийся от башмака на опорный лист равен:

$$M = Q \cdot \frac{h_a}{2} = 91,9 \cdot 0,1 = 9,19\hat{e}\dot{I} \cdot \dot{i}.$$

Момент сопротивления опорной плоскости башмака:

$$W = \frac{2bl^2}{6} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 32,5^2}{6} = 3169\tilde{m}^3,$$

где  $b = 9$  см — ширина опорной плоскости башмака;  $l = 32,5$  см — длина опорной плоскости башмака.

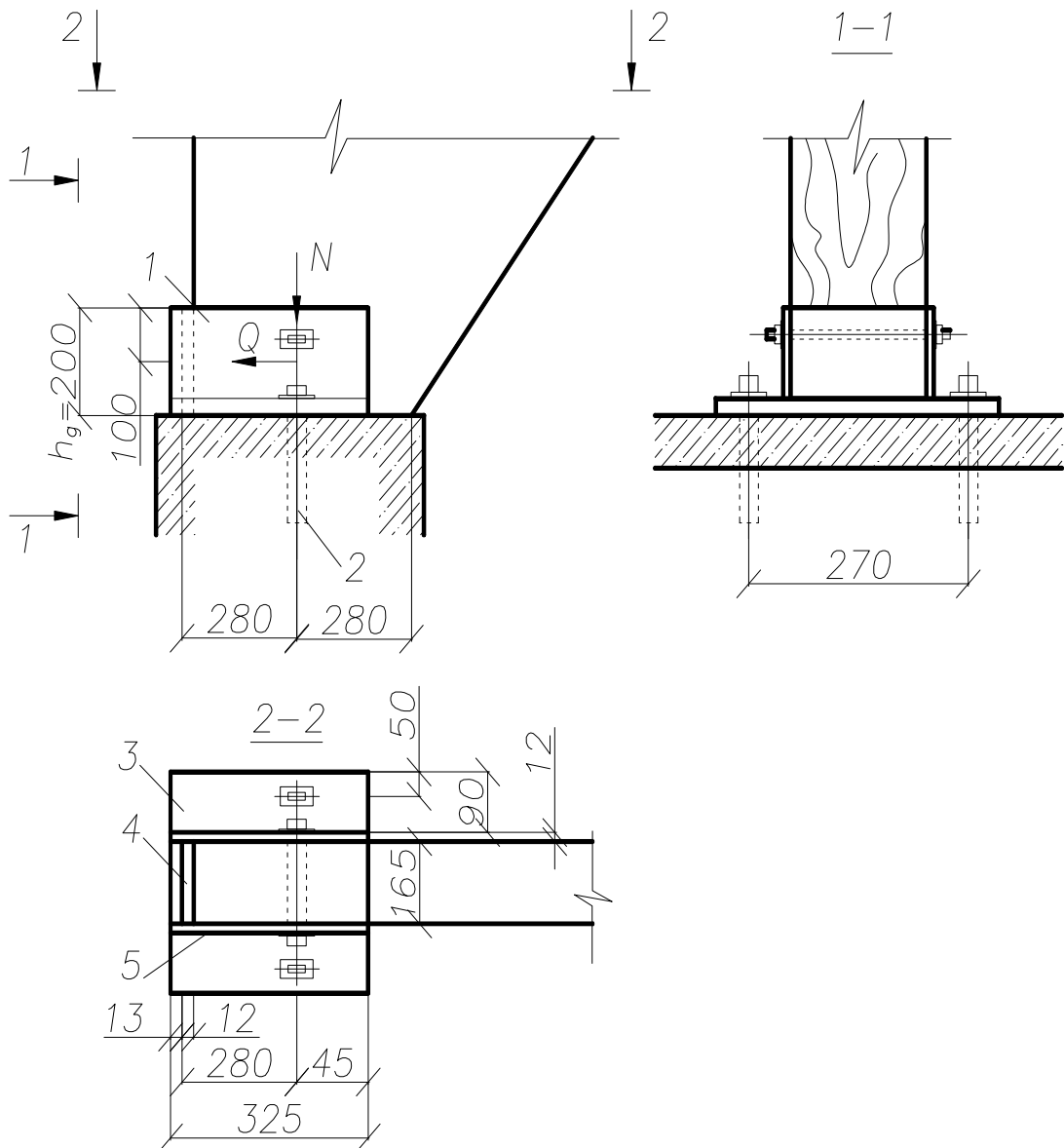
Сминающие напряжения под башмаком:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{919}{3169} = 0,29\text{ кН/см}^2 \text{ при бетоне класса В10.}$$

Анкерные болты принимаем диаметром 20мм :

$$A_{\dot{a}\delta} = 3,14\tilde{m}^2; \quad A_{\dot{i}\delta} = 2,18\tilde{m}^2.$$

Для того чтобы срез воспринимался полным сечением болта, устанавливаем под гайками шайбы толщиной 10мм.



**Рис. 4.5. Опорный узел рамы:**

1-металлический стальной башмак из листа; 2-анкерный болт; 3-опорный лист;  
4-упорная диафрагма; 5-боковая пластина башмака

Усилия в болтах определяем по следующим формулам:

$$N_{\delta} = \frac{M}{\frac{2}{3} \cdot 2l} = \frac{919 \cdot 3}{4 \cdot 32,5} = 21,2 \text{ кН}.$$

Срезающее усилие:  $N = Q / 2 = 91,9 / 2 = 45,95 \text{ кН}.$

Напряжение растяжения в пределах нарезки:

$$\sigma_{\delta} = \frac{N_{\delta}}{A_{r\delta}} = \frac{21,2}{2,18} = 9,7 < 0,8R_y \cdot \gamma_c = 0,8 \cdot 21 \cdot 1 = 16,8 \text{ кН/см}^2; 0,8 - \text{коэффициент,}$$

учитывающий неравномерную работу болтов.

$$\text{Напряжение среза: } \sigma_{\bar{n}\delta} = \frac{N_{\bar{n}\delta}}{A_{\bar{n}\delta}} = \frac{45,95}{3,14} = 14,6 \text{ кН/см}^2 < 17,5 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность узла обеспечена.

#### 4.2.8. Коньковый узел

Решается с помощью деревянных накладок и болтов (рис 4.6). На накладки толщиной “а” = 9см действует поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки  $Q = 21,6 \text{ кН}$ .

Усилие, передающееся на первый, ближайший к коньку ряд болтов,

$$N_1 = Qe_1 / e_2 = 32,4 \cdot 49 / 35 = 45,36 \text{ кН},$$

где  $e_1 = 49 \text{ см}$  - расстояние от конька до второго ряда болтов;  $e_2 = 35 \text{ см}$  - расстояние между болтами.

Усилие, передающееся на второй ряд болтов,

$$N_2 = N_1 - Q = 45,36 - 32,4 = 12,96 \text{ кН}, \text{ принимаем болты } 22 \text{ мм}.$$

Несущая способность в одном срезе болта при изгибе

$$T_{II} = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{K_a} = (1,8 \cdot 2,2^2 + 0,02 \cdot 9^2) \sqrt{0,55} = 7,29 \text{ кН} < 2,5d^2 \sqrt{0,55} = 8,95 \text{ кН};$$

$$\alpha = 90 - 14^\circ 02' = 75^\circ 58',$$

где  $k_a = 0,55$  (табл. 19 СНиП II-25-80).

При смятии древесины:

$$T_a = 0,8adk_a = 0,8 \cdot 9 \cdot 2,2 \cdot 0,55 = 8,64 \text{ кН};$$

$$T_c = 0,5bdk_a = 0,5 \cdot 16,5 \cdot 2,2 \cdot 0,55 = 9,98 \text{ кН};$$

$$T_{\min} = 8,64 \text{ кН}.$$

Число двухсрезовых болтов в первом ряду  $n_1 = N_1 / (T_{\min} \cdot n_{cp}) = 45,36 / (8,64 \cdot 2) = 2,6$ , принимаем три болта; во втором ряду  $n_2 = 12,96 / (8,64 \cdot 2) = 0,75$ , принимаем один болт.

Смятие торцов полуарки под углом  $\alpha = 14^\circ 02'$  к продольным волокнам:

$$\sigma = N / (bh_{op}) = 91,9 / (16,5 \cdot 56) = 0,1 < R_{cm\alpha} < 1,43 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$R_{cm\alpha} = \frac{15}{1 + (15/1,8 - 1) \sin^3 14^\circ 02'} / 0,95 = 1,43 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Проверяем накладки на изгиб:

$$M = Q(l_1 - l_2) = 32,4 \cdot 14 = 453,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

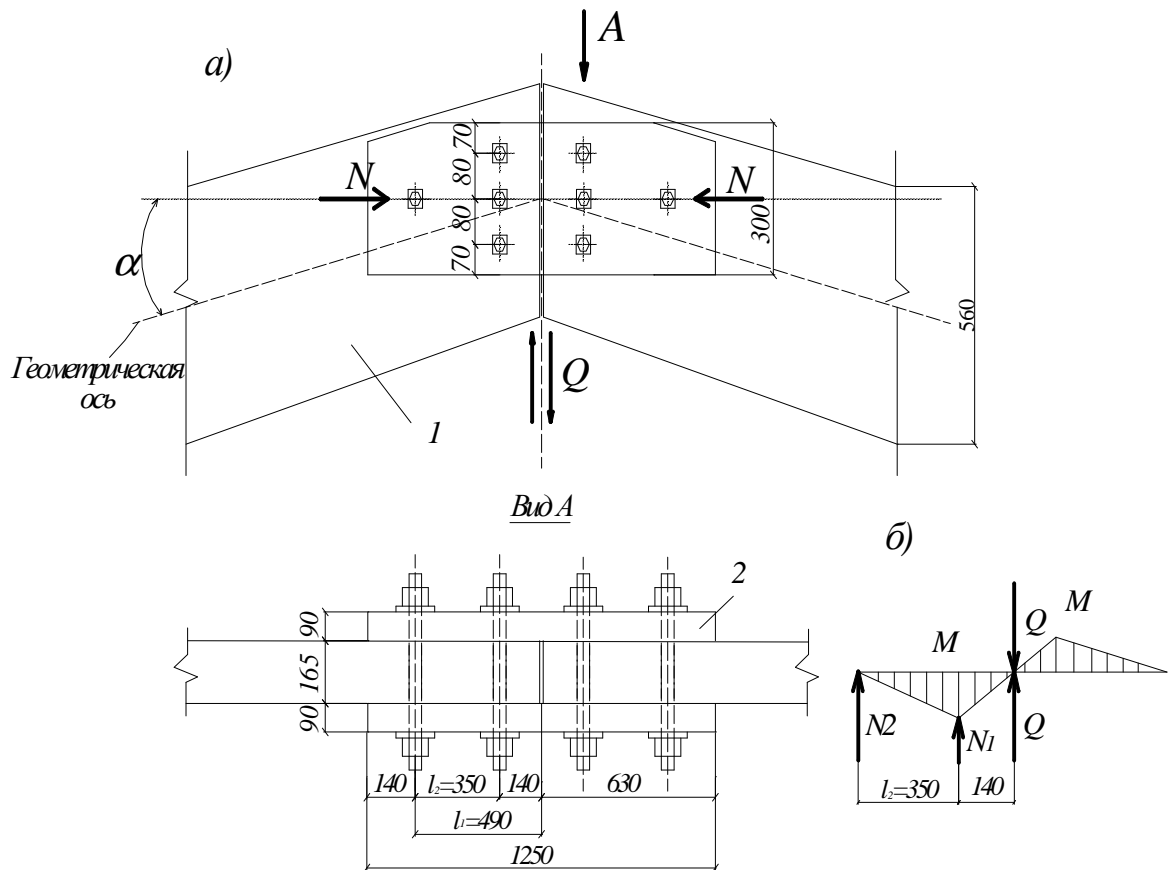


Рис. 4.6. Коньковый узел с деревянными накладками (а) и расчетная схема накладки (б): 1 - полурама; 2 - накладка

Напряжение в накладке:

$$\sigma = M / W_{HT} = 453,6 / 1350 = 0,34 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_H = 1,4 / 0,95 = 1,47 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$W_{HT} = 2 \frac{a_H h_H^2}{12} = 2 \frac{9 \cdot 30^2}{12} = 1350 \text{ см}^3$$

Условие выполняется.

#### 4.2.9. Карнизный узел ломаной рамы

**Исходные данные.** Карнизный узел ломаноклееной рамы приведен на рис. 4.2. Усилия в сечении 2 карнизного стыка  $M_2 = 383,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $N_2 = 172 \text{ кН}$ .

**Геометрические характеристики.** Площадь  $A = 0,85hb = 0,85 \cdot 121,8 \cdot 16,5 = 1708,3 \text{ см}^2$ , момент сопротивления  $W = 0,85bh^2/6 = 34677 \text{ см}^3$ . Напряжения в биссектрисном сечении определяем с учетом приведенной высоты сечения ригеля и стойки:

$$\beta_{cp} = \beta_1 \cdot \bar{l}_{cm} + \frac{\beta_2 \cdot \bar{l}_p}{\bar{l}_{cm} - \bar{l}_p}; \quad l_0 = \bar{l}_{cm} + \bar{l}_p = 511,76 + 864,76 = 1376,52 \text{ м};$$

$$\beta_1 = \beta_2 = h_{on} / (h \sin \beta) = 56 / 96,22 = 0,58; \quad \beta_{cp} = 0,58;$$

$$h_{оп} = h_k = 56 \text{ см}; \quad h \sin \beta = 96,22;$$

$$K_{\alpha N} = 0,66 + 0,34\beta; \quad K_{\alpha N} = 0,66 + 0,34 \cdot 0,58 = 0,86 \text{ (см. табл. 1 прилож. 4 [1])}$$

Приведенная высота сечения полурамы:

$$h_{iD} = 96,22 \sqrt[3]{K_{\alpha N}} = 96,22 \sqrt[3]{0,86} = 89,23 \text{ м}.$$

$$\text{Приведенная площадь: } A = 89,23 \cdot 16,5 = 1472,31 \text{ см}^2.$$

$$\text{Гибкость: } \lambda = l_0 / i = 1376,52 / (0,29 \cdot 89,23) = 53,19 < 70, \text{ где } i = 0,29 h_{пр}.$$

$$\text{Коэффициент продольного изгиба: } \phi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 53,19^2 = 1.$$

$$\text{Коэффициент: } \xi = 1 - N / (\phi \cdot k_{жн} AR_c) = 1 - 172 / (1 \cdot 0,86 \cdot 1472,31 \cdot 1,48) = 0,92,$$

$$\dot{I}^{\ddot{a}} = 383,88 / 0,92 = 417,26 \dot{I}^{\ddot{a}} \cdot \dot{i}.$$

Расчетное сопротивление при угле смятия  $\alpha_0 = 35^\circ 53'$

$$R_{см\alpha} = \frac{1,5 / 0,95}{1 + (1,5 / 0,3 - 1) \sin^3 35^\circ 53'} = 0,89 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Напряжение в сжатой зоне карнизного стыка:

$$\sigma = N / A + M^{\ddot{a}} / (k_1 W) \leq R_{\ddot{m}\alpha};$$

$$\sigma_c = 172 / 1472,31 + 41726 / (0,7 \cdot 34677) = 1,84 > 0,89 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Условие не выполняется.

Увеличиваем сечение карнизного узла и принимаем: площадь сечения  $A = 16,5 \cdot 180 = 2970 \text{ см}^2$ , момент сопротивления  $W = 16,5 \cdot 180^2 / 6 = 89100 \text{ см}^3$ .

Напряжение в сжатой зоне узла:

$$\sigma_c = 172 / 2970 + 41726 / (0,7 \cdot 89100) = 0,73 < 0,89 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Напряжения в растянутой зоне узла:  $\sigma_\delta = -N / A + M^{\ddot{a}} / (k_2 W) \leq R_{\ddot{E}} m_\alpha;$

$$k_2 = 1,19; \quad R_{II} = 1,48 \text{ кН} / \text{см}^2; \quad m_\alpha = 0,3;$$

$$\sigma_p = -172 / 2970 + 41726 / (1,19 \cdot 89100) = 0,24 \text{ кН} / \text{см}^2 < 1,48 \cdot 0,3 = 0,444.$$

Условие выполняется.

Коэффициенты  $k_1; k_2; m_\alpha$  определены по графику (рис. 4.7)

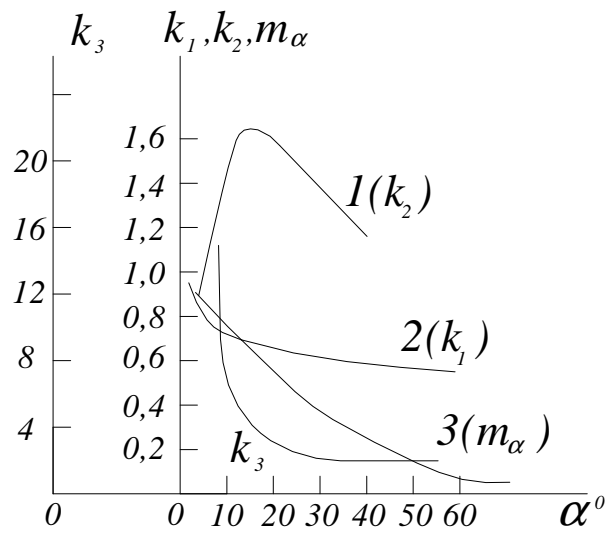


Рис. 4.7. График изменения коэффициентов  $k_1$ - 2;  $k_2$ - 1;  $m_\alpha$  - 3

## 5. ДЕРЕВЯННЫЕ ФЕРМЫ

### 5.1. Конструкции деревянных ферм

Деревянные фермы – сквозные решетчатые конструкции балочного типа, применяемые в строительстве. Они служат основными несущими конструкциями деревянных покрытий зданий различного назначения и сооружений, имеющих малые и средние длины пролетов.

Древесина и сталь в деревянных фермах концентрируются в стержнях поясов и решетки, где действуют в основном продольные силы, и несущая способность этих материалов используется в наибольшей степени. В связи с этим для изготовления ферм требуется меньше материалов, чем для арок и рам. Фермы, как правило, являются сборно-разборными и транспортирование их стержней небольшой длины, прямых или мало изогнутых от места изготовления к месту сборки и установки не вызывает существенных затруднений.

Основной недостаток деревянных ферм – большое количество элементов и узлов. В связи с этим трудоемкость изготовления и сборки ферм существенно больше, чем арок и рам. Механизация их производства затруднительна. К числу недостатков ферм относится также их значительная высота, которая существенно уменьшает полезные габариты помещений. По этим причинам заводское изготовление деревянных ферм средних пролетов в нашей стране развито слабо.

Очертание и уклон верхнего пояса деревянных ферм зависят от типа кровли, которая может быть рулонной или чешуйчатой, состоящей из волнистых или плоских асбестоцементных, стеклопластиковых, стальных профилированных листов или черепичных плиток.

**Клеедеревянные фермы** заводского изготовления в основном имеют пролеты от 18 до 30м и высоту, равную  $1/6$  пролета, треугольное, сегментное или пятиугольное очертание (рис. 5.1). Верхний пояс ферм имеет прямую или гнутую форму, крупное прямоугольное сечение и способен нести междуузловую нагрузку от настилов покрытия. Ширину сечения пояса обычно принимают не более 17см, с тем чтобы его можно было склеивать из досок без их стыкования по кромкам. Высота сечения верхнего пояса может быть любой, требуемой расчетом, кратной толщине склеиваемых досок.

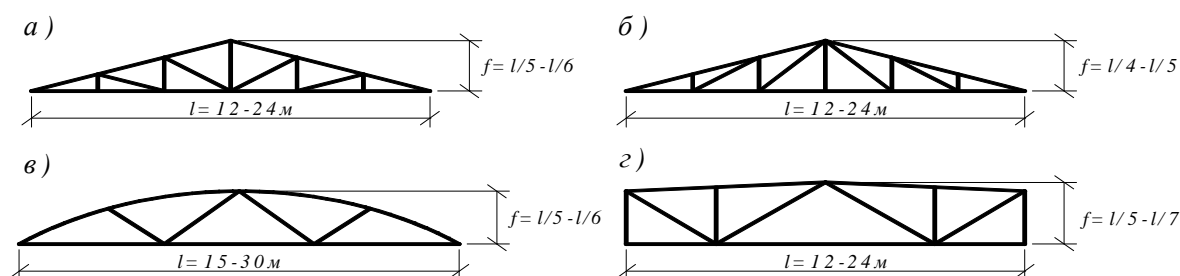
Нижний пояс клеедеревянных ферм обычно делают стальным из двух стальных уголков, соединенных полками внутрь, и имеет такую же ширину, как и ширина верхнего пояса для упрощения конструкции узлов. Из-за стального нижнего пояса эти фермы называют иногда *металлодеревянными*.

Стержни решетки этих ферм, в которых действуют большие сжимающие или малые растягивающие силы, делают клеедеревянными прямоугольного сечения такой же ширины, как и сечение верхнего пояса, с целью упрощения их крепления в узлах. Стержни решетки, в которых действуют большие

растягивающие силы, выполняют, как правило, стальными с сечением из двойных уголков или из арматурных стержней.

**Треугольные клеедеревянные фермы с нисходящими раскосами** (рис. 5.1, а) имеют значительный уклон верхнего пояса и предназначены для покрытия с чешуйчатой кровлей. Их верхний пояс состоит из шести или четырех прямых стержней, соединенных в узел с эксцентриситетами для уменьшения изгибающих моментов от межузловых нагрузок. Нижний пояс делают из двойных стальных уголков. Все раскосы ферм работают только на сжатие и имеют прямоугольное сечение такой же ширины, как у сечения верхнего пояса. Стойки ферм работают только на растяжение и изготавливаются из одиночных стальных арматурных стержней.

**Треугольные клеедеревянные фермы с восходящими раскосами** (рис. 5.1, б) имеют такой же верхний и нижний пояс и назначение, как и фермы с нисходящими раскосами. Раскосы работают постоянно на растяжение и выполняются из одиночных стальных арматурных стержней. Стойки в этом случае работают на сжатие и изготавливаются преимущественно клеедеревянного сечения такой же ширины, как и сечения верхнего пояса. В этих фермах несколько сложнее, чем в фермах с нисходящими раскосами, решаются крепления растянутых раскосов в узлах и крепления подвесных потолков. Кроме того, наклонные стальные стержни раскосов могут иметь заметные прогибы от собственного веса.



**Рис. 5.1. Клеедеревянные фермы:**

а – треугольная с нисходящими раскосами; б – то же с восходящими раскосами; в – сегментная; г – пятиугольная

**Сегментные клеедеревянные фермы** (рис. 5.1, в) предназначены для покрытия с рулонной кровлей. Они имеют, как правило, треугольную схему решетки. Верхний пояс состоит обычно из трех или четырех клеедеревянных стержней одинаковой длины прямоугольного сечения, изогнутых по дуге окружности при изготовлении. Стержни соединяются центрированно по их осям. Нижний пояс состоит из двойных стальных уголков. Раскосы решетки фермы, в которых действуют незначительные знакопеременные продольные



силы, делаются клеедеревянными прямоугольного сечения шириной, равной ширине сечения верхнего и нижнего поясов. При наличии подвесного потолка ферма имеет также стойки, которые работают на растяжение и выполняются из стальной арматуры. При отсутствии подвесных нагрузок ферма имеет тонкие арматурные подвески для предотвращения заметного провисания нижнего пояса. Благодаря изогнутой форме верхнего пояса в его сечениях возникают небольшие знакопеременные изгибающие моменты от межузловой нагрузки и эксцентричного действия продольных сил в расчетных сечениях, имеющих противоположные знаки. Поэтому сечения стержней сегментной фермы по расходу клееной древесины и стоимости являются наиболее экономичными.

**Пятиугольные клеедеревянные фермы** (рис. 5.1, з) имеют малые уклоны верхнего пояса. Они служат основой для деревянных покрытий с рулонной кровлей и для покрытий средних пролетов трехпролетных покрытий. Фермы имеют треугольную схему решетки со стойками. Верхний пояс состоит из четырех клеедеревянных стержней прямоугольного сечения, которые соединяют в узлах эксцентрично по отношению к их осям. Средние панели нижнего пояса и опорные раскосы, в которых действуют большие растягивающие усилия, делаются из двойных стальных уголков. Сжатые стойки и средние раскосы, в которых действуют небольшие знакопеременные усилия, делают клеедеревянными. Такие фермы относятся к менее экономичным типам ферм.

## **5.2. Пример. Треугольная клеедеревянная ферма с разрезным верхним поясом.**

*Исходные данные.* Здание I класса ответственности, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1.

Район строительства по снеговой нагрузке – III, г. Казань. Ограждающие конструкции – клефанерные плиты, уложенные по верхним поясам ферм. Кровля рулонная. Пролет фермы–24м, шаг–6м. Верхний пояс раскреплен из плоскости через каждые 2,4м. Материал деревянных элементов – древесина хвойных пород 2-го сорта (ГОСТ 8486-86), клей марки ФРФ (ТУ 6-05-281-14-77), металлических – сталь ВСтЗпсб (ТУ 14-1-3023-80).

### **5.2.1. Конструктивная схема**

Принимаем треугольную металлодеревянную ферму с разрезным верхним поясом из клеедеревянных блоков. Геометрические размеры фермы представлены на рисунке 5.2.

Расчетный пролет фермы:  $l = 23,7\text{ м}$  .

Расчетная высота фермы:  $f = l / 6 = 23,7 / 6 = 3,95\text{ м}$ .

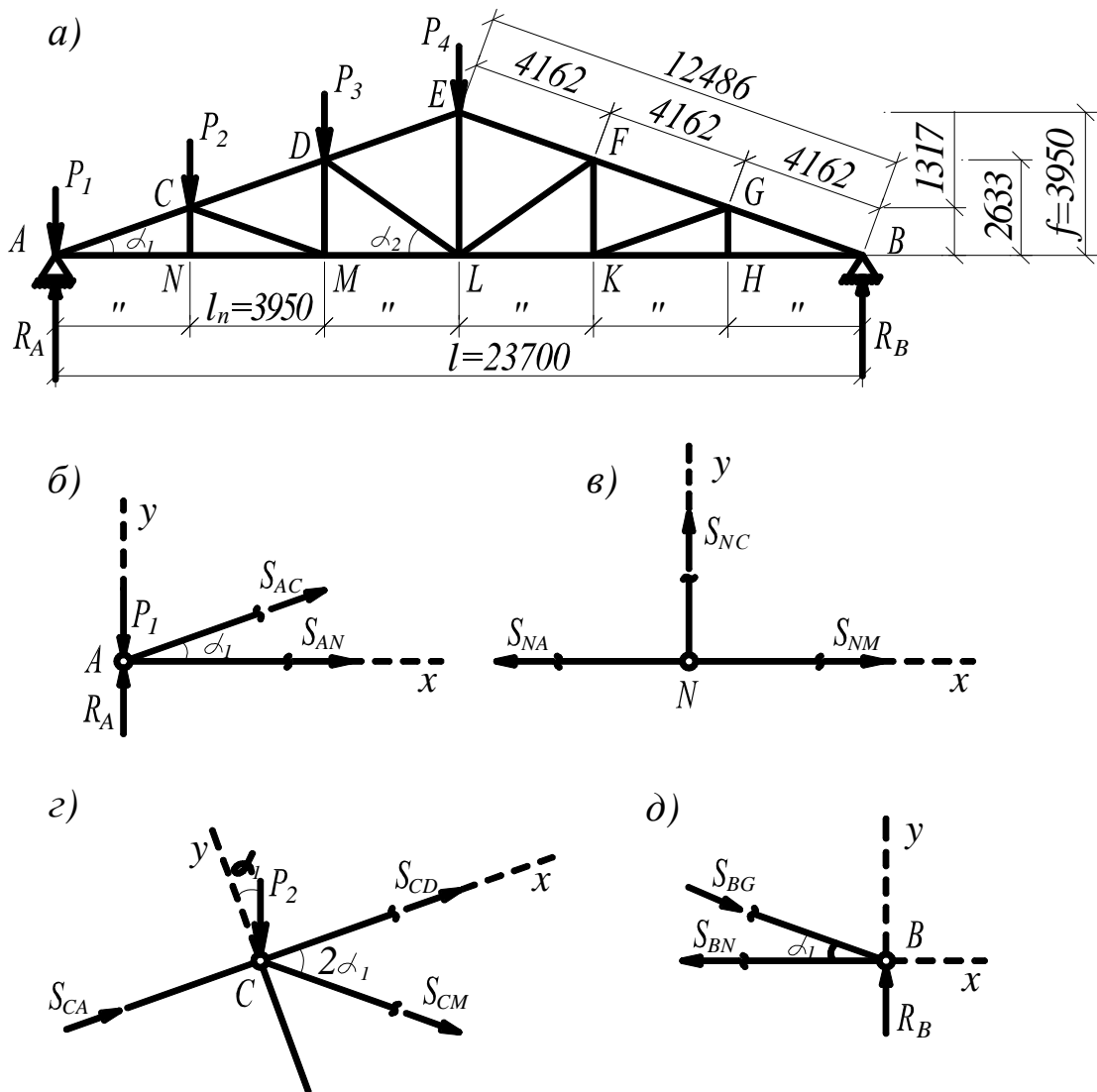


Рис. 5.2. Определение усилий в стержнях фермы методом вырезания узлов:

а – схема фермы и нагрузок; б, в, г, д – равновесия некоторых узлов фермы

Угол наклона верхнего пояса к горизонту  $\operatorname{tg} \alpha_1 = 2f/l = 2 \cdot 3,95/23,7 = 0,33$ ; ;  
отсюда угол наклона верхнего пояса  $\alpha_1 = 18^\circ 25'$ ;  $\cos \alpha_1 = 0,949$ .

Длина верхнего пояса фермы  $l/(2 \cos \alpha_1) = 23,7/(2 \cdot 0,949) = 12,49 \text{ м}$ .

Длина панелей нижнего пояса  $l_n = l/6 = 23,7/6 = 3,95 \text{ м}$ .

Длины стоек:

$\tilde{N}N = f/3 = 3,95/3 = 1,32 \text{ м}$ ;  $DM = 2f/3 = 2 \cdot 3,95/3 = 2,63 \text{ м}$ ;  $EL = f = 3,95 \text{ м}$ .

Длины раскосов:

$CM = \sqrt{CN^2 + NM^2} = \sqrt{1,32^2 + 3,95^2} = 4,16 \text{ м}$ ;

$DL = \sqrt{DM^2 + ML^2} = \sqrt{2,63^2 + 3,95^2} = 4,75 \text{ м}$ .

Углы наклона раскосов  $\alpha_1 = 18^\circ 25'$ ;  $\alpha_2 = 33^\circ 40'$ .

Строительный подъем фермы:  $f_{cmp} = l / 200 = 23,7 / 200 = 0,12 м$ .

*Нагрузки.* Для определения расчетных усилий в элементах фермы рассматриваем два сочетания нагрузок: 1) постоянная и временная по всему пролету – для определения усилий в поясах; 2) постоянная по всему пролету и временная на половине пролета – для определения усилий в элементах решетки. Разгружающий эффект ветровой нагрузки на ферму в расчете не учитывается. Величины нагрузок на ферму приведены в таблице 5.1.

### Нагрузки

Таблица 5.1

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м
Клеефанерная плита покрытия:			
Собственный вес плиты без утеплителя и рулонной кровли	1,36	1,1	1,5
Вес рулонной кровли	0,6	1,3	0,78
Вес утеплителя	0,32	1,2	0,38
Собственный вес фермы	0,94	1,1	1,03
Постоянная g	3,22		3,69
Временная снеговая s	10,08		14,4
Полная	13,3		18,09

Примечание:

1. Нагрузка от веса фермы определяют по формуле

$$g_c^H = \frac{g^H + s^H}{1000 / (k_c l) - 1} = \frac{2,28 + 6}{1000(4,25 \cdot 24) - 1} = 0,94 \text{ кН} / \text{м} ,$$

где  $k_{cs} = 4,25$  - коэффициент собственного веса фермы для металлодеревянной фермы треугольного очертания пролетом 24м.

#### 5.2.2. Определение узловых нагрузок и усилий в стержнях фермы

Определяем усилия в стержнях от снеговой нагрузки  $l = 14,4 \text{ кН} / \text{м}$ , расположенной на левой половине пролета. Условно сосредоточенные нагрузки в узлах верхнего пояса равны:

$$P_1 = P_4 = \frac{sl_n}{2} = \frac{14,4 \cdot 3,95}{2} = 28,44 \text{ kH}; P_2 = P_3 = sl_n = 14,4 \cdot 3,95 = 56,88 \text{ kH}.$$

Опорные реакции:

$$R_A = \frac{3sl}{8} = \frac{3 \cdot 14,4 \cdot 23,7}{8} = 127,98 \text{ kH}; R_B = \frac{sl}{8} = \frac{14,4 \cdot 23,7}{8} = 42,66 \text{ kH}.$$

$$\text{Проверка: } \sum R = \sum P_i = 170,64 \text{ kH}.$$

Продольные усилия  $N$  в стержнях фермы, изображенной на рисунке 5.2, определяем в учебных целях методом вырезания узлов. Определение усилий можно производить с помощью любых программ, например «Лира», «СКАД», «STARK» и др. Вырезание узлов начнем с узла  $A$ , так как в нем сходятся всего два стержня, и усилия в них определяются из рассмотрения равновесия этого узла (рис. 5.2, б). Предположим, что рассеченные стержни растянуты, поэтому усилия, действующие в них, направим от рассматриваемого узла. К этому узлу приложены внешняя сила  $P_1$ , а также опорная реакция  $R_A$ . Для определения усилия  $S_{AC}$  спроецируем все силы, сходящиеся в узле на ось  $Y$ , перпендикулярно к усилию  $S_{AN}$ :

$$\sum Y = S_{AC} \cdot \sin \alpha_1 + R_A - P_1 = 0.$$

Отсюда

$$S_{AC} = \frac{(R_A - P_1)}{\sin \alpha_1} = \frac{(28,44 - 127,98)}{0,316} = -315 \text{ kH}, \text{ где } \alpha_1 = 18^\circ 25'.$$

Знак минус показывает, что принятое направление усилия  $S_{AC}$  не соответствует фактическому его направлению, т.е. стержень  $AC$  сжат. Для определения усилия  $S_{AN}$  составим уравнение:

$$\sum X = 0; S_{AC} \cdot \cos \alpha_1 + S_{AN} = 0,$$

откуда  $S_{AN} = S_{AC} \cdot \cos 18^\circ 25' = -(-315) \cdot 0,949 = 298,94 \text{ kH}$  - стержень  $AN$  растянут.

Следующим узлом, в котором неизвестны усилия только в двух стержнях, является узел  $N$  (рис. 5.2, в). Неизвестные усилия  $S_{NC}$  и  $S_{NM}$  направляем от узла. Из уравнения  $\sum Y = 0$  получим, что  $S_{NC} = 0$ , так как на вертикальную ось дает проекцию только усилие  $S_{NC}$ . Усилие  $S_{NM}$  определим из уравнения проекций сил, сходящихся в этом узле на ось  $X$ :

$$\sum X = -S_{AN} + S_{NM} = 0, \text{ откуда } S_{NM} = S_{AN} = 298,94 \text{ kH} - \text{ стержень } NM \text{ растянут.}$$

Рассмотрим равновесие вырезанного узла  $C$  (рис. 5.2, г). Усилие  $S_{CA}$  как сжимающее направляем к узлу, неизвестные усилия  $S_{CD}$  и  $S_{CM}$  - от узла.

К стержню  $CN$  усилие не прикладываем, так как оно равно нулю. Кроме того, к узлу приложена внешняя сила  $P_2$ .

Составляем уравнение проекций всех сил, сходящихся в узле, на ось  $Y$ , перпендикулярную к неизвестному усилию  $S_{CD}$ .

$$\sum Y = P_2 \cdot \cos \alpha_1 - S_{CM} \cdot \sin 2\alpha_1 = 0,$$

откуда

$$S_{CM} = \frac{-P_2 \cos \alpha_1}{\sin 2\alpha_1} = \frac{-P_2 \cos 18^\circ 25'}{\sin 36^\circ 50'} = \frac{-56,88 \cdot 0,949}{0,599} = -90,12 \text{ кН.} - \text{ стержень сжат.}$$

Аналогично определяем продольные усилия в остальных стержнях фермы.

В качестве контроля правильности определения усилий равновесие вырезанного узла  $B$ , усилия в стержнях которого уже известны (рис. 5.2,  $d$ ):

$$\sum X = -S_{BH} + S_{BG} \cdot \cos \alpha_1 = -128,11 + 135 \cdot 0,949 = 0;$$

$$\sum Y = -S_{BG} \cdot \sin \alpha_1 + R_B = -135 \cdot 0,314 + 42,46 = 0.$$

Условия равновесия соблюдаются. Следовательно, усилия в стержнях фермы определены верно.

Продольные усилия от снеговой нагрузки на правом полупролете принимаем согласно усилиям в стержнях незагруженной половине фермы. Полученные результаты вносим в таблицу 5.2 для определения расчетных усилий при соответствующих сочетаниях нагрузок

Продольные усилия  $N$ , кН, в стержнях фермы

Таблица 5.2

Наименование элемента	Обозначения	От постоянной нагрузки $g = 3,69$ кН/м	От снеговой нагрузки $S = 14,4$ кН/м			Расчетные усилия при снеговой нагрузке $S = 14,4$ кН/м	
			слева	справа	на всем пролете	на полупролете	на всем пролете
1	2	3	4	5	6	7	8
Верхний пояс	$AC$	-100,6	-315	-135	-450	-415,6	-550,6
	$CD$	-80,5	-225	-135	-360	-305,5	-440,5
	$DE$	-60,4	-135	-135	-270	-195,4	-330,4
Нижний пояс	$AN, MN$	95,5	298,94	128,1	427	394,44	522,5
	$ML$	76,4	213,45	128,1	341,55	289,85	417,95
Стойки	$DM$	6,4	28,5	0	28,5	34,9	34,9
	$EL$	25,4	56,85	56,85	113,7	82,25	139,1
Раскосы	$CM$	-20,2	-90,12	0	-90,12	-110,32	-110,32
	$DL$	-22,9	-102,6	0	-102,6	-125,5	-125,5

Примечания:

1. Усилия в стойке СН равны нулю.
2. Усилия в графе 6 получены путем сложения граф 4 и 5.
3. Усилия в гр. 3 вычислены путем умножения усилий, полученных в гр. 6, на коэффициент  $k = g / s = 3,69 / 14,4 = 0,256$ .
4. Усилия в графе 7 получены путем сложения графы 2 и наибольшее из граф 4 и 5.
5. Усилия в графе 8 получены путем сложения граф 2 и 6.

### 5.2.3. Подбор сечения элементов фермы

*Подбор сечения панелей верхнего пояса.* Горизонтальные проекции каждой панели верхнего пояса рассматриваем как однопролетные балки с соответствующей схемой загрузки. Кроме продольных усилий, в панелях возникают изгибающие моменты и поперечные силы.

В качестве расчетной панели рассматриваем приопорную, наиболее загруженную панель верхнего пояса (А-С) при действии снеговой нагрузки на всем пролете. Предварительный подбор сечения ведем с учетом продольного усилия  $N = 550,6 \text{ кН}$ . Ширина прямоугольного сечения согласно ГОСТ 24454-80 из досок шириной 15 см после фрезерования. Требуемую площадь сечения можно определить из выражения:

$$A_{mp} = \frac{1,7N}{R_c} = \frac{1,7 \cdot 550,6}{1,5} = 624 \text{ см}^2,$$

где коэффициент 1,7 учитывает изгибающий момент, гибкость и прогибы в стержнях;

$R_c = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2$  - расчетное сопротивление древесины хвойных пород 2-го сорта при ширине сечения  $b > 13 \text{ см}$ .

Требуемая высота сечения  $h_{mp} = 624 / 14 = 44,6 \text{ см}$ . Принимаем верхний пояс в виде клееного разрезного бруса прямоугольного поперечного сечения 14x33 см, где высота скомпонована из 14 слоев досок толщиной 3,3 см после фрезерования досок сечением 4x15 см.

Площадь и момент сопротивления поперечного сечения верхнего пояса  $A = b \cdot h = 14 \cdot 46,2 = 646,8 \text{ см}^2$ ;

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{14 \cdot 46,2^2}{6} = 4980,4 \text{ см}^3.$$

Предусмотрим разгружающий момент в верхнем поясе за счет эксцентриситета  $e = 6 \text{ см}$ .

Изгибающий момент в более напряженной приопорной панели, длина горизонтальной проекции которой составляет 3,95 м, определяем по формуле:

$$M = \frac{(g + S)l_H^2}{8} - N_e = \frac{(3,96 + 14,4) \cdot 3,95^2}{8} - 550,6 \cdot 0,06 = 35,28 - 33,04 = 2,24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наибольшее значение поперечной силы определим по формуле

$$Q = \frac{(g + S)l_H}{2} = \frac{(3,96 + 14,4) \cdot 3,95}{2} = 35,73 \text{ кН}.$$

Проверяем сечение верхнего пояса по нормальным напряжениям при максимальном продольном усилии  $N = 550,6 \text{ кН}$  и соответствующем изгибающем моменте  $M = 2,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Предварительно вычислим радиус инерции  $r$ , гибкость  $\lambda$  и коэффициент  $\xi$ , учитывающий дополнительный момент:

$$r = 0,29h = 0,29 \cdot 46,2 = 13,4 \text{ см}; \quad \lambda = \frac{l}{r} = \frac{416}{13,4} = 31;$$

$$\xi = 1 - \frac{N\lambda^2}{3000R_{c,A}} = 1 - \frac{550,6 \cdot 31^2}{3000 \cdot 1,5 \cdot 646,8} = 0,818, \text{ где } R_{\bar{n}} = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент с учетом деформации изгиба

$$\dot{M}^a = \frac{\dot{M}}{\xi} = \frac{224}{0,818} = 273,84 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Нормальное напряжение в приопорной панели верхнего пояса

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M^a}{W} = \frac{550,6}{646,8} + \frac{273,84}{4980,4} = 0,85 + 0,31 = 0,91 \text{ кН/см}^2 = 9,1 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа}.$$

Поскольку пролетный момент от распределенной нагрузки  $M = \frac{(g + S)l_H^2}{8}$

одинаков во всех панелях верхнего пояса, то суммарный максимальный момент с учетом  $(-N \cdot e)$  будет в той панели, где минимальное значение  $N$ , в нашем случае в панели  $DE$ ,  $N = 195,4 \text{ кН}$ .

Проверяем напряжение в сечении верхнего пояса при максимальном изгибающем моменте и соответствующем продольном усилии  $N = 150,4 \text{ кН}$ .

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{(g + S)l_H^2}{8} - N_e = \frac{(3,96 + 14,4) \cdot 3,95^2}{8} - 195,4 \cdot 0,06 = 35,28 - 11,72 = 23,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент:

$$\xi = 1 - 195,4 \cdot \frac{31^2}{3000 \cdot 1,5 \cdot 646,8} = 0,935.$$

Изгибающий момент с учетом деформации изгиба:

$$\dot{M}^a = \frac{\dot{M}}{\xi} = \frac{2356}{0,935} = 2519,8 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Нормальное напряжение:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{\bar{a}}}{W} = \frac{195,4}{646,8} + \frac{2519,8}{4980,4} = 0,302 + 0,51 = 0,81 \text{êÍ / cì}^2 = 8,1 \text{ Ì à} < R_c = 15 \text{ Ì à}.$$

Проверяем касательные напряжения по формуле

$$\tau = \frac{QS}{Ib} = \frac{35,73 \cdot 3735}{115046 \cdot 14} = 0,083 \text{êÍ / cì}^2 = 0,83 \text{ Ì à} < R_{ck} = 1,5 \text{ Ì à},$$

где высота поперечного сечения панели верхнего пояса по концам:

$$h_0 = (h/2 - e)2 = (46,2/2 - 6)2 = 34,2 \text{ cì}.$$

Статический момент и момент инерции сечения

$$S = \frac{bh_0^2}{8} = \frac{14 \cdot 34,2^2}{8} = 3735 \text{ ñì}^3; \quad I = \frac{bh_0^3}{12} = \frac{14 \cdot 46,2^3}{12} = 115046 \text{ ñì}^4.$$

Проверку устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемого верхнего пояса фермы производим с учетом раскрепления его через каждые  $l_0 = 2,4 \text{ м}$ . Максимальная продольная сила  $N = 550,6 \text{ кН}$ . Соответствующий изгибающий момент  $M_{\bar{a}} = 273,84 \text{êÍ} \cdot \text{cì}$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,29b} = \frac{240}{0,29 \cdot 14} = 59; n = 2;$$

$$\varphi_y = \frac{300}{\lambda_y^2} = \frac{300}{59^2} = 0,86;$$

$$\varphi_M = \frac{140b^2 k_\varphi}{h} = \frac{140 \cdot 14^2 \cdot 1,13}{46,2} = 2,78,$$

где  $k_\varphi = 1,13$  (см. табл. 2 СНиП [1]). Согласно п.4 прилож. 4 СНиП [1]

$$\frac{N}{\varphi_y R_c A_{\bar{a}\bar{d}}} + \left( \frac{M_{\bar{a}}}{\varphi_M R_{\bar{E}} W_{\bar{a}\bar{d}}} \right)^2 = \frac{550,6}{0,86 \cdot 1,5 \cdot 646,8} + \left( \frac{273,84}{2,78 \cdot 1,5 \cdot 4980,4} \right)^2 = 0,66 + 0,00017 = 0,66 < 1,$$

т.е. устойчивость плоской формы деформирования панелей верхнего пояса ферм обеспечена.

#### Подбор сечения раскосов

Сечения раскосов принимаем одинаковыми, производя проверку только второго раскоса  $DL$ , как наиболее длинного ( $l = 475 \text{ см}$ ) и нагруженного.

Из таблицы 5.2  $N = 125,5 \text{ кН}$ . Принимаем ширину сечения как для верхнего пояса  $b = 14 \text{ см}$ , а высоту  $h = 8 \cdot 3,3 = 26,4 \text{ см}$ ;  $A = bh = 14 \cdot 26,3 = 369,6 \text{ см}^2$ ; гибкость:

$$\lambda_y = \frac{l}{0,29b} = \frac{475}{0,29 \cdot 14} = 117 < 150; \quad \varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{117^2} = 0,22.$$



Нормальное напряжение сжатия:

$$\sigma = \frac{N}{\phi_y A_{\text{до}}} = \frac{125,5}{0,22 \cdot 369,6} = 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2 = 15 \text{ МПа} \leq 15 \text{ МПа}$$

*Подбор сечения стоек.* Подбираем диаметр  $d$  растянутых стоек из стальной арматуры класса  $A-I$  с резьбой по концам.

Для наиболее напряженной средней стойки ( $EL$ ) наибольшее растягивающее усилие  $N = 139,1 \text{ кН}$  (см. табл. 5.2). Требуемая площадь сечения по резьбе:

$$A_{\text{мп}} = \frac{N}{0,8R} = \frac{139,1}{0,8 \cdot 22,5} = 7,73 \text{ см}^2,$$

где  $k = 0,8$  коэффициент концентрации напряжения по резьбе;

$R_y = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ МПа} / \text{см}^2$  - расчетное сопротивление арматурной стали.

Принимаем стержень диаметром 42мм и площадью сечения по резьбе  $A = 13,8 \text{ см}^2 > 7,73 \text{ см}^2$ .

Для другой стойки ( $DM$ ) наибольшее растягивающее усилие  $N = 34,9 \text{ кН}$  (см. табл. 5.2). Аналогично определяем требуемую площадь сечения по нарезке:

$$A_{\text{мп}} = \frac{N}{0,8R} = \frac{34,9}{0,8 \cdot 22,5} = 1,94 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматурный стержень диаметром 20мм с  $A_{\text{нт}} = 2,18 \text{ см}^2$ .

Стойка  $CN$ , как и  $DM$ , выполняется из арматурного стержня диаметром 20мм.

#### 5.2.4. Конструирование и расчет узлов

В опорном узле верхний пояс упирается торцом в стальной башмак, состоящий из наклонной диафрагмы(4), приваренной к вертикальным боковым фасонкам(11). Снизу фасонки приварены к опорной плите(1). Толщина фасонки по 1см. Верхний пояс крепится к фасонкам болтами(2), а нижний пояс(3) – сварными швами (рис. 5.3, а).

Проверяем напряжения смятия в торце верхнего пояса от сминающей продольной силы  $N = 550,6 \text{ кН}$ . Высоту площади торца  $h_{\text{см}}$  определяем с учетом эксцентриситета продольной силы  $e = 6 \text{ см}$ , т.е.

$$h_{\text{ци}} = h - 2e = 46,2 - 2 \cdot 6 = 34,2 \text{ см}.$$

$$\text{Площадь смятия } A = bh_{\text{см}} = 14 \cdot 34,2 = 478,8 \text{ см}^2$$

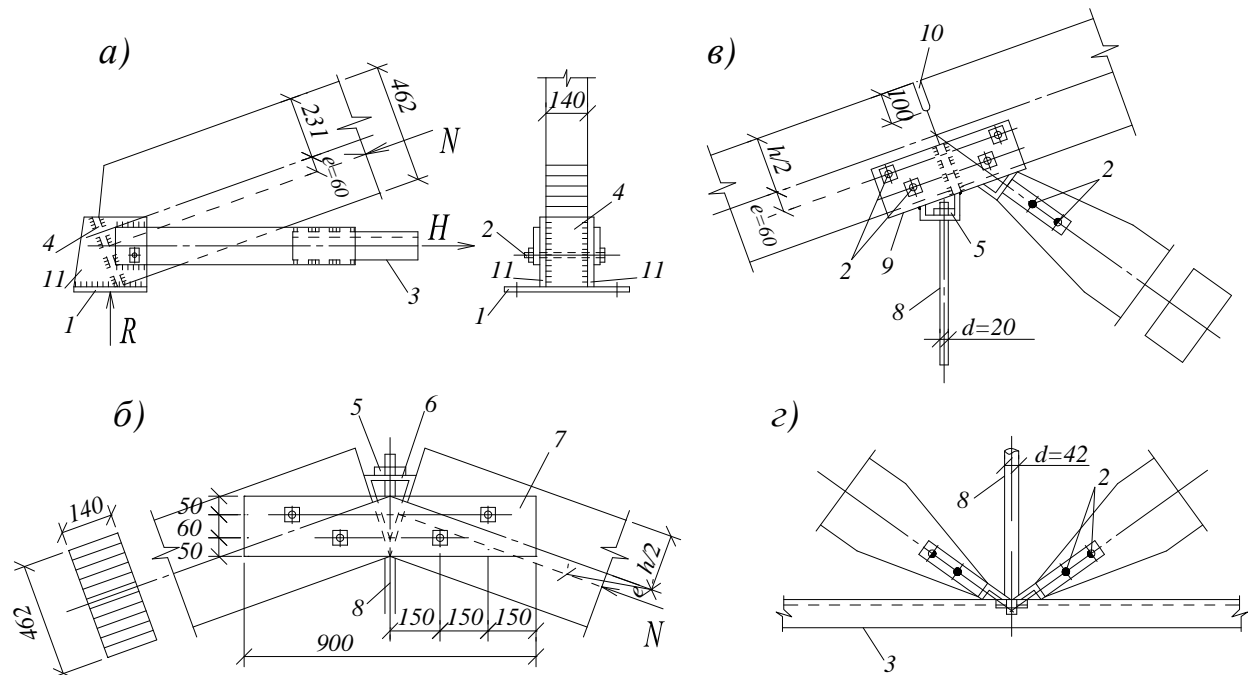
$$\text{Напряжения смятия: } \sigma = \frac{N}{A_{\text{ци}}} = \frac{550,6}{478,8} = 1,15 \text{ МПа} / \text{см}^2 = 11,5 \text{ МПа} < R_{\text{ци}} = 15 \text{ МПа},$$

где  $R_{\text{см}}$  - расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон.

Количество болтов крепления верхнего пояса к боковым вертикальным

фасонкам устанавливается из условия восприятия действующей поперечной силы. Болты рассчитываются как двухсрезыные с учетом смятия под углом  $90^\circ$  к волокнам древесины.

Кроме того, в опорном узле требуется расчет толщины наклонной диафрагмы и сварных швов. (см. пример 4.2.7)



**Рис. 5.3. Узлы треугольной клеодеревянной фермы:**

*а – опорный; б – коньковый; в – промежуточный; г – средний узел нижнего пояса; 1 – опорная плита; 2 – болт; 3 – нижний пояс; 4 – наклонная диафрагма башмака; 5 – гайка; 6 – вкладыш; 7 – деревянная накладка; 8 – тяж; 9 – стальная пластина крепления; 10 – пропил; 11 – вертикальные боковые фасонки*

Коньковый узел решаем при помощи сварного симметричного вкладыша треугольной формы. Наклон боковых сторон вкладыша обеспечивает продольный лобовой упор торцов обеих панелей верхнего пояса фермы. Парные деревянные накладки (70x160x900мм) крепятся конструктивно болтам и диаметром 16мм (рис. 5.3 б) или рассчитываются как в пп. 2.8.

Промежуточные узлы верхнего пояса (рис. 5.3, в) решены с помощью стальных элементов, позволяющих воспринимать усилия сжатых раскосов и растянутых стоек. Сжатые раскосы крепятся к узлам при помощи лобовых упоров и конструктивных болтов, а растянутые стойки по концам – гайками и контргайками.

Проверка торца сжатого раскоса на смятие производится при действии наибольшего продольного усилия (табл. 5.2)  $N = 125,5kH$ . Требуемая площадь смятия:

$$A_{mp} = \frac{N}{R_c} = \frac{125,5}{1,5} = 83,7 \text{ м}^2.$$

где  $R_n = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ т/м}^2$  - расчетное сопротивление смятию древесины вдоль волокон.

Принятые размеры сечения (ширина  $b = 14 \text{ см}$ , высота  $11 \text{ см}$ ) обеспечивают площадь смятия больше требуемой  $A = bh = 14 \cdot 11 = 154 \text{ см}^2 > 83,7 \text{ см}^2$ .

Расчет металлических элементов и деталей крепления производят согласно [2].

### 5.3. Пример. Сегментная клеедеревянная ферма

Спроектировать в качестве несущей конструкции покрытия сегментную ферму системы ЦНИИСК с клееным верхним и металлическим нижним поясами.

*Исходные данные.* Пролет фермы  $23,7 \text{ м}$ , шаг несущих конструкций  $6 \text{ м}$ . Класс ответственности здания 1;  $\gamma_n = 1$ . Температурно-влажностные условия эксплуатации А-1. Кровля утепленная из клефанерных плит с одной верхней обшивкой. Район строительства г.Казань.

**5.3.1. Нагрузки.** Нагрузки на ферму приведены в таблице 5.3.

Таблица 5.3

Наименования нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м
Собственный вес плиты	1,36	1,1	1,5
Вес мягкой трехслойной кровли	0,6	1,3	0,78
Вес утеплителя и пароизоляции	0,32	1,2	0,38
Собственный вес ферм	0,48	1,1	0,53
Итого:	2,76		3,19
Снеговая равномерно распределенная $s'$	10,08		14,4
Снеговая, распределенная по треугольнику $s''$	19,45		27,79

#### Примечания

1. Собственный вес фермы определяется при  $K_{CB} = 2,5$  по формуле

$$q_{CB} = \frac{q_i + s'}{K_{CB} \cdot l} = \frac{2,5 + 8,89}{1000 / (2,5 \cdot 23,7) - 1} = 0,48 \text{ т/м}.$$

2. Расчетная снеговая нагрузка определяется по схеме 2 приложения 3 [3]:

$$s' = s_0 \cdot a \cdot \mu_1 = 2,4 \cdot 6 \cdot 1 = 14,4 \text{ кН/м};$$

$$\mu_1 = \cos 1,5\alpha = \cos 1,5 \cdot 0^\circ 0' = 1;$$

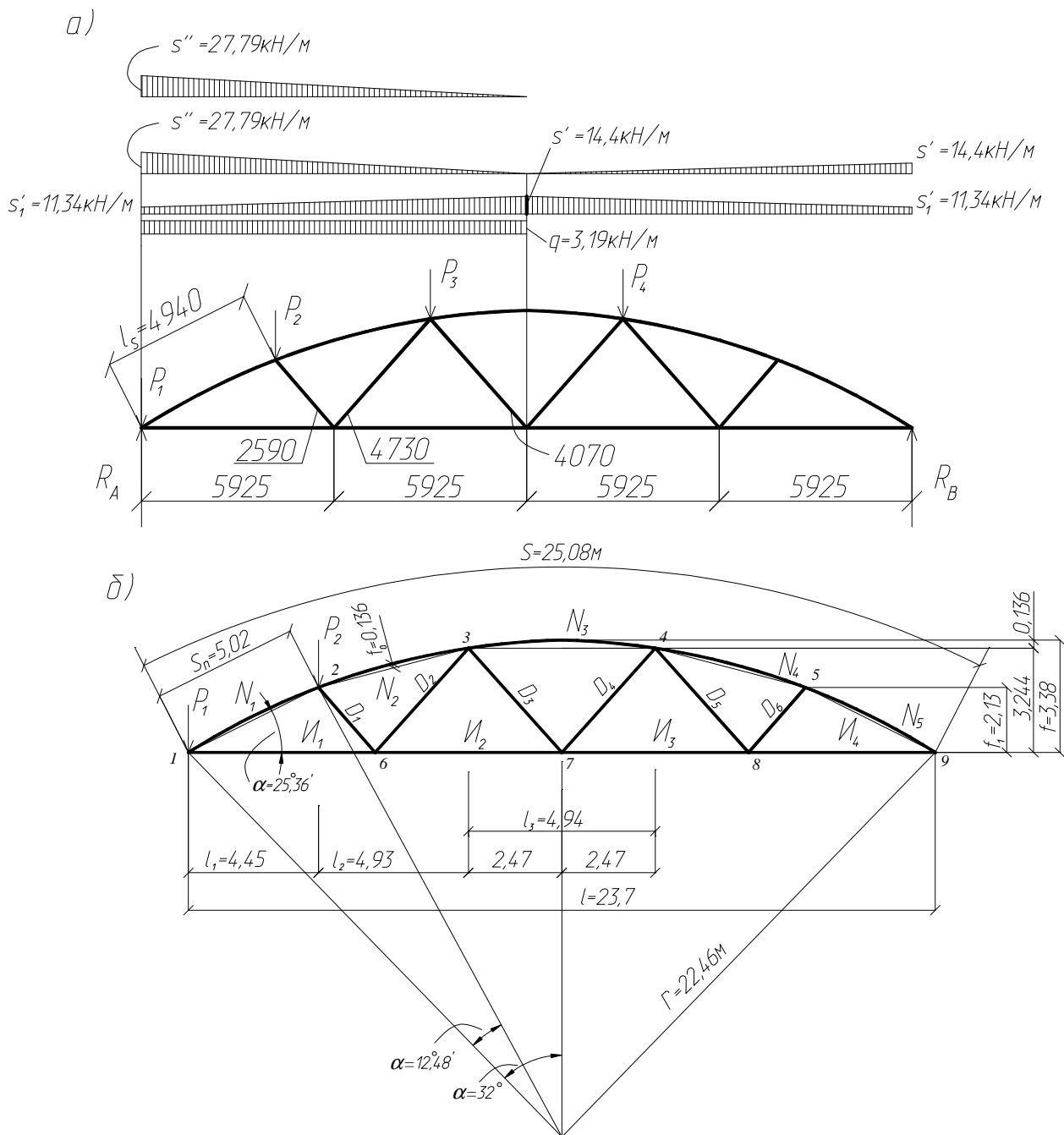
$$s'' = s_0 \cdot a \cdot \mu_2 = 2,4 \cdot 6 \cdot 1,93 = 27,79 \text{ кН/м};$$

$$\mu_2 = 2 \cdot \sin 3\alpha = 2 \cdot \sin 3 \cdot 25^\circ 36' = 1,93.$$

### 5.3.2. Геометрический расчет (рис. 5.4 б)

Радиус кривизны верхнего пояса фермы

$$r = (l^2 + 4f^2) / (8f) = (23,7^2 + 4 \cdot 3,38^2) / (8 \cdot 3,38) = 22,46 \text{ м}.$$



**Рис. 5.4. Сегментная ферма:**  
а - расчетная схема; б - геометрические размеры (узлы см. на рис. 5.6.)

Длина хорды панели:

$$l_s = 2 \cdot r \cdot \sin(\alpha_n / 2) = 2 \cdot 22,46 \cdot \sin(12^{\circ}48' / 2) = 4,94 \text{ м} .$$

Стрела выгиба панели:

$$f_0 = (l / 2) \cdot \operatorname{tg}(\alpha_n / 4) = (2,47 / 2) \cdot \operatorname{tg}(3^{\circ}12') = 0,136 \text{ м} .$$

Угол наклона хорды первой панели:

$$\alpha_1 = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot \alpha_0 = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 32^{\circ} = 25,6^{\circ} = 25^{\circ}36' .$$

Длина панели нижнего пояса  $1/4 = 23,7/4 = 5,925 \text{ м}$ .

Длина раскосов:

$$D_3 = \sqrt{(0,5l_3)^2 + (f - f_0)^2} = \sqrt{2,47^2 + 3,244^2} = 4,07 \text{ м} ;$$

$$D_2 = \sqrt{(5,925 - 0,5 \cdot 4,94)^2 + 3,24^2} = 4,73 \text{ м} ;$$

$$D_1 = \sqrt{(5,925 - 4,45)^2 + 2,13^2} = 2,59 \text{ м} ;$$

$$l_1 = 4,94 \cdot \cos \alpha_1 = 4,94 \cdot 0,9018 = 4,45 ;$$

$$f_1 = 4,94 \cdot \sin \alpha_1 = 4,94 \cdot 0,4321 = 2,13 .$$

Углы наклона элементов фермы представлены в таблице 5.4.

Таблица 5.4

Угол	Величина	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$
$\alpha_1$	$25^{\circ}36'$	0,4321	0,9018
$\alpha_2$	$25^{\circ}36'$	0,2198	0,9755
$\beta_1$	$25^{\circ}36'$	0,8221	0,5693
$\beta_2$	$25^{\circ}36'$	0,6845	0,7290
$\beta_3$	$25^{\circ}36'$	0,7955	0,6060
$\gamma$	$25^{\circ}36'$	0,9950	0,1030
$\gamma_1$	$25^{\circ}36'$	0,1582	0,9874
$\gamma_2$	$25^{\circ}36'$	0,3746	0,9272
$\beta_2 - \alpha_2$	$25^{\circ}36'$	0,5080	0,8620

### 5.3.3. Определение усилий.

Статический расчет фермы ведется по общим правилам строительной механики на персональных ЭВМ с использованием стандартных программ (например, «ЛИРА», «SCAD», «STARK» и др.). Все полученные усилия сводим в таблицу 5.5.

Значения  $M_N$  в панелях верхнего пояса определяем следующим образом:

в панели 1-2:

$$M_N = N_1 \cdot f_1 = -25,4 \hat{e} \hat{I} \cdot i ;$$

в панели 2-3:

$$M_N = N_2 \cdot f_0 = -23,3 \hat{e} \hat{I} \cdot i ;$$

в панели 3-4:

$$M_N = N_3 \cdot f_0 = -30,2 \hat{e} \hat{I} \cdot i .$$

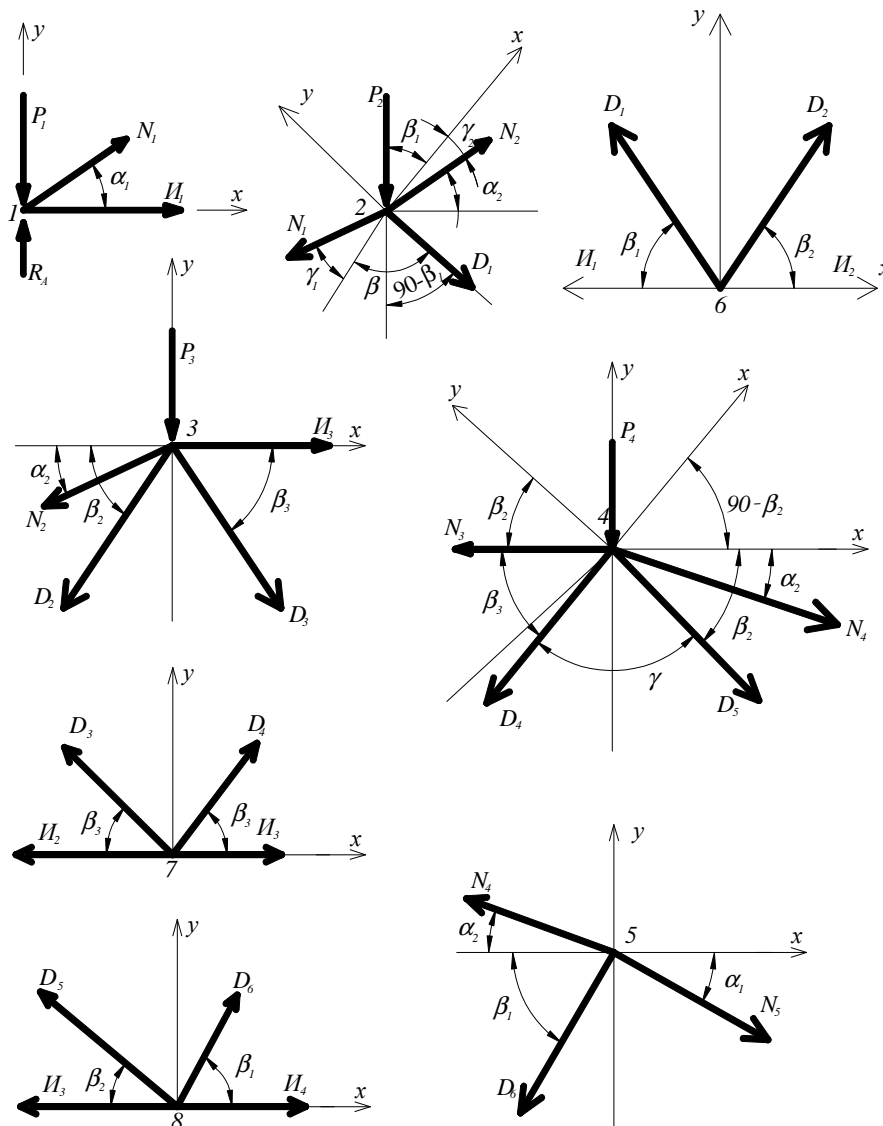


Рис. 5.5. Схемы к расчету усилий в стержнях фермы: 1-8-узлы

## Усилия в элементах фермы

Таблица 5.5

№ стержня	Обозначение усилий	Усилия от постоянной нагрузки $q=3,19$ кН/м	Усилия от снеговой нагрузки				Расчетное сочетание усилий	
			s'=14,4 кН/м	s''=27,79 кН/м				
				на всем пролете	справа	на всем полете	слева	3+4 (5,6,7)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-2	$N_1$	-46,8	-186,48	-165,9	-146,7	-38,45	-233,28	-212,7
	$M_{q,s}$	37,1	147,61	114,9	97,85	-	-	-
	$M_N$	-6,4	-25,4	-22,6	-20	-5,2	-	-
	$\sum M$	30,7	122,2	92,3	77,9	-5,2	152,9	123,0
2-3	$N_2$	-42,8	-170,6	-113,52	-91,21	-44,64	-213,4	-156,3
	$M_{q,s}$	37,1	147,61	114,91	97,85	-	-	-
	$M_N$	-5,8	-23,2	-15,4	-12,4	-6,1	-	-
	$\sum M$	31,2	124,4	99,5	85,4	-6,1	155,6	130,7
3-4	$N_3$	-55,8	-222,31	-126,88	-84,6	-84,6	-278,1	-182,7
	$M_{q,s}$	29,8	118,7	42,07	28,1	28,1	-	-
	$M_N$	-7,6	-30,2	-17,3	-11,5	-11,5	-	-
	$\sum M$	22,2	88,5	24,8	16,6	16,6	110,7	47,0
$I_1$	$N$	35,4	141,2	114,06	98,57	30,99	176,6	-149,5
$I_2$	$N$	53,8	214,35	126,9	96,45	60,94	268,2	180,7
$D_1$	$N$	7,9	31,54	-13,68	-23,43	19,51	39,5	27,41
$D_2$	$N$	-19,9	-79,2	-32,87	-19,9	-25,93	-99,1	-52,7
$D_3$	$N$	3	12	0	-17,89	35,67	15	38,67

### Примечания

1. Усилия в графе 3 вычислены путем умножения усилий из графы 4 на коэффициент  $K=g/s'$ , равный в данном примере 0,221.
2. Значения  $\Sigma M$  получены путем сложения  $M_{q,s}$  и  $M_N$ .
3. Расчетные сочетания усилий выполняются путем сложения постоянной и одной из снеговых нагрузок с коэффициентом сочетания 1 (графа 8).

#### 5.3.4. Подбор сечения элементов

Ширину сечения верхнего пояса и элементов решетки принимаем одинаковой. Подбираем ширину  $b$  из условия предельной гибкости  $\lambda_{np} = 150$ . Для самого длинного раскоса  $D_2$ , у которого  $l_{0y} = l_{0x} = 4,73$  м,  $r_{\min} = l_{0y} / \lambda_{np} = 4,73 / 150 = 0,031$  м;  $b_{\min} = 0,031 / 0,29 = 0,107$  м. С учетом конструктивных требований к опиранию панелей  $b_{\min} = 14$  см из доски шириной 15 см.

*Подбор сечения верхнего пояса.* Из таблицы 5.5 видно, что расчетной является первая панель при снеговой нагрузке  $s''$ . Пользуясь приближенной формулой, определяем:

$$W_{mp} = M_{\max} / (0,7 R_H).$$

Знаменатель вычисляется по интерполяции при значениях  $s''_{i+1} / s''_i$ .

Принимаем древесину 2-го сорта, доски сечением 3,3x14 (после острожки) с расчетным сопротивлением  $R_c = R_E = 15 \text{ кг/см}^2$ .

Из таблицы 5.5 выбираем сочетание усилий  $N = -278,1$  кН·м,  $M = 152,9$  кН·м, тогда  $W_{\delta\delta} = 152,9 \cdot 10^2 / (0,7 \cdot 1,5) = 3619,05 \text{ кг}^3$ .

Требуемая высота сечения:

$$h_{\delta\delta} = \sqrt{6W_{\delta\delta} / b} = \sqrt{6 \cdot 3619,05 / 14} = 39,38 \text{ см}.$$

Количество слоев в клееном элементе при толщине досок 3,3 см  $n = 39,38 / 3,3 = 11,9$  слоев; принимаем 12 слоев. Тогда  $h = 3,3 \cdot 12 = 39,6$  см.

Геометрические характеристики сечения:

$$A = bh = 14 \cdot 39,6 = 554,4 \text{ см}^2; W = 14 \cdot 39,6^2 / 6 = 36559,04 \text{ см}^3.$$

Гибкость  $\lambda_x = l_x / r_x = 4,94 / (0,29 \cdot 0,396) = 43 < 120$ ;

$$\varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 43^2 = 1,62.$$

Коэффициент  $\xi = 1 - N / (\varphi R_c A) = 1 - 228,38 / (1,62 \cdot 1,5 \cdot 554,4) = 0,83$ , тогда

$$M^a = M / \xi = 38 / 0,83 = 45,78 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$\sigma = N / A + M^a / W = 228,38 / 554,4 + 45,78 \cdot 10^2 / 3659,04 = 1,66 < 1,5 \text{ кг/см}^2.$$

Условие не выполняется на 11% поэтому увеличиваем высоту сечения до 14 слоев.

Тогда  $h = 3,3 \cdot 14 = 46,2$  см. Геометрические характеристики сечения

$$A = bh = 14 \cdot 46,2 = 646,8 \text{ см}^2; W = 14 \cdot 46,2^2 / 6 = 4980,36 \text{ см}^3.$$



$$\text{Гибкость } \lambda_x = l_x / r_x = 4,94 / (0,29 \cdot 0,462) = 36,87 < 120;$$

$$\varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 36,87^2 = 2,2.$$

Коэффициент  $\xi = 1 - N / (\varphi R_c A) = 1 - 228,38 / (2,2 \cdot 1,5 \cdot 646,8) = 0,89$ , тогда

$$M_D = M / \xi = 38 / 0,89 = 42,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma = N / A + M_D / W = 228,38 / 646,8 + 42,7 \cdot 10^2 / 4980,36 = 1,21 < 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Условие для сжато-изгибаемого элемента верхнего пояса в плоскости фермы выполняется.

Проверка устойчивости из плоскости верхнего пояса фермы (в середине панели 1 – 2) при сжатии силой  $N=233,28$  кН и шаге связей  $l_c = 3$  м:

$$r_y = 0,29 \cdot 14 = 4,06 = 0,04 \text{ м}; \lambda_y = 3 / 0,04 = 75 > 70;$$

$$\varphi = 3000 / 75^2 = 0,53; \sigma_c = 267,63 / (0,53 \cdot 554,4) = 0,91 \text{ кН} / \text{см}^2 < 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Условие выполняется.

*Подбор сечения раскосов*

*Раскос  $D_1$ ;  $N = 39,5$  кН.*

Из условия предельной гибкости  $\lambda_{np} = 150$ :

$$h = l_p / (0,29 \cdot 150) = 259 / (0,29 \cdot 150) = 5,95 \text{ м}.$$

Принимаем  $h = 3,3 \cdot 4 = 13,2$  см. Тогда  $A = 14 \cdot 13,2 = 184,8 \text{ см}^2$ .

Напряжение в сжатом раскосе  $D_1$ .

$$\sigma = 28,15 / (\varphi \cdot 184,8) = 28,15 / (0,66 \cdot 184,8) = 0,23 \text{ кН} / \text{см}^2 < 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\lambda = 259 / (0,29 \cdot 13,2) = 67,6 < 150;$$

$$\varphi = 3000 / 67,6^2 = 0,66.$$

Сжатый раскос  $D_3$  с усилием  $-32$  кН назначаем равным по сечению  $D_1$ , так как усилия в них близки, а напряжения малы.

*Раскос  $D_2$ ;  $N_1 = -99,1$  кН.*

Видим, что данный раскос работает при различных сочетаниях как сжатый, так и растянутый элемент, поэтому выбираем наиболее неблагоприятное сочетание – сжатие.

Поскольку усилие в элементе незначительное подбираем сечение по предельной гибкости,  $\lambda_{np} = 150$ :

$$h = l_p / (0,29 \cdot 150) = 473 / (0,29 \cdot 150) = 10,87 \text{ м}.$$

Принимаем  $h = 3,3 \cdot 4 = 13,2$  см. Тогда  $A = 14 \cdot 13,2 = 184,8 \text{ см}^2$ .

Напряжение в сжатом раскосе  $D_2$ :

$$\sigma = 69,13 / (\varphi \cdot A) = 69,13 / (0,196 \cdot 184,8) = 1,9 \text{ кН} / \text{см}^2 < 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\lambda = 473 / (0,29 \cdot 13,2) = 123,5 < 150;$$

$$\varphi = 3000 / 123,5^2 = 0,196.$$

Условие не выполняется принимаем 5 досок вместо 4:

$$h = 3,3 \cdot 5 = 16,5 \text{ см. Тогда } A = 14 \cdot 16,5 = 231 \text{ см}^2$$

Напряжение в сжатом раскосе  $D_2$ .

$$\sigma = 99,1 / (\varphi \cdot A) = 99,1 / (0,307 \cdot 231) = 0,97 \text{ кН/см}^2 < 1,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\lambda = 473 / (0,29 \cdot 16,5) = 98,85 < 150;$$

$$\varphi = 3000 / 98,85^2 = 0,307.$$

Условие выполняется.

Проверять раскос  $D_2$  на растяжение не следует, так как усилие в 2 раза меньше.

*Подбор сечения нижнего пояса*

Нижний пояс принимаем из стальных уголков:

$$R_p = 210 \text{ МПа} = 21 \text{ кН/см}^2; N = 268,2 \text{ кН};$$

$$\lambda_{\text{ог}} = 268,2 / (0,85 \cdot 21) = 20,72 \text{ см}^2. \text{ По сортаменту назначаем 2 уголка :}$$

$$2 \cdot 75 \times 75 \times 5; 2A = 2 \cdot 11,5 = 23 \text{ см}^2; r = 2,28 \text{ см};$$

$$\lambda = l_H / r = 592,5 / 2,28 = 259,97 < 400.$$

### 5.3.6. Расчет узлов

**Опорный узел** (рис. 5.6 а).

1. Проверку торца пояса на смятие производим при действии максимальной продольной силы  $N = 233,28 \text{ кН}$ . Задаемся размерами площади смятия:  $b = 14 \text{ см}; h_{\text{оп}} = 2h/3 = 2 \cdot 46,2/3 = 30,8 \text{ см};$

$$A = 14 \cdot 30,8 = 431,2 \text{ см}^2; \sigma_{\text{см}} = 267,63 / 431,2 = 0,62 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{см}} = 1,5 \text{ кН/см}^2.$$

Верхний пояс крепим в узле одним конструктивным болтом  $d = 16 \text{ мм}$ .

2. Упорная плита 3 рассчитывается приближенно как балка, составленная из трех фрагментов таврового сечения длиной 14 см, шириной 7,0 см с ребром 60·8 мм (см.рис. 3.6 а).

На расчетную часть упорной плиты приходится 1/3 продольного усилия верхнего пояса. Изгибающий момент от этого усилия

$$M = Nl / (3 \cdot 8) = 233,28 \cdot 0,14 / 24 = 1,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый для восприятия этого момента момент сопротивления  $W_{\text{тр}}$  с учетом пластичности:

$$W_{\text{тр}} = M / (R \cdot 1,2) = 1,56 \cdot 10^2 / (21 \cdot 1,2) = 6,2 \text{ см}^3.$$

Геометрические характеристики сечения:  $A = 0,8 \cdot 7,0 + 0,8 \cdot 6,0 = 10,40 \text{ см}^2.$

Статический момент относительно нижней кромки ребра

$$S = 0,8 \cdot 7,0 \cdot 6,4 + 0,8 \cdot 6,0 \cdot 3,0 = 50,24 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней кромки ребра:  
 $z=S/A=50,24/10,40 = 4,83$  см.

Момент инерции сечения:

$$J_x = 7,0 \cdot 0,8^3 / 12 + 0,8 \cdot 7,0(6,8 - 4,83 - 0,5 \cdot 0,8)^2 + 0,8 \cdot 6^3 / 12 + 0,8 \cdot 6(4,83 - 3,0)^2 = 44,23 \text{ м}^4.$$

Момент сопротивления:

$$W = I_x / z = 44,23 / 4,83 = 9,16 \text{ см}^3 > 6,2 \text{ см}^3.$$

### 3. Расчет опорной плиты.

Реакция на левой опоре фермы от первого сочетания нагрузок:

$$R_A = (q + s')l / 2 = (3,19 + 12,7)23,7 / 2 = 188,3 \text{ кН}.$$

Напряжения сжатия под опорной плитой размером  $A = 20 \times 25$  см  
 $\sigma = R_A / A = 188,3 / 500 = 0,38 \text{ кН/см}^2.$

Изгибающий момент консольной части плиты (на ширине 1 см)  
 $M = \sigma l^2 / 2 = 0,385 \cdot 5,5^2 / 2 = 5,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Требуемый момент сопротивления с учетом пластичности  
 $W_{TP} = M / (1,2R) = 5,75 / (1,2 \cdot 21) = 0,23 \text{ см}^3.$

Необходимая толщина плиты при ширине 1 см  
 $\sigma = \sqrt{6W_{TP}} = \sqrt{6 \cdot 0,23} = 1,17 \text{ см}.$

Принимаем толщину опорной плиты  $\delta = 12$  мм.

4. Растягивающее усилие в первой панели нижнего пояса  $N_{н1} = 327,56 \text{ кН}$ .  
Нижний пояс проектируется из 2·70x70x5 (рис. 3.6, в). Уголки привариваются к стальным фасонкам. На обушок каждого уголка передается 70% усилия  $N' = 176,6 \cdot 0,7 = 229,3 \text{ кН}$ , а на перо уголка - 30%:  $N'' = 176,6 \cdot 0,3 = 52,98 \text{ кН}$ .

Длины сварных швов на один уголок с одной стороны фасонки при высоте шва  $h_{ш} = 0,6$  см:

$$\text{у обушка } l'' = 229,3 / (2 \cdot 15 \cdot 0,7 \cdot 0,8) = 13,65 \text{ см};$$

$$\text{у пера } l' = 52,98 / (2 \cdot 15 \cdot 0,7 \cdot 0,8) = 5,85 \text{ см}.$$

Принимаем  $l' = 15$  см;  $l'' = 10$  см.

Узел 3 верхнего пояса (рис. 5.6, б). Усилия в раскосах  $D_2 = 33,84 \text{ кН}$  (растяжение);  $D_3 = -38,67 \text{ кН}$  (сжатие).

Усилия в верхнем поясе  $N = 267,63 \text{ кН}$ . Между торцами соединяемых панелей предусмотрены стальные вкладыши сечением 14x30x5 см.

Напряжение смятия торцов панелей 2 и 3 верхнего пояса от усилия  $N = 233,28 \text{ кН}$ :

$$\sigma_{см} = N / A_{см} = 233,28 / (14 \cdot 30) = 0,64 \text{ кН/см}^2 < 1,5 \text{ кН/см}^2.$$



Изгибающий момент в пластинке вкладыша шириной 1 см определяется по формуле

$$\dot{I} = \sigma_{\text{н}} \cdot l_{\text{вк}}^2 / 12 = 0,64 \cdot 4^2 / 12 = 0,85 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $l_{\text{вк}} = 4,0$  см - расстояние между ребрами вкладыша.

Требуемый момент сопротивления пластинки с учетом пластичности  $W_{\text{тр}} = M / 1,2R_y = 0,85 / (1,2 \cdot 21) = 0,034 \text{ см}^3$ .

Толщина пластины (при ширине 1 см):  $\delta_{\text{мп}} = \sqrt{6W_{\text{тр}}} = \sqrt{6 \cdot 0,034} = 0,45$  см, принимаем  $\delta = 8$  мм.

Узловой болт, воспринимающий равнодействующую усилий в раскосах, рассчитывается на изгиб от момента

$$M = (D/2)(\delta + \delta/2) = 99,1 \cdot 2 \cdot (0,8 + 0,4) = 31,7 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Равнодействующую усилий  $D$  определяем графически по (рис. 5.6, з). Требуемый момент сопротивления с учетом коэффициента пластичности  $\gamma = 1,2$  равен  $W_{\text{тр}} = 31,7 / (1,2 \cdot 21) = 1,25 \text{ см}^3$ . Принимаем болт  $d = 2,4$  см.

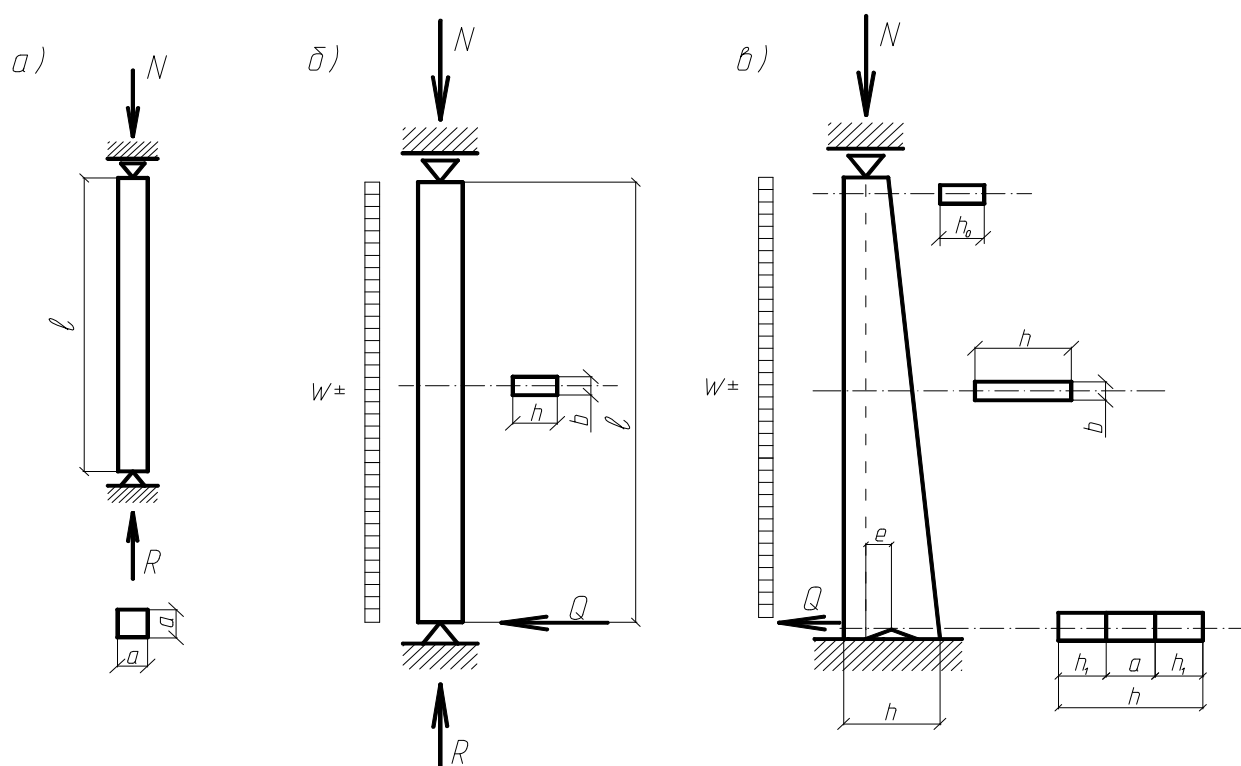
$$\text{Тогда: } W = 0,1 d^3 = 0,1 \cdot 2,4^3 = 1,38 > 1,25 \text{ см}^3$$

## 6. КОЛОННЫ

### 6.1. Конструкции деревянных колонн

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  $h=1/16-1/12$  длины колонн, а ширина  $b=h/4-h/2$ . Для внутренних колонн допускается квадратное сечение.

**Клеодеревянные 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 10м. Клеодеревянные колонны могут иметь квадратное и прямоугольное сечения, постоянное и переменное по длине. Возможно также изготовление клеодеревянных стоек круглого сечения (рис.6.1). Трудоемкость изготовления и стоимость этих стоек значительно выше, чем цельнодеревянных, но они могут обладать большей несущей способностью.



**Рис.6.1.Клеодеревянные колонны:**

*а- постоянного квадратного сечения; б- постоянного прямоугольного сечения; в- переменного прямоугольного сечения*

## 6.2. Основы расчета деревянных колонн

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

$$\frac{N}{F_{\text{дд}}} + \frac{M^{\text{д}}}{\xi \cdot W_{\text{дд}}} \leq R_c,$$

где  $\xi$  — коэффициент, изменяющийся от 0 до 1, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{дд}}}.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  определяется по формулам:

при гибкости колонны  $\lambda < 70$

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

при гибкости  $\lambda > 70$

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

При этом гибкости цельного и составного элементов определяются по-разному:

- цельного элемента  $\lambda_y = \frac{l_0}{r}$ ;

- составного элемента  $\lambda = \sqrt{(\lambda_y \cdot \mu_y)^2 + \lambda_1^2}$ ; см. п. 4.4-4.7 [1]

Расчетный момент сопротивления определяется по формулам:

$$W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}}; W_{\text{расч}} = \kappa_w W_{\text{нт}};$$

Значения коэффициентов  $\kappa_w$  приведены в таблице 13[1].

При определении  $W_{\text{расч}}$  руководствуются п.4.9 [1].

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

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{дд}}} + \left( \frac{M^{\text{д}}}{\varphi_i \cdot R_u \cdot W_{\text{дд}}} \right)^i \leq 1,0,$$

где  $M^{\text{д}}$  - изгибающий момент, определяемый по п.4.17[1],  $F_{\text{бр}}$  - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке;  $W_{\text{бр}}$  - максимальный момент сопротивления брутто на участке;  $n=2$  - для элементов без закреплений растянутой зоны из плоскости деформирования;

$n=1$  - для элементов, имеющих закрепления;  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, определяемый для гибкости участка элемента с расчетной длиной в плоскости деформирования;  $\varphi_m$  - коэффициент, который определяется по формуле 23 п.4.14 [1].

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  $\varphi_m$  следует умножить на коэффициент  $K_{IM}$ , определяемый по формуле 24 [1], а  $\varphi$  - на коэффициент  $K_{IN}$  по формуле 34 [1].

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

$$n_c \geq \frac{1,5M^d \cdot S_{\bar{a}\bar{d}}}{T_{min} \cdot I_{\bar{a}\bar{d}}},$$

где  $S_{\bar{a}\bar{p}}$  - статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения относительно нейтральной оси;  $I_{\bar{a}\bar{p}}$  - момент инерции брутто поперечного сечения колонны;  $T_{min}$  - расчетная несущая способность одной связи в данном шве;  $M^d$  - 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. 6.2).

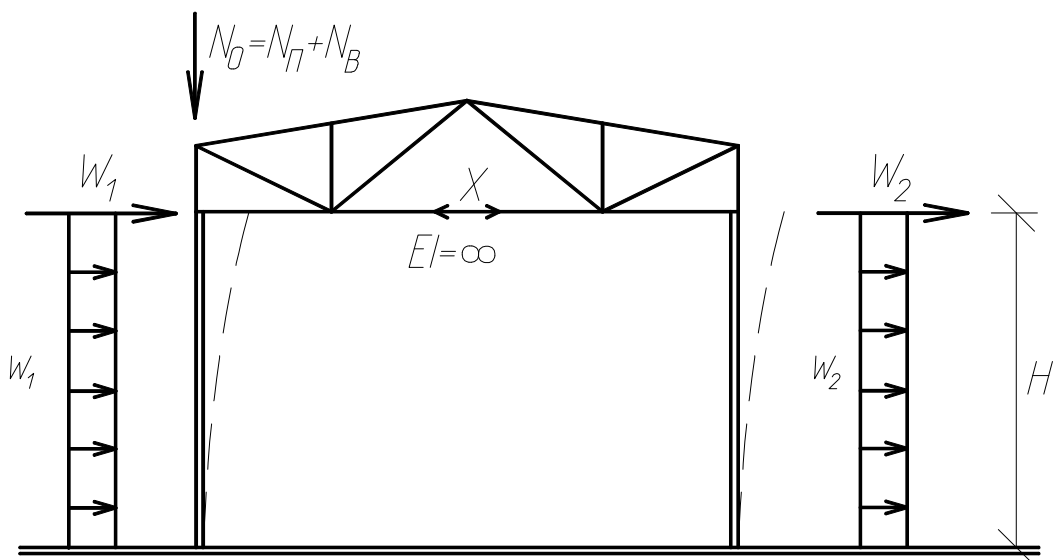
При определении неизвестной  $X$  считается, что жесткость ригеля  $EI_p \approx \infty$ . Тогда отклонения верха левой и правой колонн можно приравнять  $f_l = f_n$ .

Для расчетной схемы, представленной на рис. 6.2, значения  $f_l$  и  $f_n$  определяются как для защемленных консольных балок, и будут равны:

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

$$f_n = \frac{W_2 \cdot H^3}{3 \cdot EI} + \frac{q_2 \cdot H^4}{8 \cdot EI} - \frac{x \cdot H^3}{3 \cdot EI}.$$





**Рис. 6.2. Расчетная схема поперечного сечения деревянного здания**

Из равенства  $f_l = f_n$  получим:  $x = \frac{W_1 - W_2}{2} + \frac{3 \cdot H}{16} \cdot (w_1 - w_2)$  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:

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

### **6.3. Пример расчета дощатоклееной колонны**

Спроектировать и рассчитать дощатоклееную колонну высотой 6 м, здания пролетом 18 м и шагом 3 м. Температурно-влажностные условия эксплуатации А2. Район строительства г. Казань.

#### **6.3.1. Сбор нагрузок, действующих на колонну**

Основными нагрузками для колонн являются постоянные (вес покрытия, вес несущей конструкции покрытия, собственный вес колонны), временные (вес снега) и кратковременные (ветровая) нагрузки. Для расчета принимаем кровлю, выполненную с использованием клефанерных панелей. В качестве несущей конструкции покрытия принята деревянная сегментная ферма.

В таблице 6.1 представлены данные о равномерно распределенных вертикальных нагрузках, действующих на колонну.

Сбор нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки на 1 кв. м

Таблица 6.1

Наименование и подсчет нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кПа
1	2	3	4
Постоянные: Трехслойный мягкий ковер	0,090	1,3	0,120
Фанерные обшивки (0,008+0,006)700·10 <sup>-2</sup>	0,098	1,1	0,108
Продольные ребра каркаса 4·0,04·0,117·500·10 <sup>-2</sup> /1,5	0,062	1,1	0,069
Поперечные ребра 9·0,04·0,117·0,433·500·10 <sup>-2</sup> /2,98·1,5	0,020	1,1	0,022
Утеплитель 0,117(1,5·4·0,04)40·10 <sup>-2</sup> /1,5	0,042	1,2	0,050
Собственная масса фермы	$q_{с.в}^{\phi} = 0,074$	1,1	$q_{с.в}^{\phi} = 0,081$
ИТОГО:	$q_n^H = 0,386$		$q_n = 0,45$
Временная снеговая нагрузка	$S_0 = 1,68$		$S = 2,4$
ВСЕГО:	$q^H = 2,066$		$q = 3,3$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  на высоте  $H$  над поверхностью земли определяется по формуле [3]:

$$w_m = w_0 \cdot k \cdot c,$$

где  $w_0$  - нормативное значение ветрового давления [3];  $k$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте [3];  $c$  - аэродинамический коэффициент [3].

Нормативное значение ветрового давления по высоте  $w_0 = 0,03 \text{ кН/м}^2$  для II района, принимается по таблице 5 [3].

Коэффициент  $k$  определяется по таблице 6 [3] в зависимости от типа местности. Принимаем тип местности В(городская территория).

Значение  $c_1$  и  $c_2$  принимаются по прил.4 п.3 [3].

Расчетные погонные нагрузки от ветра:

$$w_1 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_1 \cdot c_1 \cdot B = 0,30 \cdot 1,4 \cdot 0,51 \cdot 0,8 \cdot 3 = 0,51 \hat{e} \text{ / } \hat{i} ;$$

$$w_2 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_2 \cdot c_2 \cdot B = 0,30 \cdot 1,4 \cdot 0,51 \cdot 0,6 \cdot 3 = 0,39 \hat{e} \text{ / } \hat{i} ,$$

где  $\gamma_f = 1,4$  - коэффициент надежности по ветровой нагрузке, принятый по п.6.11 [3].

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки на уровне верха колонны

$$W_1 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_2 \cdot c_1 \cdot h_{\partial\partial\bar{a}} \cdot B = 0,30 \cdot 1,4 \cdot 0,53 \cdot 0,8 \cdot 3 \cdot 1 = 0,53 \hat{e} \text{ / } \hat{i} ;$$

$$W_2 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_2 \cdot c_2 \cdot h_{\partial\partial\bar{a}} \cdot B = 0,30 \cdot 1,4 \cdot 0,51 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 3 = 0,4 \hat{e} \text{ / } \hat{i} ,$$

где  $h_{\text{риг}}$  - высота несущей конструкции (ригеля) покрытия над колонной.

Неизвестная реакция определяется по формуле:

$$x = \frac{W_1 - W_2}{2} + \frac{3 \cdot H}{16} \cdot (w_1 - w_2) = \frac{0,53 - 0,4}{2} + \frac{3 \cdot 6}{16} \cdot (0,51 - 0,39) = 0,24 \hat{e} \text{ l} .$$

Собственная масса колонны определяется ориентировочно после принятия сечения по формуле:  $P_{cm} = b \cdot h \cdot H \cdot \rho \cdot \gamma_f$ , [1]

где  $\rho$  – плотность древесины, принимаемая по прил.3 [1];

$b, h$  - размеры поперечного сечения колонны.

Постоянная нагрузка на колонну равна:  $P_n = \frac{q_n \cdot B \cdot l}{2}$ ;  $N_n = P_n + P_{cm}$ .

Временная (снеговая) нагрузка на колонну:

$$N_b = \frac{S_0 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot l}{2} = 2,4 \cdot 3 \cdot 9 = 64,8 \hat{e} \text{ l} .$$

Суммарная вертикальная нагрузка  $N_0 = N_n + N_b$ .

### 6.3.2. Расчет колонны

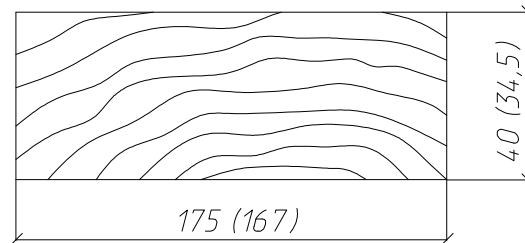
Задаемся размерами сечения колонны, исходя из предельной гибкости

$\lambda_{\max} = 120$  табл.14. [1].

$$h_{mp} \geq \frac{H \cdot \mu_0}{0,289 \cdot \lambda_{\max}} = \frac{600 \cdot 2,2}{0,289 \cdot 120} = 38 \hat{e} \text{ l} ,$$

где  $\mu_0$  - коэффициент, принимаемый по п. 4.21[1].

Принимаем по приложению 1.5 размеры досок 40x175 (рис. 6.3).



**Рис.6.3. Размеры доски до и после механической обработки**

Поперечное сечение дощатоклееной колонны komponуем из 12 досок. Тогда поперечное сечение данного сечения колонны с учетом фрезерования досок согласно приложению 1.6 составит:

$$h = 12 \cdot a = 12 \times 34,5 = 414 \hat{e} \text{ l} ; \quad b \times h = 167 \times 414 \hat{e} \text{ l} .$$

Собственная масса колонны по формуле:

$$P_{cm} = 0,167 \cdot 0,414 \cdot 6 \cdot 500 \cdot 10^{-2} \cdot 1,1 = 2,29 \hat{e} \text{ l} .$$

Постоянная нагрузка на колонну от ригеля по формуле

$$P_n = \frac{0,45 \cdot 3 \cdot 18}{2} = 13,23 \hat{e} \text{ l} .$$

Суммарная постоянная нагрузка  $N_n = 2,29 + 13,23 = 15,52 \hat{e} \text{ l} .$

Временная(снеговая) нагрузка на колонну:

$$N_b = \frac{S_0 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot l}{2} = \frac{2,4 \cdot 1,3 \cdot 18}{2} = 64,8 \text{êÍ}.$$

Суммарная вертикальная нагрузка

$$N_0 = N_n + N_b = 15,52 + 64,8 = 80,32 \text{êÍ} = 80,32 \cdot 10^{-3} \text{ì Í}.$$

Изгибающий момент у основания колонны по формуле

$$M = \frac{w_1 \cdot H^2}{2} + W_1 \cdot H - x \cdot H = \frac{0,51 \cdot 6^2}{2} + 0,53 \cdot 6 - 0,24 \cdot 6 = 12,24 \text{êÍ} \text{ì}.$$

Поперечная сила у основания левой колонны

$$Q = w_1 \cdot H + W_1 - x = 0,51 \cdot 6 + 0,53 - 0,24 = 3,75 \text{êÍ}.$$

Геометрические характеристики сечения колонны:

$$F_{\text{данный}} = b \cdot h = 16,7 \cdot 41,4 = 709,12 \text{ñì}^2 = 70,91 \cdot 10^{-3} \text{ì}^2;$$

$$W_{\text{данный}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{16,7 \cdot 41,4^2}{6} = 4716 \text{ñì}^3 = 4,716 \cdot 10^{-3} \text{ì}^3;$$

$$S_{\text{данный}} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{16,7 \cdot 41,4^2}{8} = 3537 \text{ñì}^3 = 3,537 \cdot 10^{-3} \text{ì}^3;$$

$$I_{\text{данный}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{16,7 \cdot 41,4^3}{12} = 96216 \text{ñì}^4 = 0,96 \cdot 10^{-3} \text{ì}^4.$$

$$\text{Радиус инерции: } r = \sqrt{\frac{I_{\text{данный}}}{F_{\text{данный}}}} = \sqrt{\frac{0,96 \cdot 10^{-3}}{70,91 \cdot 10^{-3}}} = 0,1163 \text{ì} = 11,63 \text{ñì}.$$

Гибкость колонны при принятом сечении равна:

$$\lambda_y = \frac{H \cdot \mu_0}{r} = \frac{600 \cdot 2,2}{11,63} = 113,5 < \lambda_{\text{max}} = 120.$$

Коэффициент продольного изгиба определяется по формуле 8[1], т.к.

$$\lambda_y = 113,5 > 70, \text{ то } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{113,5^2} = 0,233.$$

$$\text{Коэффициент: } \xi = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{данный}}} = 1 - \frac{80,32 \cdot 10^{-3}}{0,233 \cdot 16,42 \cdot 70,91 \cdot 10^{-3}} = 0,704,$$

где  $R_c$  - расчетное сопротивление древесины 2-го сорта.

$$R_c = \frac{13 \cdot m_{\text{н}} \cdot \delta_a \cdot \delta_{\text{а}} \cdot \delta_i}{\gamma_i} = \frac{13 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,2}{0,95} = 16,42 \text{ì Í} \text{à, тогда}$$

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{N_0}{F_{\text{данный}}} + \frac{M}{W_{\text{данный}} \cdot \xi} = \frac{80,32 \cdot 10^{-3}}{70,91 \cdot 10^{-3}} + \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{4,716 \cdot 10^{-3} \cdot 0,704} = 1,13 + 4,16 = 5,29 \text{ì Í} \text{à} < R_c = 16,42 \text{ì Í} \text{à}$$

Скалывающие напряжения по формуле 18[1]:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{данный}}}{I_{\text{данный}} \cdot b_{\text{данный}}} = \frac{3,75 \cdot 3,537 \cdot 10^{-3}}{0,96 \cdot 10^{-3} \cdot 0,17} = 80,62 \text{êÍ} \text{à} = 0,08 \text{ì Í} \text{à} < R_{\text{н}} = 1,9 \text{ì Í} \text{à},$$

где  $R_{\text{ск}}$  - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе клееных элементов из древесины 2го сорта.

$$R_{\text{ск}} = \frac{1,5 \cdot m_{\text{н}} \cdot \delta_a \cdot \delta_{\text{а}} \cdot \delta_i}{\gamma_i} = \frac{1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,2}{0,95} = 1,9 \text{ì Í} \text{à}.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемой колонны по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\dot{a}\dot{d}}} + \left( \frac{\dot{I}^{\dot{a}}}{\varphi_i \cdot R_u \cdot W_{\dot{a}\dot{d}}} \right)^i = \frac{80,32 \cdot 10^{-3}}{0,233 \cdot 16,42 \cdot 70,91 \cdot 10^{-3}} + \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{4,2 \cdot 16,42 \cdot 4,176 \cdot 10^{-3} \cdot 0,704} =$$

$$= 0,3 + 0,061 = 0,361 \leq 1,0;$$

$$\varphi_i = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\dot{d}} = 140 \cdot \frac{17^2 \cdot 2,54}{41,4 \cdot 600} = 4,2.$$

Условие выполняется.

### 6.3.3. Расчет и конструирование крепления колонны к фундаменту. (Вариант 1)

Конструкция крепления колонны к фундаменту представлена на рисунке 6.4. Для того чтобы вычислить растягивающие усилия в анкерах, определяем крайевые напряжения в основании колонны:

$$\sigma_{\dot{d}} = \frac{M}{W_{\dot{a}\dot{d}} \cdot \xi_{\dot{d}}} - \frac{N_i}{F_{\dot{a}\dot{d}}} = \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{4,176 \cdot 10^{-3} \cdot 0,942} - \frac{15,52 \cdot 10^{-3}}{70,91 \cdot 10^{-3}} = 2,54 \text{ МПа} < R_p = 11,37 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\dot{n}} = \frac{\dot{I}}{W_{\dot{a}\dot{d}} \cdot \xi_{\dot{n}}} + \frac{N_0}{F_{\dot{a}\dot{d}}} = \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{4,176 \cdot 10^{-3} \cdot 0,704} + \frac{80,32 \cdot 10^{-3}}{70,91 \cdot 10^{-3}} = 4,16 + 1,13 = 5,3 \text{ МПа} < R_c = 16,42 \text{ МПа};$$

$$R_{\dot{d}} = \frac{9 \cdot m_{\dot{n}\dot{e}} \cdot \dot{d}_{\dot{a}} \cdot \dot{d}_{\dot{a}} \cdot \dot{d}_{\dot{t}}}{\gamma_i} = \frac{9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2}{0,95} = 11,37 \text{ МПа};$$

$$\xi_p = 1 - \frac{N_n}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\dot{a}\dot{d}}} = 1 - \frac{15,52 \cdot 10^{-3}}{0,233 \cdot 16,42 \cdot 70,91 \cdot 10^{-3}} = 0,942 \text{ МПа};$$

$$\xi_c = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\dot{a}\dot{d}}} = 1 - \frac{80,32 \cdot 10^{-3}}{0,233 \cdot 16,42 \cdot 70,91 \cdot 10^{-3}} = 0,704 \text{ МПа}.$$

Размеры сжатой и растянутой зон:  $k = \frac{\sigma_c \cdot h}{\sigma_c + \sigma_p} = \frac{4,15 \cdot 40,8}{4,15 + 2,45} = 25,31 \text{ см}.$

Тогда максимальное растягивающее усилие в анкерах:

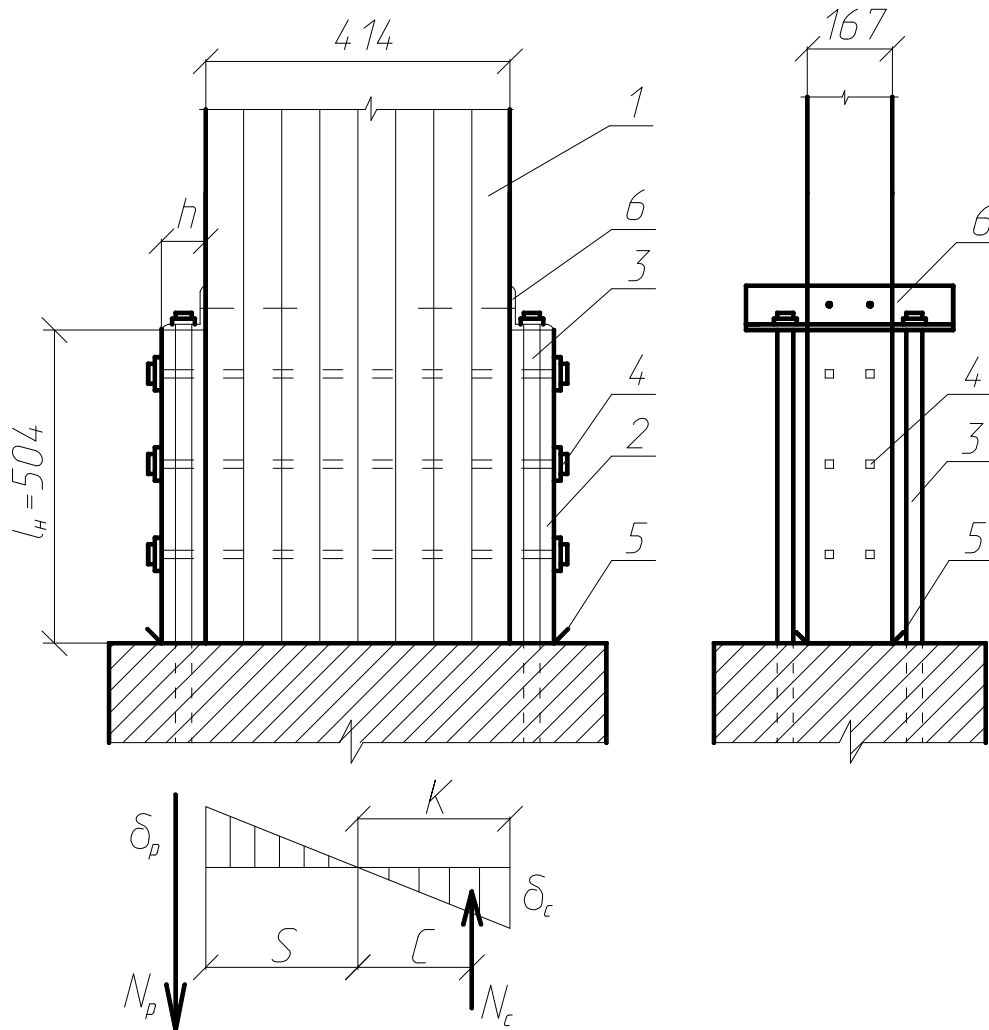
$$N_p = \frac{M}{(S+C) \cdot \xi_p} - \frac{N_n \cdot C}{S+C} = \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{(0,24+0,12) \cdot 0,942} - \frac{15,52 \cdot 10^{-3} \cdot 0,12}{0,24+0,12} = 30,92 \cdot 10^{-3} \text{ кН}.$$

Определяем диаметр двух анкеров из условия:  $N_p \leq 2 \cdot F_{\dot{a}\dot{d}}^{\dot{a}} \cdot F_p^{\dot{a}} \cdot \dot{d}_{\dot{a}} \cdot \dot{d}.$

Тогда требуемая площадь анкерных болтов составит:

$$F_{mp} = \frac{N_p}{2 \cdot R_p^{\dot{a}} \cdot \dot{d}_{\dot{a}} \cdot \dot{d}} = \frac{30,92 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 185 \cdot 0,8 \cdot 0,85} = 1,12 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,12 \text{ см}^2,$$

где  $R_p^{\dot{a}}$  - расчетное сопротивление фундаментных болтов из стали растяжению;  $m_{\alpha}$  - коэффициент, учитывающий ослабление анкеров резьбой



**Рис.6.4. Узел крепления дощатоклееной колонны:**

1-колонна; 2-накладка; 3-анкер; 4- болт; 5-гидроизоляция; 6-уголок

(п. 3.4[1]);  $m$  - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров(п. 3.4[1]).

Требуемый диаметр анкера:  $F_{mp}^a = \frac{\pi \cdot d_a^2}{4}$ , откуда  $d_a = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{mp}^a}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,12}{3,14}} = 1,26 \text{ см}$

Принимаем по сортаменту анкер диаметром  $d=16 \text{ мм}$ .

*Расчет горизонтальных болтов*

Диаметр горизонтальных болтов можно определить, исходя из условия их расстановки относительно ширины колонны в два ряда:

$$b \geq 3 \cdot d + 3,5 \cdot d + 3 \cdot d = 9,5 \cdot d;$$

$$d \leq \frac{b}{9,5} = \frac{170}{9,5} = 17,9 \text{ мм}.$$

Принимаем диаметр болта  $d=18 \text{ мм}$ . Несущую способность болта определяем по формулам таблицы 17[1] с учетом ветровой нагрузки  $m_n=1,2$ :

$$T_c = 0,8 \cdot a \cdot d \cdot m_t = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 1,8 \cdot 1,2 = 12,96 \text{ кН};$$

$$T_u = (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{m_i} = (1,8 \cdot 1,8^2 + 0,02 \cdot 7,5^2) \cdot \sqrt{1,2} = 7,62 \text{êÍ} ;$$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_i} = 2,5 \cdot 1,8^2 \cdot \sqrt{1,2} = 8,87 \text{êÍ} .$$

Количество двухсрезных горизонтальных болтов равно:

$$n_6 = \frac{N_p}{T_{\min} \cdot n_{uu}} = \frac{30,92}{7,62 \cdot 1} = 4,06 \text{шт},$$

где  $N_p$  - усилие, действующее на накладку. Принимаем 6 болтов. Тогда длина деревянных накладок будет равна:  $l_i = 7 \cdot 1,8 \cdot 4 = 50,4 \text{м} .$

*Проверка упорного уголка на изгиб.*

Погонная нагрузка на уголок (рис.6.5, поз.6)

$$q_y = \frac{N_p}{b} = \frac{30,92}{17} = 1,82 \text{êÍ} / \text{м} .$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{q_y (b + d)^2}{8} = \frac{1,82(17 + 1,8)^2}{8} = 80,36 \text{êÍ} \text{ м} .$$

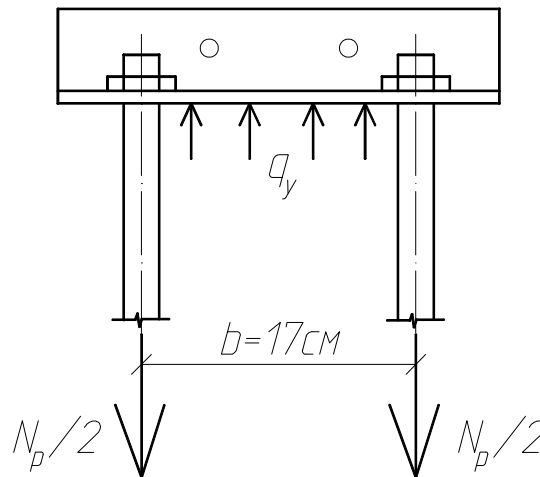
Принимаем уголок  $\perp 100 \times 100 \times 10$  с геометрическими характеристиками:

$$I_x = 179 \text{см}^4; z_0 = 2,83 \text{ см}; y_{\max} = 10 - 2,83 = 7,17 \text{см}; W_x = \frac{I_x}{y_{\max}} = \frac{179}{7,17} = 25 \text{м}^3 .$$

Проверка напряжений проводится по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{80,36}{25} = 3,21 \text{êÍ} / \text{м}^2 = 32,1 \text{т} / \text{а} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{т} / \text{а} .$$

Проверка выполнена.



**Рис.6.5. Расчетная схема траверсы из уголка**

### **6.3.4. Расчет и конструирование крепления колонны к фундаменту (Вариант 2)**

Конструкция крепления колонны к фундаменту приведена на рисунке 6.6.

Краевые напряжения в основании колонны равны краевым напряжениям, определенном в 1 варианте. Размеры сжатой и растянутой зон

определяются аналогичным образом, так же, как и требуемый диаметр анкерных болтов. Отличие состоит в том, что в варианте 2 с каждой стороны колонны установлено по одному анкерному болту.

Для дальнейших расчетов зададимся поперечным сечением анкерных пластин 8x100 мм.

Тогда расстояние между их центрами равно:

$$S = \frac{h + \delta}{2} = \frac{40,08 + 0,8}{2} = 20,8 \text{ см} .$$

Максимальное растягивающее усилие в анкерной пластине составит:

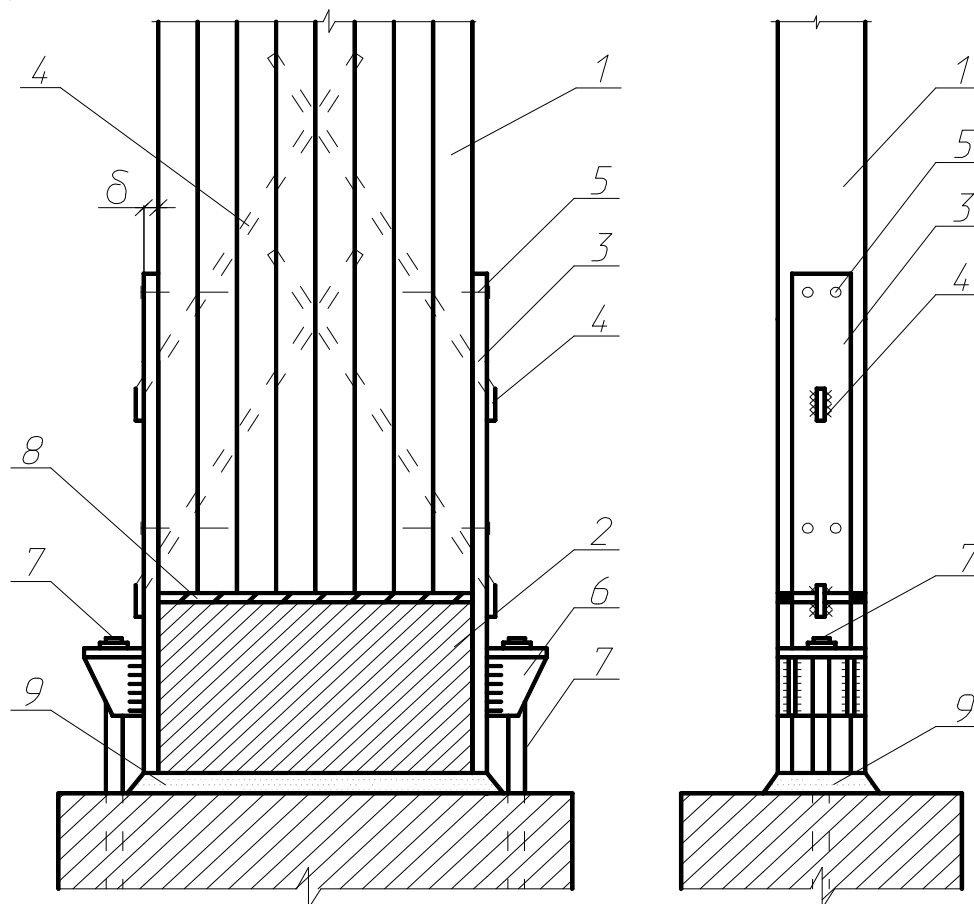
$$N_p = \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{(0,208 + 0,12) \cdot 0,942} - \frac{15,52 \cdot 10^{-3} \cdot 0,12}{0,208 + 0,12} = 33,93 \cdot 10^{-3} \text{ т} .$$

Зададимся углом наклона вклеенных стержней к наружной кромке колонны  $\alpha = 30^\circ$ .

Тогда растягивающее усилие, возникающее в стержнях, составит:

$$N_{cm} = \frac{N_p}{\cos \alpha} = \frac{33,93 \cdot 10^{-3}}{0,886} = 39,18 \cdot 10^{-3} \text{ т} .$$

Принимаем диаметр стержней 16мм и глубину вклеивания  $l = 10 \cdot d = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ см}$ .



**Рис.6.6. Конструкция анкерки базы дощатоклееной колонны:**

- 1-дощатоклееная секция колонны; 2-железобетонный вкладыш; 3-анкерные пластины;  
4- вклеенные стержни; 5- гвозди; 6- траверса; 7-анкерные болты;  
8-гидроизоляция; 9- цементный раствор



Коэффициент неравномерности напряжений скалывания  
 $k_c = 1,2 - 0,02 \cdot 16/2 = 1,04$ .

Расчетное сопротивление древесины скалыванию

$$R_{ck} = \frac{2,1 \cdot 1,2}{0,95} = 2,65 \text{ МПа}$$

Расчетная несущая способность одного стержня  $d=16\text{мм}$  при выдергивании

$$T = R_{\bar{n}} \cdot \pi \cdot (d + 0,005) \cdot l \cdot k_c = 2,65 \cdot 3,14 \cdot (0,016 + 0,005) \cdot 0,16 \cdot 1,04 = 0,029 \text{ МН}$$

Требуемое количество стержней:

$$n_{mp} = \frac{N_{\bar{n}}}{T} = \frac{0,039}{0,029} = 1,39 \text{ шт}$$

Принимаем два стержня диаметром 16 мм из арматуры класса А-II,  $R_y = 295 \text{ МПа}$ .

Проведем проверку прочности стержней при выдергивании. Площадь сечения двух стержней

$$F_{cm} = 2 \cdot \pi \cdot r^2 = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 = 4,02 \text{ см}^2 = 0,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

Напряжения растяжения

$$\sigma = \frac{N_{cm}}{F_{cm}} = \frac{39,18 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 10^{-3}} = 97,95 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}$$

## 6.4. Пример расчета брусчатой составной колонны

### 6.4.1. Составные колонны

Состоят из цельных брусьев или из толстых досок, соединенных по длине болтами и гвоздями. Стержни составных колонн соединяются пластинами вплотную или имеют между ними зазоры, выполняемые с помощью коротких дощатых или брусчатых прокладок. Длины составных стоек не превышают 6,4м (рис.6.7) Составные колонны обычно имеют шарнирно закрепленные концы и работают, как правило, только на продольные сжимающие силы от вертикальных нагрузок. В направлении относительно материальной оси составные колонны могут работать также на сжатие с изгибом и воспринимать дополнительно горизонтальные изгибающие нагрузки.

Составные колонны рассчитывают на сжатие и устойчивость в двух плоскостях. Расчет относительно материальной оси, которая проходит через центры сечений обоих элементов колонны, производят как колонны цельного сечения шириной, равной ширине сечения обоих брусьев. Податливость соединений при этом на несущую способность колонны не влияет и не учитывается.

### 6.4.2. Расчет составной колонны.

Исходные данные принимаются как в примере 6.3.

Задаемся размерами сечения колонны, исходя из гибкости  $\lambda=120$ .

$$h_{mp} \geq \frac{H \cdot \mu_0}{0,289 \cdot \lambda_{max}} = \frac{600 \cdot 2,2}{0,289 \cdot 120} = 38\tilde{h} \tilde{i} .$$

Принимаем  $b \times h = 175 \times 400 \tilde{i} \tilde{i}$  ( $h_1 = 200 \tilde{i} \tilde{i}$ ).

Собственная масса колонны, исходя из принятого сечения  $P_{cm}^p = b \cdot h \cdot H \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,175 \cdot 0,4 \cdot 6 \cdot 500 \cdot 10^{-2} \cdot 1,1 = 2,31 \hat{t} \hat{i}$  .

Постоянная нагрузка на колонну, включая собственную массу  $N_n = P_n^p + P_{cm}^p = 13,32 + 2,31 = 15,54 \hat{t} \hat{i} = 15,54 \cdot 10^{-3} \hat{i} \hat{i}$  ,

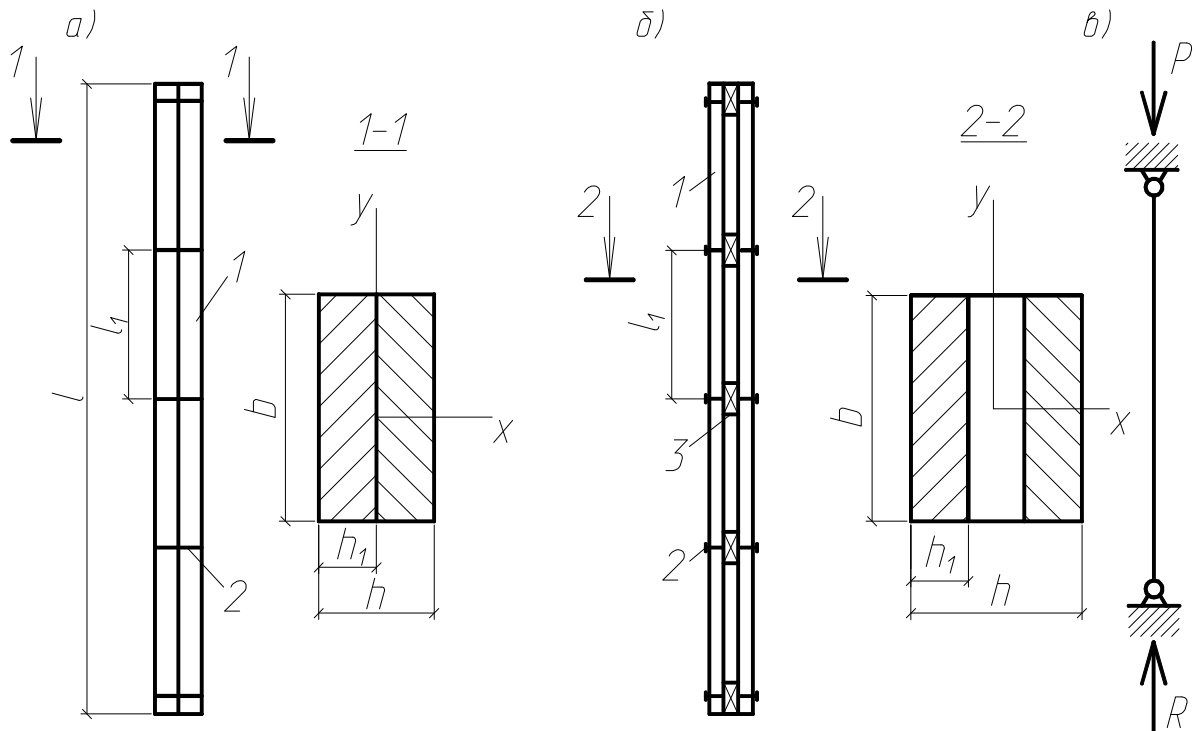
$P_n^p$  - постоянная нагрузка на колонну от ригеля (см. пример п. 6.3;  $N_{в}$  – от снега).

Суммарная вертикальная нагрузка

$$N_0 = N_n + N_{\hat{a}} = 15,52 + 64,8 = 80,32 \hat{t} \hat{i} = 80,32 \cdot 10^{-3} \hat{i} \hat{i} .$$

Для того, чтобы вычислить гибкость составного элемента, необходимо определить гибкость всего элемента относительно оси У-У, которая определяется по расчетной длине элемента  $l_0 = \mu_0 H = 2,2 \cdot 6 = 13,2$  м, без учета податливости:

$$\lambda_y = \frac{H \cdot \mu_0}{r} = \frac{600 \cdot 2,2}{0,289 \cdot 40} = 114,2 < \lambda_{max} = 120.$$



**Рис.6.7. Составные брусчатые колонны:**

а - сплошная; б - сквозная с прокладками ; в - схема работы; 1- брусья; 2-болты; 3- прокладки

Коэффициент приведения гибкости определяется по формуле 12[1]:

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \cdot \frac{b \cdot h \cdot n_{\phi}}{l_0^2 \cdot n_c}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{17,5 \cdot 4 \cdot 1}{13,2^2 \cdot 4}} = 1,075,$$

где  $n_{uu}$  - расчетное количество швов в элементе;  $n_c$  - расчетное количество срезов связей в одном шве на 1м элемента;  $k_c$  - коэффициент податливости соединений, определяемый по таблице 12[1].

Так как колонна работает на сжатие с изгибом, то для болтов

$$d = 16 \dot{\iota} \dot{\iota} < \frac{h_1}{7} = \frac{200}{7} = 28,6 \dot{\iota} \dot{\iota} ;$$

$$k_c = \frac{1}{2,5 \cdot d^2} = \frac{1}{2,5 \cdot 1,6^2} = 0,156.$$

Гибкость составной колонны

$$\lambda = \sqrt{(\lambda_y \cdot \mu_y)^2 + \lambda_1^2}; \quad \lambda_1 = 0; \text{ т.к. } l_1 \leq 7h_1, \text{ тогда}$$

$$\lambda = \lambda_y \cdot \mu_y = 1,075 \cdot 114,2 = 122,8 > 120.$$

Гибкость колонны превышает допустимую на 2,2%, что меньше 5%, поэтому сечение колонны не меняем.

Гибкость составной колонны должна быть не более гибкости  $\lambda_1$  отдельных ветвей, определяемый по формуле 13[1]. Определяем момент инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных оси У-У:

$$\sum I_{\dot{a}\dot{d}} = 2 \cdot \left[ \frac{b \cdot h_1^3}{12} = b \cdot h_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)^2 \right] = 2 \cdot \left[ \frac{17,5 \cdot 20^3}{12} + 17,5 \cdot 20 \cdot 100 \right] = 93333 \dot{m}\dot{m}^4.$$

Площадь брутто сечений колонны

$$F_{\dot{a}\dot{d}} = b \cdot h = 17,5 \cdot 40 = 500 \dot{m}\dot{m}^2, \text{ тогда}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\sum \frac{I_{\dot{a}\dot{d}}}{F_{\dot{a}\dot{d}}}}} = \frac{1320}{\sqrt{\frac{93333}{700}}} = 114,3 < \lambda = 122,8.$$

Коэффициент продольного изгиба должен быть определен с учетом приведенной гибкости:

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{122,8^2} = 0,2$$

Расчетное сопротивление древесины второго сорта с учетом особых условий равно:

$$R_c = \frac{13 \cdot m_a \cdot \dot{\delta}_i}{\gamma_i} = \frac{13 \cdot 1 \cdot 1,2}{0,95} = 16,42 \dot{\iota} \dot{\iota}.$$

Тогда коэффициент  $\xi$  составит:

$$\xi = 1 - \frac{N_0}{\phi \cdot R_c \cdot F_{\dot{a}\dot{d}}} = 1 - \frac{80,32 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 70 \cdot 10^{-3} \cdot 16,42} = 0,701.$$

Коэффициент, учитывающий податливость связей, определяем по табл.13[1]:  $k_w=0,9$ .

Площадь и момент сопротивления нетто:

$$F_{i\delta} = [b - 2 \cdot (d + 0,3) \cdot h] = [17,5 - 2 \cdot (1,6 + 0,3)] \cdot 17,5 = 54,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$W_{i\delta} = \frac{b_{i\delta} \cdot h^2}{6} = \frac{0,137 \cdot 0,4^2}{6} = 3,65 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Проверка прочности сжато-изгибаемой колонны по ослабленному сечению производится по формуле:

$$\sigma_{\bar{n}} = \frac{\dot{I}}{W_{i\delta} \cdot \xi_{\bar{n}}} + \frac{N_0}{F_{i\delta}} = \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{4,65 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 \cdot 0,701} + \frac{47,94 \cdot 10^{-3}}{54,8 \cdot 10^{-3}} = 5,32 + 1,46 = 6,78 \dot{I} \dot{I} \dot{a} < R_c = 16,42 \dot{I} \dot{I} \dot{a}.$$

Количество болтов скрепляющих брусья колонны, определяется по формуле:

$$n_c = \frac{1,5 \cdot M_{\max} \cdot S_{\sigma p}}{I_{\sigma p} \cdot T_{\min} \cdot \xi} = \frac{1,5 \cdot 12,24 \cdot 10^{-3} \cdot 3,5 \cdot 10^{-3}}{0,933 \cdot 10^{-3} \cdot 8,87 \cdot 10^{-3} \cdot 0,701} = 11,08 \text{ шт},$$

где  $S_{\sigma p}$  статический момент сопротивления брутто;

$$S_{\sigma p} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{0,175 \cdot 0,4^2}{8} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$I_{\sigma p} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,175 \cdot 0,4^3}{12} = 0,933 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Несущая способность болта  $d=18$  мм определяется по формулам таблицы 17[1], с учетом ветровой нагрузки  $m_H=1,2$ :

$$T_c = 0,35 \cdot a \cdot d \cdot m_H = 0,35 \cdot 20 \cdot 1,8 \cdot 1,2 = 15,12 \text{ кН};$$

$$T_u = (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{m_H} = (1,8 \cdot 1,8^2 + 0,02 \cdot 20^2) \cdot \sqrt{1,2} = 15,15 \text{ кН}; \text{ но не более:}$$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_H} = 2,5 \cdot 1,8^2 \cdot \sqrt{1,2} = 8,87 \text{ кН}.$$

Принимаем 12 болтов в 2 ряда.

Устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемой колонны проверяется по формуле 33[1]:

$$\frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{i\delta}} + \left( \frac{\dot{I}}{\varphi_i \cdot R_u \cdot W_{i\delta} \cdot k_w \cdot \xi} \right)^i = \frac{80,32 \cdot 10^{-3}}{54,8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,2 \cdot 16,42} + \frac{12,42 \cdot 10^{-3}}{3,65 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 \cdot 2,78 \cdot 16,42 \cdot 0,701} = 0,446 + 0,116 = 0,562 \leq 1,0;$$

$$\varphi_i = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\delta} = 140 \cdot \frac{17,5^2 \cdot 2,54}{600 \cdot 40} = 2,78.$$

### 6.4.3. Расчет крепления брусчатой колонны к фундаменту

Конструкция крепления колонны к фундаменту приведена на рис. 6.7. Анкерные полосы и металлические накладки принимаем одинаковой толщины:  $\delta = 8 \text{ мм}$ , тогда размеры сжатой и растянутой зон составят:

$$a = \frac{h + \delta}{2} = \frac{40 + 0,8}{2} = 20,4 \text{ см}; \quad c = \frac{h_1}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ см}.$$

Максимальное растягивающее усилие, возникающее в анкерной половине, и сжимающее усилие, возникающее в основании сжатой ветви колонны, составят:

$$N_p = \frac{M}{(a+c) \cdot \xi_p} - \frac{N_n \cdot c}{a+c} = \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{(0,304) \cdot 0,932} - \frac{15,54 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1}{0,304} = 38,09 \cdot 10^{-3} \text{ т};$$

$$N_c = \frac{M}{(a+c) \cdot \xi_n} + \frac{N_0 \cdot c}{a+c} = \frac{12,24 \cdot 10^{-3}}{(0,304) \cdot 0,701} + \frac{80,32 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1}{0,304} = 57,44 + 26,42 = 83,86 \text{ т};$$

$$\xi_p = 1 - \frac{N_n}{\phi \cdot R_c \cdot F_{\dot{\alpha}\dot{\alpha}}} = 1 - \frac{15,54 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 70 \cdot 10^{-3} \cdot 16,42} = 0,932.$$

Проверка на смятие сжатой ветви колонны производится по формуле:

$$\sigma_{\bar{m}} = \frac{N_c}{F_{\dot{\alpha}\dot{\alpha}1} \cdot m_{\bar{m}}} = \frac{83,86 \cdot 10^{-3}}{35 \cdot 10^{-3} \cdot 0,7} = 3,42 \text{ т/см}^2 < R_{ci} = 16,42 \text{ т/см}^2.$$

Для дальнейших расчетов зададимся углом наклона тяжей к наружной кромке колонн  $\alpha = 45^\circ$ . Тогда растягивающее усилие, возникающее в тяжах,

$$\text{составит: } N_m = \frac{N_p}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{38,09 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,707} = 26,94 \cdot 10^{-3} \text{ т}.$$

Диаметр тяжей из стали марки 09Г2С определяем исходя из расчета на прочность центрально растянутых элементов по формуле  $F_m \geq \frac{N_m}{R_y \cdot \gamma_c \cdot m_a \cdot m}$ ,

где  $R_y$  - расчетное сопротивление стали растяжению по пределу текучести,  $R_y=185$  МПа;  $\gamma_c$ -коэффициент условий работы,  $\gamma_c=0,9$  по таблице 6 [2].

$$F_{mp} \geq \frac{26,94 \cdot 10^{-3}}{185 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,85} = 0,235 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 2,35 \text{ см}^2.$$

Требуемый диаметр тяжа определяем по формуле

$$d_{mp} = \sqrt{\frac{4 \cdot F_m}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,35}{3,14}} = 1,73 \text{ см}.$$

Принимаем по сортаменту тяж диаметром 18 мм.

Длину сварного шва, прикрепляющего тяги к пластине 7, определяем из условия работы на срез по металлу шва

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

где  $\beta_f$  - коэффициент, принимаемый по таблице 34 [1],  $\beta_f=0,7$ ;  $k_f$  - катет шва, принимаем  $k_f=5$  мм;  $l_w$  - длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм;  $R_{wf}$  - расчетное сопротивление угловых швов срезу(условному) по металлу шва,  $R_{wf} = 200$  МПа по таблице 56 для электрода типа Э46А и стали марки 09Г2С;  $\gamma_{wf}$  - коэффициент условий работы шва;  $\gamma_{wf}=0,85$  [2].

Требуемая длина сварного шва

$$l_w \geq \frac{N_m}{R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \beta_f \cdot k_f} = \frac{26,94 \cdot 10^{-3}}{200 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 0,005} = 50,28 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 5,03 \text{ см}.$$

Принимаем длину шва по 4 см с каждой стороны.

Определяем количество глухарей, необходимых для крепления анкерных полос и металлических пластин к колонне. Принимаем глухари диаметром  $d=1,6$  см, длиной  $l=15$  см. Несущую способность глухаря определяем по формулам таблицы 17 [1] с учетом ветровой нагрузки  $m_H=1,2$ :

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d \cdot m_i = 0,35 \cdot 11,8 \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 7,93 \text{êÍ} ;$$

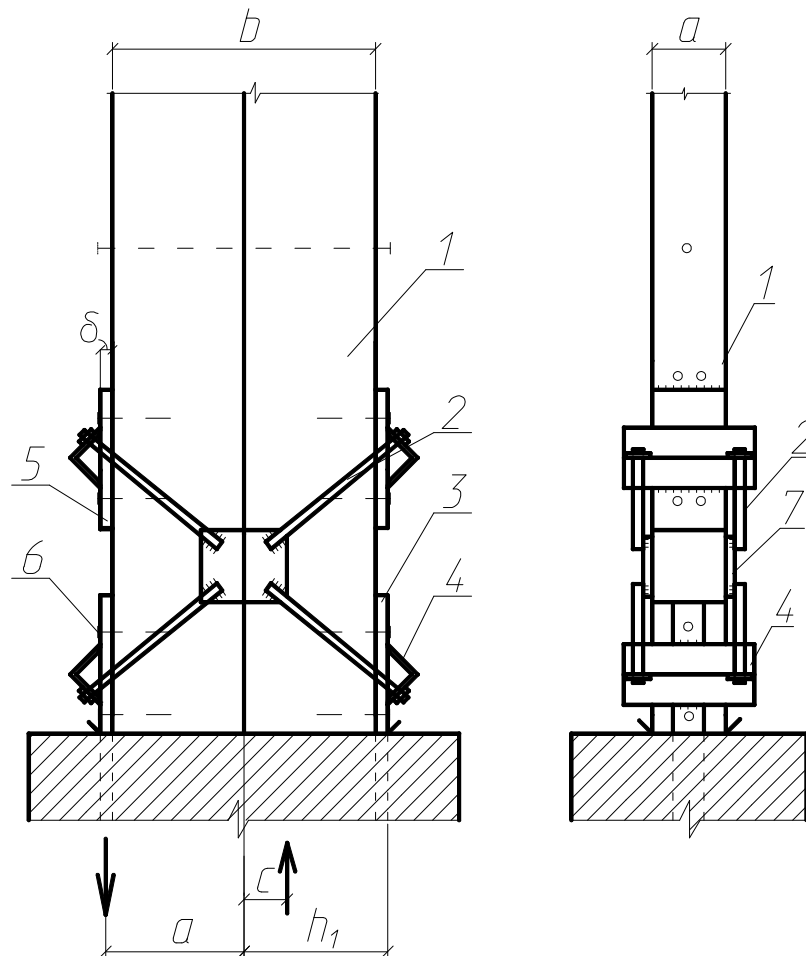
где  $\tilde{n} = l - \delta - 1,5 \cdot d = 15 - 0,8 - 1,5 \cdot 1,6 = 11,8 \tilde{m}$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_H} = 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot \sqrt{1,2} = 7,01 \text{êÍ} .$$

Необходимое количество глухарей:

$$n_6 = \frac{N_p}{T_{\min} \cdot n_u} = \frac{38,09}{7,01 \cdot 1} = 5,43 \text{шт.}$$

Принимаем 6 глухарей диаметром 16мм, длиной 150 мм.



**Рис.6.7. Узел защемления деревянных колонн без опорной деревянной накладки:**  
 1-стойка; 2-тяжи; 3- стальные полосы-анкеры; 4- равнобокие уголки; 5- металлическая  
 пластина; 6- гвозди; 7- пластина

## 7. КЛЕЕДЕРЕВЯННЫЕ БАЛКИ

### 7.1. Конструкции деревянных балок

Клеедеревянные балки из досок, склеенных синтетическим водостойким клеем, являются основным видом составных балок заводского изготовления. Размеры и форма сечений клеедеревянных балок могут быть практически любыми, независимо от ограничения сортамента пиломатериалов. Древесина клеедеревянных балок после искусственной сушки дольше сопротивляется загниванию, чем древесина, не прошедшая сушки. Клеедеревянные соединения, жесткие и стойкие против увлажнения, обеспечивают монолитность балок. Клеедеревянные сплошные балки имеют, как правило, повышенный по сравнению с неклееными деревянными элементами предел огнестойкости.

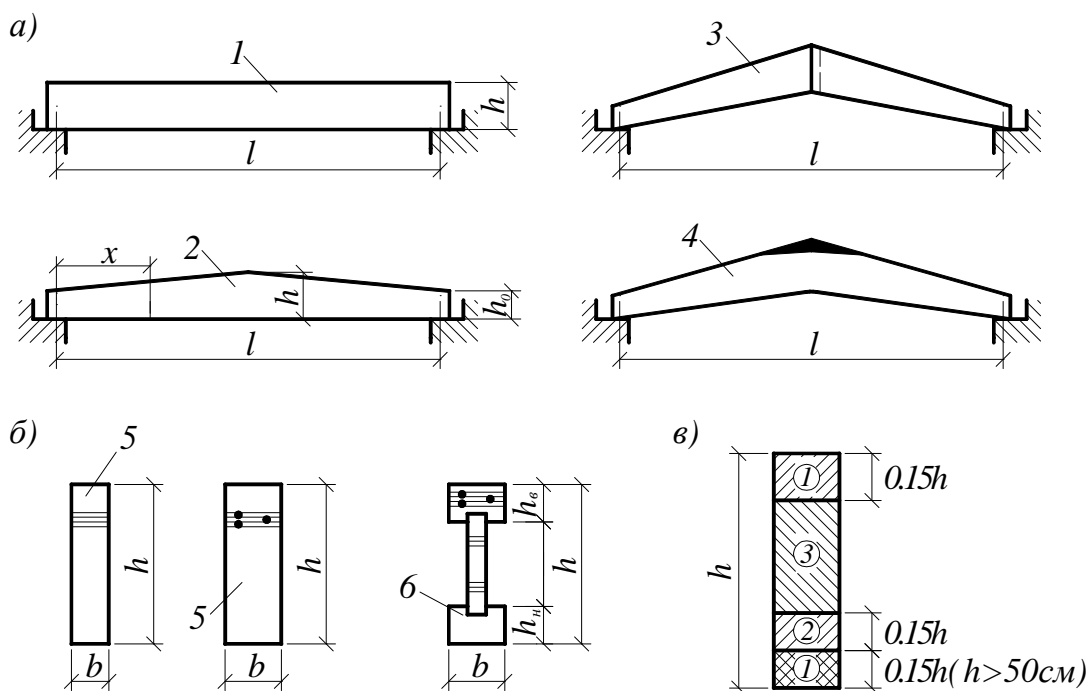
Клеедеревянные балки прямоугольных сечений, склеиваемые из досок плашмя, получили наибольшее распространение в строительстве. Их применяют главным образом в качестве основных несущих конструкций производственных, сельскохозяйственных, промышленных и общественных зданий. Балки используют также в качестве прогонов, пролеты и нагрузки которых не позволяют применять цельнодеревянные прогоны, а также в качестве главных балок междуэтажных перекрытий, балок мостов и в других деревянных конструкциях. В отечественном строительстве применяют клеедеревянные балки пролетом до 24м. В зарубежном строительстве имеются примеры клеедеревянных балок при пролетах до 30м.

Клеедеревянные балки изготавливаются из сосновой и еловой древесины и в меньших объемах – из лиственничной. В настоящее время исследуются и применяются клеедеревянные балки комбинированной конструкции. В таких балках наиболее прочная древесина, например, лиственницы, располагается в крайних, самых напряженных сечениях, а в средних менее напряженных зонах размещается менее прочная древесина (например, кедр, пихта или даже осина). Такие балки имеют не меньшую несущую способность, но существенно меньшую стоимость.

Сечения клеедеревянных балок принимают в большинстве случаев шириной не более 16,5см, что позволяет изготавливать их из цельных по ширине досок. Балки большей ширины выполняются из менее широких досок, склеенных между собой кромками, с расположением этих стыков в разбежку по высоте, что увеличивает трудоемкость их изготовления. Ширина сечения этих балок обычно принимается не менее 1/6 их высоты для большей устойчивости из плоскости изгиба. Высота сечения балок определяется расчетом и находится в пределах от 1/10 до 1/15 пролета, она увязывается с толщиной досок после фрезерования.

Форма дощато-клееных балок по длине (рис. 7.1) может быть прямоугольной односкатной, сегментной и двускатной, постоянной и переменной высоты. Прямоугольные и сегментные балки имеют, как правило, постоянную по длине высоту. Двускатные трапециевидные балки

имеют переменную высоту, получаемую при склеивании досок уменьшающейся к верху длины. Двускатные ломаные балки собирают из двух прямых элементов, соединенным в коньке зубчатым соединением. Двускатные гнутые балки собирают из двух прямых элементов, соединенным в коньке зубчатым соединением. Двускатные гнутые балки имеют выгиб в зоне конька и двускатную коньковую наклейку. Они могут быть постоянного и переменного сечения. Высота балок переменного сечения на опорах должна быть не менее 0,4 высоты сечения в середине длины.



**Рис. 7.1. Клеядеревянные балки:**

*а – типы балок; б – типы сечений; в – размещение досок по высоте (1-3 – сорта качества древесины); 1 – балка односкатная; 2 – то же, двускатная; 3 – то же, зубчато-стыкованная; 4 – то же, гнутоклееная; 5 – сечение прямоугольное; 6 – то же, двутавровое*

Балки склеивают из досок толщиной не более 42мм. Применение более тонких досок несколько увеличивает несущую способность балок за счет меньшего влияния их коробления, но приводит к повышению трудоемкости изготовления и расхода клея. Доски перед склеиванием фрезеруют по пластикам на 2,5-3,5мм, а после склеивания кромки балок фрезеруют в среднем на 5мм.

Доски располагают по высоте сечения балок таким образом, чтобы древесина самого высокого качества размещалась в наиболее напряженных нижней и верхней зонах. В балках с высотой сечения более 50см доски растянутой нижней зоны (0,15 высоты сечения балки) относятся к первому сорту, доски сжатой и следующей по высоте растянутой и сжатой зон такой же толщины относятся ко второму сорту и доски средней зоны – к третьему



сорту. В балках высотой до 50см доски растянутой и сжатой зон относятся ко второму сорту, так как эти зоны имеют относительно меньшую высоту.

По длине все доски клеедеревянных балок стыкуются на зубчатое соединение, имеющее равную прочность с древесиной первого сорта. Стыки должны располагаться по длине и вразбежку – в соседних слоях. Практически при заводском изготовлении балок все эти требования соблюдаются автоматически.

## 7.2. Пример. Расчет двускатной клеедеревянной балки покрытия

Запроектировать двускатную клеедеревянную балку покрытия.

*Исходные данные.* Здание II класса ответственности, коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n = 0,95$ , отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1. Пролет балки – 12м. Шаг балок – 6м. Уклон  $i = 1:12$ . Район строительства-г.Казань.

*Материалы балки.* В крайних зонах сечения – сосновые доски 2-го сорта влажностью до 12%; клей марки ФРФ-50.

*Конструктивная схема.* Принимаем двускатную балку прямоугольного сечения (см. рис. 7.2) пролетом в осях 11,7м (с учетом опирания по 15см). Высота балки в середине пролета  $h = l/12 = 1170/12 = 97,5\text{см}$ . Балка по высоте склеивается из отфрезерованных досок сечением  $\delta \times b = 3,3 \times 13,5\text{см}$ , тогда  $h = 3,3 \cdot 30 = 99\text{см}$ . При заданном уклоне кровли  $i = 1:12$  высота балки на опоре равна  $h_{on} = h - l/(2 \cdot 12) = 99 - 1170/(2 \cdot 12) = 50,25\text{см}$ , что больше  $0,4h = 39,6\text{см}$ .

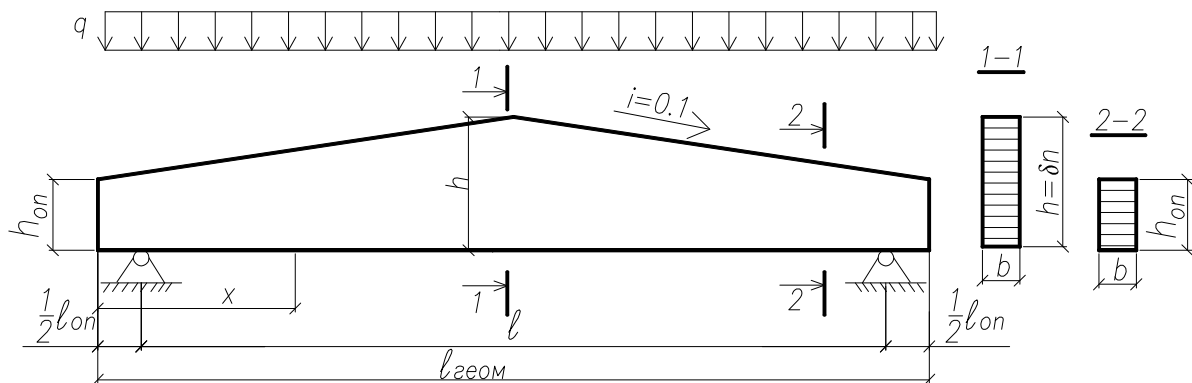


Рис. 7.2. Общий вид и расчетная схема двускатной клеедеревянной балки

### Сочетания нагрузок и статический расчет

Рассматриваем загрузку балки равномерной постоянной и временной нагрузки (табл. 7.1).

## Нагрузки

Таблица 7.1

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м
Клеефанерная панель покрытия:			
-собственный вес плиты без утеплителя и кровли	1,36	1,1	1,5
-вес мягкой кровли 6x1,5	0,60	1,3	0,78
-вес утеплителя	0,32	1,2	0,38
Собственный вес балки	0,55	1,1	0,61
Постоянная g	2,38		3,27
Временная снеговая	10,08		14,4
Полная	12,91		17,67

*Примечания:*

Нагрузка от веса балки определена по формуле  $g_{NA}^i = \frac{g^i + s}{1000/k_{CB}l - 1} = 0,55 \hat{e}I / \hat{i}$  ,

где  $k_{CB}$  - коэффициент собственного веса балки.

Балка рассчитывается на наиболее невыгодное сочетание нагрузок – постоянная и временная нагрузки по всему пролету. Расстояние от левой опоры до расчетного сечения определяем по формуле

$$x = \frac{lh_{on}}{2h} = \frac{1170 \cdot 50,25}{2 \cdot 99} = 297 \hat{m} = 2,97 \hat{i} .$$

Изгибающий момент в расчетном сечении равен:

$$M = \frac{q_x x(l-x)}{2} = \frac{17,67 \cdot 2,97(11,7 - 2,97)}{2} = 229,08 \hat{e}I \cdot \hat{i} = 22908,06 \hat{e}I \cdot \hat{m} .$$

$$\text{Поперечная сила: } Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{17,67 \cdot 11,7}{2} = 103,37 \hat{e}I .$$

$$\text{Высота балки в расчетном сечении: } h_x = h_{i\hat{i}} + \frac{x}{12} = 50,25 + \frac{297}{12} = 75 \hat{m} .$$

$$\text{Момент сопротивления расчетного сечения: } W = \frac{bh_x^2}{6} = \frac{13,5 \cdot 75^2}{6} = 12656 \hat{m}^3 .$$

Проверяем сечение по нормальным напряжениям:

$$\sigma_u = \frac{M}{W} = \frac{22908,06}{12656} = 1,81 \text{ ед} / \tilde{m}^2 = 18,1 \text{ д} > \frac{R_u m_b}{\gamma_m} = \frac{15 \cdot 0,92}{0,95} = 14,5 \text{ д} ,$$

где  $m_b = 0,92$ ;  $R_u = 15 \text{ МПа}$  Следует увеличить высоту балки  $h_x$  в 1,3 раза

$$\frac{\sigma}{R_u} = \frac{18,1}{14,5} = 1,3; \quad h_x = 57 \cdot 1,3 = 97,5 \tilde{m} .$$

Увеличиваем сечение на 30 см:  $h_{on} = 80,25 \tilde{m}$ ;  $h = 129 \tilde{m}$  .

Повторяем процедуру расчета.

$$x = \frac{lh_{on}}{2h} = \frac{1170 \cdot 80,25}{2 \cdot 129} = 363 \tilde{m} = 3,64 \text{ д} ;$$

$$M = \frac{q_x x(l-x)}{2} = \frac{17,67 \cdot 3,64(11,7-3,64)}{2} = 248,92 \text{ ед} \cdot \text{д} = 248920 \text{ ед} \cdot \tilde{m} ;$$

$$h_x = h_{on} + \frac{x}{12} = 80,25 + \frac{364}{12} = 110,58 \tilde{m} ; \quad W_x = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{13,5 \cdot 97,5^2}{6} = 21389 \tilde{m}^2 ;$$

$$\sigma_u = \frac{M}{W_x} = \frac{24892}{21389} = 11,6 \text{ ед} / \tilde{m}^2 < \frac{R_u m_b}{\gamma_n} = \frac{15 \cdot 0,92}{0,95} = 14,5 \text{ д} .$$

Условие выполняется.

Проверяем напряжение скалывания по формуле

$$\tau = \frac{3Q_{\max}}{2bh_{on}} = \frac{3 \cdot 64,06}{2 \cdot 13,5 \cdot 50,25} = 0,14 \text{ ед} / \tilde{m}^2 = 1,4 \text{ д} < \frac{R_{\tilde{n}e}}{\gamma_n} = \frac{1,5}{0,95} = 1,58 \text{ д} .$$

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования при расстоянии между закреплениями верха балки  $l_p = 150 \text{ см}$  (ширина панелей):

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M W} = \frac{248920}{1,14 \cdot 27514} = 7,94 \text{ д} < 14 \text{ д} ,$$

$$\text{где } \varphi_m = \frac{140b^2 k_\phi k_{\alpha i}}{l_p h} = \frac{140 \cdot 13,5^2 \cdot 1,13 \cdot 0,76}{150 \cdot 129} = 1,14 ;$$

$k_\phi = 1,13$  (см. табл. 2 прилож. 4 [13]);  $k_{\alpha i} = 0,76$  (см. прилож. 4, табл. 2[1]).

Проверяем относительный прогиб балки:

$$f = \frac{f_0 [1 + c(h/l)^2]}{k}; \quad f_0 = \frac{5q^H l^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 0,1291 \cdot 1170^4}{384 \cdot 1000 \cdot 2415025} = 1,3 \tilde{m} ,$$

$$\text{где } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{13,5 \cdot 129^3}{12} = 2415025 \tilde{m}^4; \quad \beta = \frac{h_{on}}{h} = \frac{80,25}{129} = 0,62;$$

$k = 0,15 + 0,85\beta = 0,15 + 0,85 \cdot 0,62 = 0,68$  - коэффициент, учитывающий

переменность сечения балки по высоте;  $c = 15,4 + 3,8\beta = 15,4 + 3,8 \cdot 0,62 = 17,76$

(см. табл. 3 прилож. 4 [1]) – коэффициент, учитывающий деформации сдвига;

$$f = \frac{1,3 [1 + 17,76(129/1170^2)]}{0,68} = 2,32 \tilde{m} ;$$

$$\frac{f}{l} > \frac{2,32}{300 \cdot 0,95} = \frac{2,32}{1170} = \frac{1}{504} < \frac{1}{300 \cdot 0,95} = \frac{1}{285} .$$

Условие по второму предельному состоянию выполнено.

## 8. ДОЩАТОКЛЕЕННЫЕ РАМЫ ИЗ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С V-ОБРАЗНЫМИ СТОЙКАМИ

### 8.1. Конструктивные решения. Основы расчета

#### 8.1.1. Конструктивные решения

Рамы состоят из консольных ригелей переменного сечения и V-образных подкосных стоек постоянного сечения, связанных с ригелем двусторонними накладками на болтах. Такие рамы более технологичны, чем дощатоклеенные гнутые и с зубчатым шипом в карнизном узле и более транспортабельны. Стойки обеспечивают достаточную поперечную жесткость здания при шарнирных закреплениях всех элементов. В тех случаях, когда боковое стеновое ограждение отсутствует, например, у зернотоков рационально стойки выполнять с симметрично отклоненными от вертикали подкосами на угол  $\alpha = 15 \div 20^\circ$  (рис. 8.1 а). При наличии стен выгодно стойки выполнять вертикальными, а подкосы под углом  $\alpha = 20 \div 25^\circ$  (рис. 8.1 б).

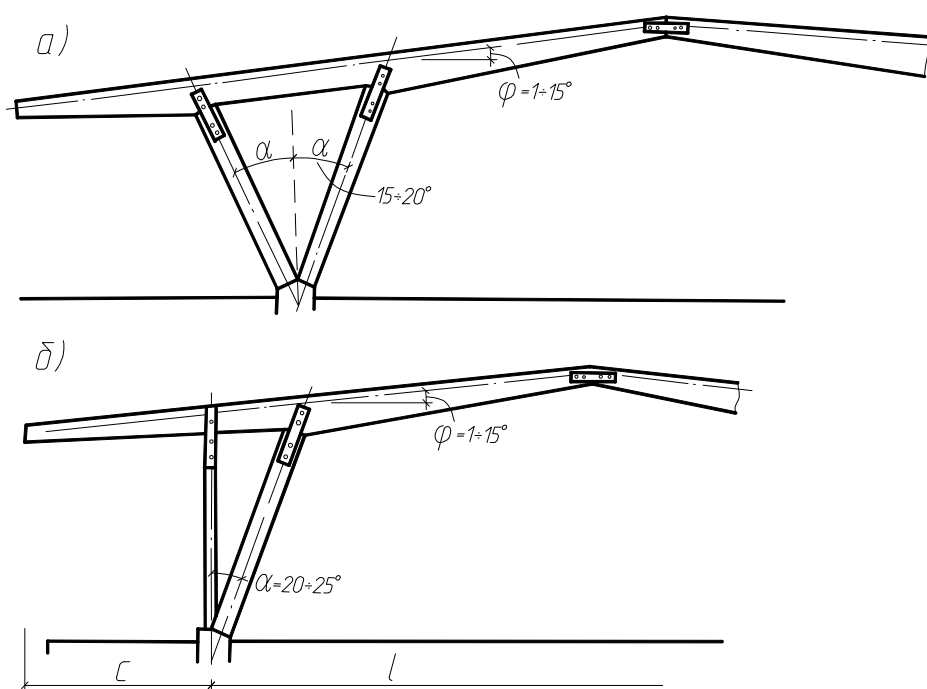


Рис. 8.1. Дощатоклеенные рамы из прямолинейных элементов:

а) с консолями и ригелями, опирающимися на подкосы; б) с консолями и ригелями, опирающимися на стойки и подкосы

Ригели рамы работают по неразрезной схеме, поэтому длину консоли “с” рационально назначать близкой по длине к половине основного пролета  $l$ . Пример такой рамы пролетом  $l = 24\text{ м}$  с консолью  $l = 12\text{ м}$  приведен на

рисунке 8.2 и рассмотрен в [4]. На рисунке 8.3 приведено конструктивное решение рамы с более короткой консолью  $c = 4\text{ м}$  и пролетом  $l = 18\text{ м}$  [13].

Для обеспечения продольной устойчивости всего здания в плоскости вертикальных стоек устанавливают вертикальные полураскосные связи, соединяющие рамы попарно через пролет. Стойки к фундаменту крепят с помощью двух анкеров из полосовой стали (рис. 8.3, рис. 8.4).

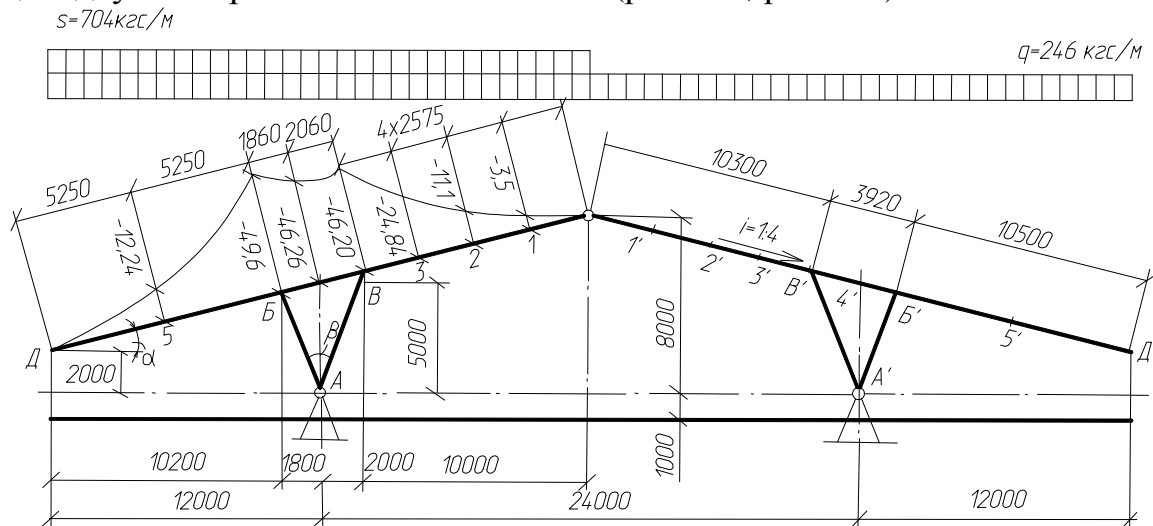


Рис. 8.2. Геометрическая схема, схема загрузки и эпюра моментов рамы

### 8.1.2. Основы расчета

Раму рассчитывают как трехшарнирную (рис. 8.3). При равномерно распределенной нагрузке  $q$  по всему ригелю (при частом расположении прогонов) опорные реакции  $R_A$  и  $R_B$  равны  $R_A = q \cdot (0,5 \cdot l + c)$ ; распор рамы:

$$H = \left[ R_A \cdot \frac{l}{2} - \frac{q}{2} \cdot (0,5 \cdot l + c)^2 \right] / h,$$

$h$  - высота между опорными и ключевыми (коньковыми) шарнирами.

Продольное усилие в элементах рамы:

в подкосах  $N_p = -(H/\sin \alpha)$ ;

в стойках  $N_{CT} = -R_A - N_p \cdot \cos \alpha$ .

В ригеле в сечениях у ключевого шарнира  $-N_o = -H \cdot \cos \varphi$ .

В сечении узла Д с внутренней стороны (рис. 8.3)  $N_D^B = N_o - q \cdot \left( \frac{l}{2} - c \right) \cdot \sin \varphi$ .

В сечении того же узла с наружной стороны  $N_D^H = N_B^B - N_o \cdot \cos \gamma$ .

Изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля:

$$M_B = qc^2/2; \quad M_D = -q \cdot S^2/2 + H \cdot S \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

От снеговой нагрузки усилия определяют при одностороннем и полном загрузении ригеля. Аналогично определяют изгибающие моменты и

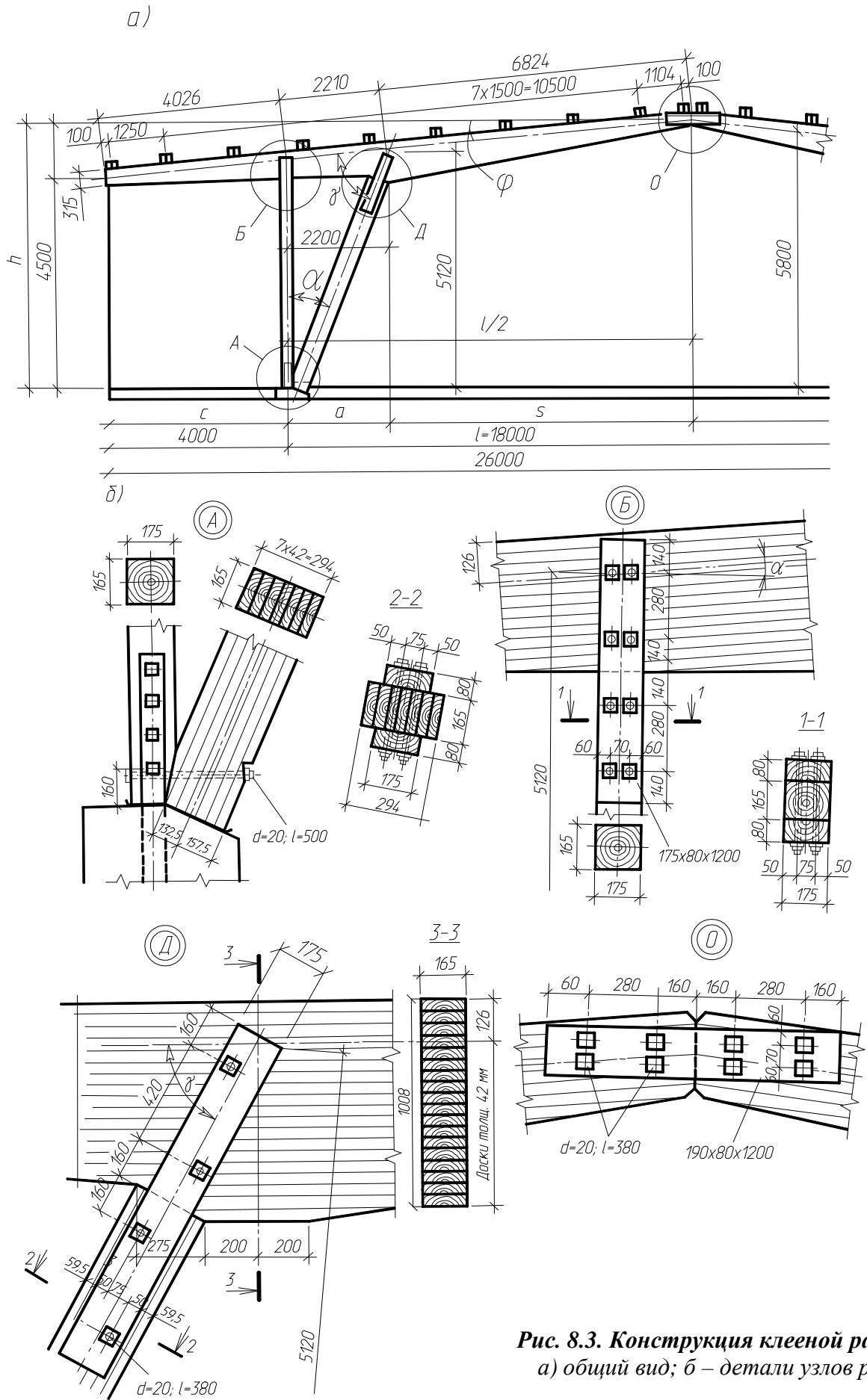
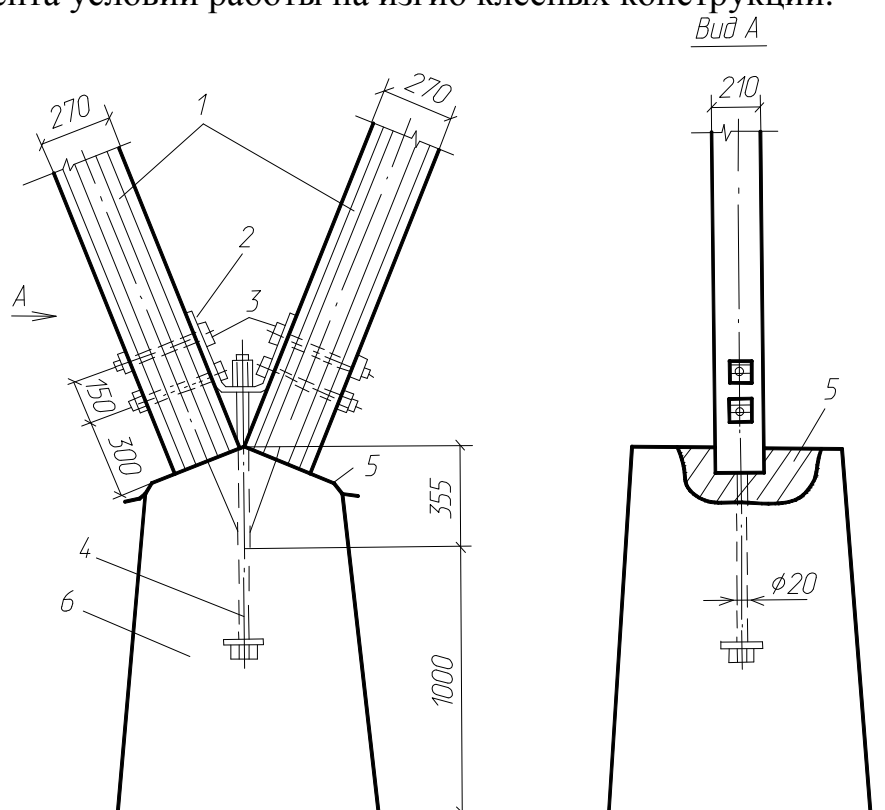


Рис. 8.3. Конструкция клееной рамы:  
а) общий вид; б – детали узлов рамы

нормальные силы от горизонтальной ветровой нагрузки. Ветровая нагрузка вносит незначительный вклад в расчетные сочетания нагрузок (см., например, табл. 8.2) на рамные сооружения незначительной высоты и закрытые стеновым ограждением. Однако, для зданий без стен в виде навесов ветровая нагрузка должна учитываться при расчете кровли, прогонов, консоли рамы и других элементов. При высоте закрытых зданий менее 5 м ветровая нагрузка не учитывается.

Подбор сечения элементов рамы производят по расчетным усилиям с учетом основных и дополнительных сочетаний нагрузок. Значения изгибающих моментов изменяются по длине ригеля, поэтому его сечения принимают переменным соответственно эпюре моментов. Сечения ригеля проверяют по формулам для сжато-изогнутых цельных стержней с учетом коэффициента условий работы на изгиб клееных конструкций.



**Рис. 8.4. Опорный узел V-образной стойки:**

- 1 – подкос; 2 – гнутая соединительная накладка; 3 – болты диаметром 12 мм;  
4 – анкерный болт диаметром 20 мм; 5 – два слоя гидроизоляции; 6 – фундамент

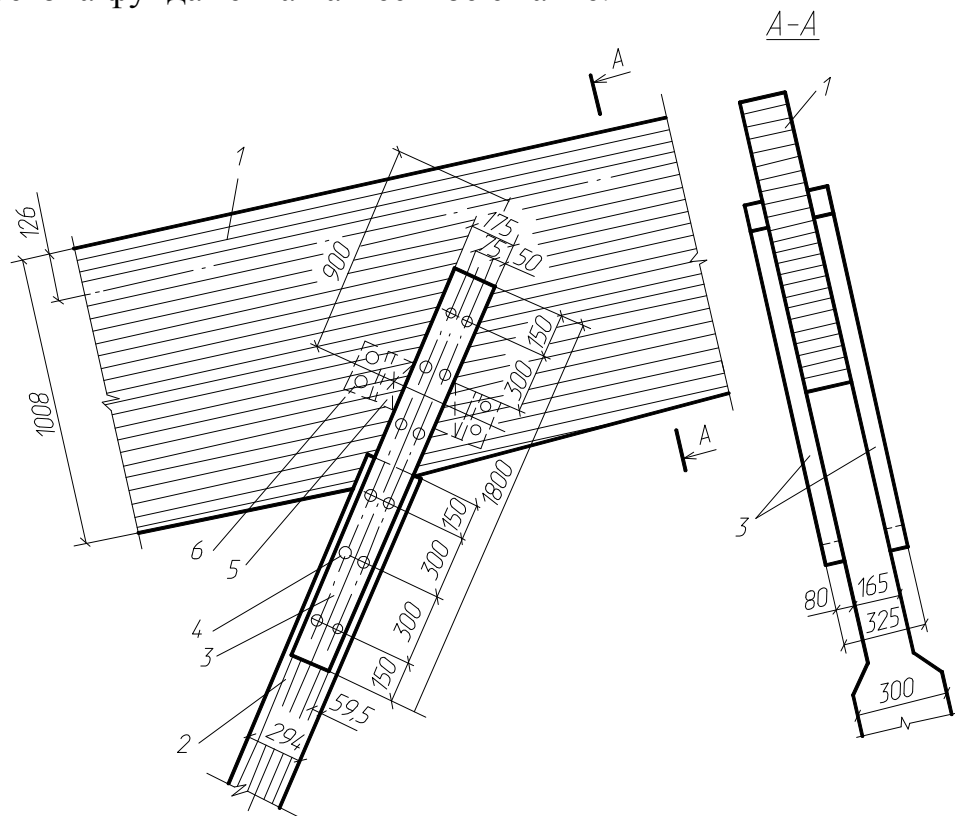
Стойку рассчитывают как сжато-изгибаемый (растянуто-изгибаемый) элемент от воздействия собственного веса, снега и ветра. Соединение стойки рамы с ригелем выполняют лобовым упором и перекрывают парными накладками на расчетных двухсрезных болтах, которые воспринимают возможные в стойке усилия растяжения при воздействии собственного веса и снега (рис. 8.3, узел Б). В подкосе рамы возникают только сжимающие усилия, его соединение с ригелем осуществляют лобовым упором с двумя накладками на монтажных болтах.

В месте примыкания подкоса (рис 8.3, узел Д; рис. 8.5; рис. 8.6) ригель проверяют на смятие под углом к волокнам.

Присоединение подкосов к ригелю (см. рис. 8.5) осуществляется с помощью двухсторонних деревянных накладок на болтах. В нижней зоне ригеля к нему с двух сторон примыкают парные прогоны продольных связей, располагаемые в плоскости подкоса.

На рис. 8.6 показан вариант узла без врубки подкоса в ригель. Подкос упирается в подкладку, приклеенную к ригелю после его изготовления и дополнительно укрепленную стальными нагелями. Сдвигающая сила, на которую работает подкладка,  $T = N \cdot \cos \gamma$ .

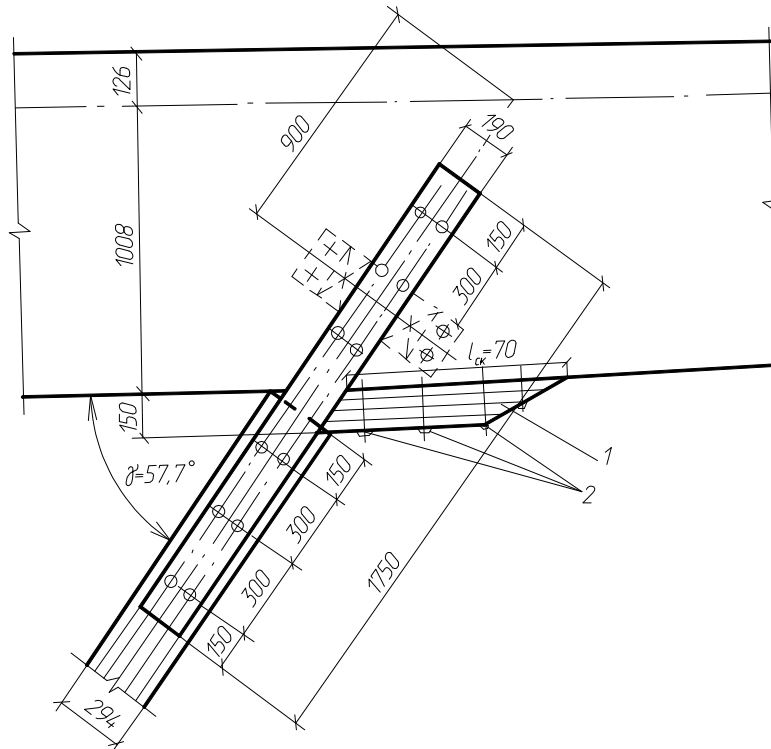
Соединение торцов клееных блоков ригеля в коньковом узле выполняют впритык с боковыми парными накладками на болтах. Торцы ригеля проверяют на смятие. Действующая в коньковом узле поперечная сила воспринимается накладкой и болтами (рис. 8.3, узел О). Стойки и подкосы опираются на фундамент торцами. Под торцом подкоса проверяют прочность бетона фундамента на местное сжатие.



**Рис. 8.5. Узел Б (вариант 2):**

- 1 – ригель рамы; 2 – подкос; 3 – накладка сечением 190x80 мм;  
 4 – болты диаметром 12 мм (количество болтов принимается конструктивно); 5 – прогоны продольных связей; 6 – гнутые накладки для крепления связей





**Рис. 8.6. Узел Б (вариант 3):**

1 – подкладка, присоединяемая к ригелю после его изготовления; 2 – нагели (остальные элементы узла такие же как на рис. 8.5)

## 8.2. Пример расчета рамы с V-образной стойкой

**Условия:** запроектировать раму пролетом  $l=22\text{м}$ , с шагом  $B=4,6\text{м}$ , консолями  $c=1\text{м}$ , высотой стойки, равной  $8,6\text{м}$ , здание теплое, г. Казань,  $\gamma_n = 0,95$

### 8.2.1. Сбор нагрузок и статический расчет рамы

*Постоянные нагрузки:*

- вес покрытия;
- собственный вес несущей конструкции.

Собственный вес покрытия

Таблица 8.1

№ п/п	Вид и состав нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН}/\text{м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН}/\text{м}^2$
1	Мягкая трехслойная кровля	0,10	1,3	0,13
2	Выравнивающий слой или стяжка	0,0997	1,3	0,1296

## Окончание таблицы 8.1

3	Утеплитель толщиной 150мм и плотностью $100 \text{ кг/м}^3 - 0,15 \times 100$	0,15	1,2	0,18
4	Пароизоляция	0,096	1,1	0,1056
5	Защитный сплошной настил, $t = 16 \text{ мм}, \quad \delta = 600 \text{ кг/м}^3 - 0,016 \times 600$	0,15	1,1	0,165
6	Рабочий несущий настил, $t = 25 \text{ мм}, \quad \delta = 600 \text{ кг/м}^3 - 0,25 \times 600$	0,0002	1,3	0,00026
7	Прогон (приблизительно) $100 \times 50 \text{ мм}, \quad \delta = 600 \text{ кг/м}^3$ с шагом $1 \text{ м} - 0,1 \times 0,05 \times 600$	0,03	11	0,033
	Итого	0,6259		0,7435

Если кровля холодная, то из состава кровли удаляются пункты 2, 3 и 4. Собственный вес балки может задаваться по прототипам или определяться по формуле:

$$g_{ce} = \frac{q'' + g''}{1000/k_{ce} \cdot l - 1}.$$

Из приложения пособия по проектированию ДК [4] находим коэффициент собственного веса  $k_{ce} = 2,5 \div 4$ . Принимаем

$$k_{ce} = 4, \quad q'' = 240 \cdot 0,7 = 1,68 \text{ кН/м}^2 \text{ (г. Казань)}.$$

$$g_{ce} = \frac{0,6259 + 1,68}{1000/4 \cdot 22 - 1} = \frac{2,3059}{0,1036} = 0,2226 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Погонный вес балки составит } g_{\bar{o}} = g_{ce} \cdot B = 0,2226 \cdot 4,6 = 1,024 \text{ кН/м}.$$

Определим собственный вес балки по прототипам.

Собственный вес погонного метра балки сечением  $200 \times 500 \text{ мм}$ , плотностью  $\delta = 6,00 \text{ кН/м}^3$  составит:

$$g_{\bar{o}} = \rho \cdot b \cdot h \cdot \gamma_f = 600 \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 0,66 \text{ кН/м}.$$

Принимаем более реальное значение  $g_{\bar{o}} = 0,66 \text{ кН/м}$ .

Суммарная постоянная погонная нагрузка:

$$g = g_{II} \cdot B + g_{\bar{o}} = 0,7435 \cdot 4,6 + 0,66 = 4,08 \text{ кН/м}.$$

Расчетные сечения показаны на рисунке 8.7 и обозначены цифрами.

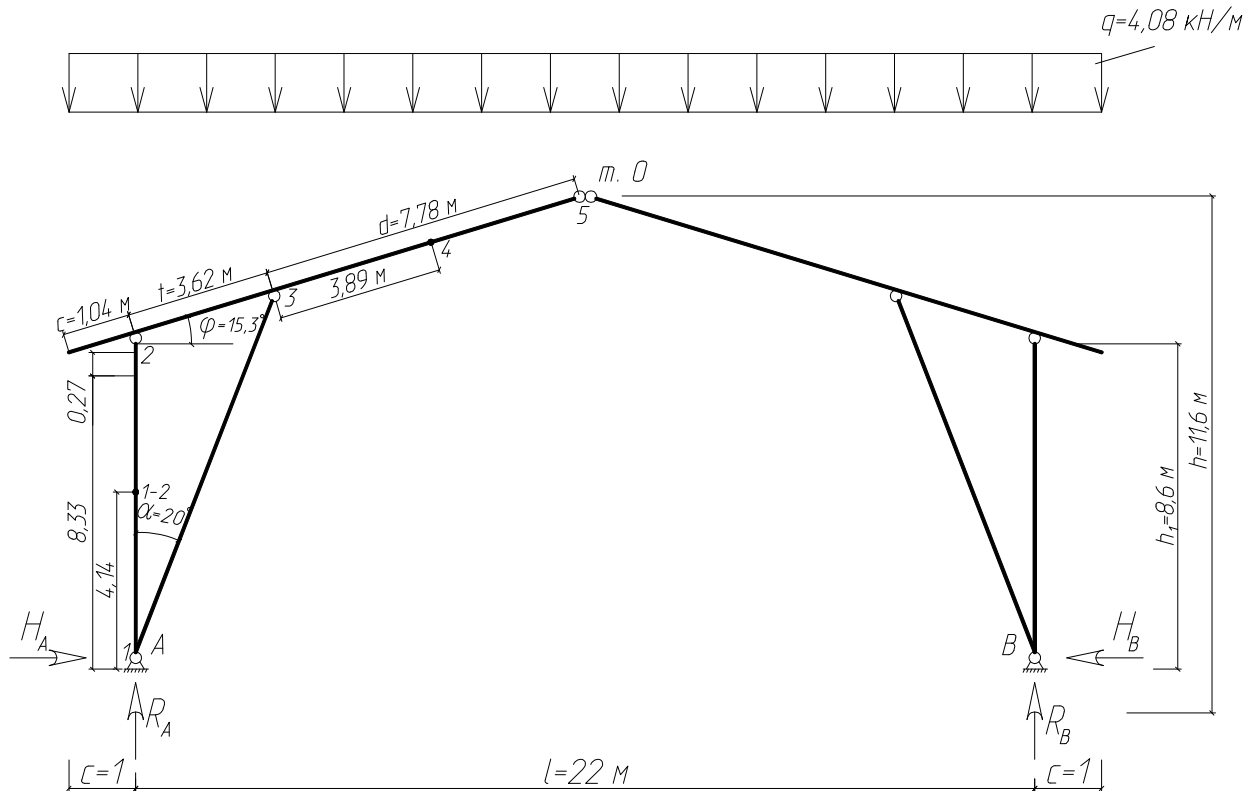


Рис. 8.7. Постоянная нагрузка на раму

Определяем реакции опор.

$$\sum F_y = 0: \quad R_A = R_B = \frac{q \cdot (l + 2 \cdot c)}{2} = \frac{4,08 \cdot (22 + 2 \cdot 1)}{2} = 48,96 \text{ кН};$$

$$\sum M_o = 0: \quad R_A \cdot \frac{l}{2} - H_A \cdot h - \frac{q \cdot \left(\frac{l}{2} + c\right)^2}{2} = 0; \quad H_A = \frac{R_A \cdot \frac{l}{2} - \frac{q}{2} \cdot (0,5 \cdot l + c)^2}{h};$$

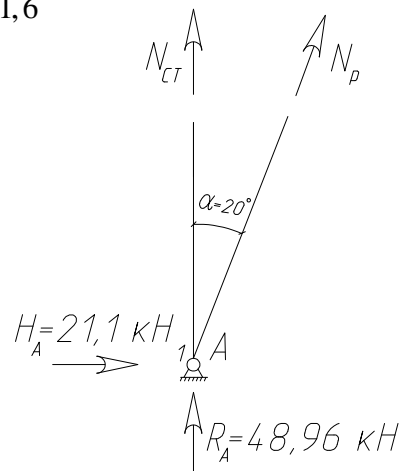
$$H_A = \frac{48,96 \cdot \frac{22}{2} - \frac{4,08}{2} \cdot (0,5 \cdot 22 + 1)^2}{11,6}; \quad H_A = \frac{538,56 - 293,76}{11,6} = 21,10 \text{ кН};$$

$$H_A = H_B = 21,10 \text{ кН}.$$

Находим усилия в стойке и подкосе:

$$\sum F_y = 0: \quad N_{CT} + R_A + N_p \cdot \cos \alpha = 0;$$

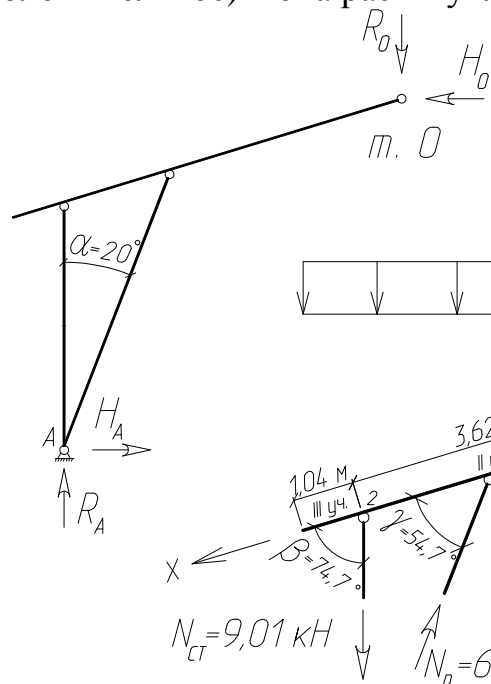
$$\sum F_x = 0: \quad H_A + N_p \cdot \sin \alpha = 0;$$



$$N_p = -\frac{H_A}{\sin \alpha} = -\frac{21,10}{\sin 20^\circ} = -61,69 \text{ кН}$$

$$N_{CT} = -R_A - N_p \cdot \cos \alpha = -48,96 \text{ кН} + 61,69 \cdot \cos 20^\circ = 9,02 \text{ кН}$$

Видим, что направление усилия в стойке выбрано правильно (усилие положительное) – она растянута, а в подкосе обратное – он сжат.



Определяем усилия в коньковом шарнире:

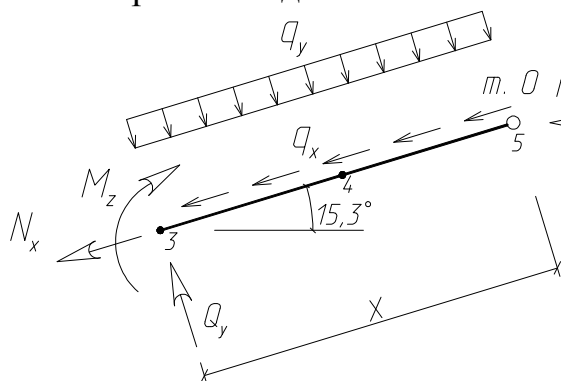
$$R_o = 0; \quad N_o = H_A = 21,10 \text{ кН}$$

Расчет ригеля

$$q_y = q \cdot \cos 15,3^\circ; \quad q_y = 3,94 \text{ кН}$$

$$q_x = q \cdot \sin 15,3^\circ; \quad q_x = 1,08 \text{ кН}$$

Рассмотрим левую часть рамы, состоящую из трех участков. На нее действует постоянная погонная нагрузка  $q$ , приведенная к горизонтальной проекции и две силы  $N_{CT}$  и  $N_p$  уже с действительными направлениями соответственно:  $N_{CT}$  - растяжения,  $N_p$  - сжатия. Поскольку балка расположена под углом  $\alpha = 15,3^\circ$  к горизонтальной оси и нагрузке  $q$ , то в нашем случае целесообразно разложить (привести) нагрузку к оси балки и системе сил  $N_{CT}$  и  $N_p$ . Усилия определяем для 5 сечений:  $x = 0$  (на конце консоли);  $x = 1,04 \text{ м}$  (над стойкой т. 2);  $x = 1,04 + 3,62 = 4,66 \text{ м}$  (над подкосом т. 3); в середине ригеля (т. 4) и точке 5 на коньке. При больших пролетах следует назначать несколько сечений между подкосом и коньком или уточнить  $M_{\max}$  после расчетов дополнительно.



**I участок:**  $0 \leq x \leq 7,78 \text{ м}$

$$\sum F_x = 0: \quad N_x + q_x \cdot x + H_o \cdot \cos 15,3^\circ = 0;$$

$$x = 0: \quad N_{x-5} = 20,35 \text{ кН};$$

$$x = 3,89: \quad N_{x-4} = 24,55 \text{ кН};$$

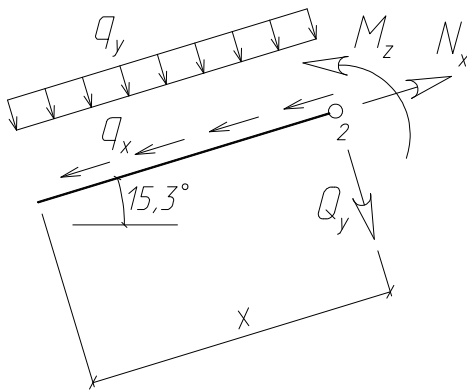
$$x = 7,78: N_{x-3} = 28,57 \text{кН};$$

$$\sum F_y = 0: Q_y - q_y \cdot x + H_A \cdot \sin 15,3^\circ = 0;$$

$$x = 0: Q_{y-5} = -5,57 \text{кН}; \quad x = 3,89 \text{м}: Q_{y-4} = -9,76 \text{кН}; \quad x = 7,78 \text{м}: Q_{y-3} = -25,09 \text{кН};$$

$$\sum M_z = 0: M_z = \frac{q_y \cdot x^2}{2} - H_A \cdot \sin 15,3^\circ \cdot x = 0;$$

$$x = 0: M_z = 0; \quad x = 7,78 \text{м}: M_{z-3} = -74,24 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad x = 3,89 \text{м}: M_{z-4} = -8,15 \text{кН} \cdot \text{м};$$



**III участок:**  $0 \leq x \leq 1,04 \text{м}$

$$N_x = q_x \cdot x$$

$$x = 0: N_x = 0;$$

$$x = 1,04: N_{x-2} = 1,12 \text{кН};$$

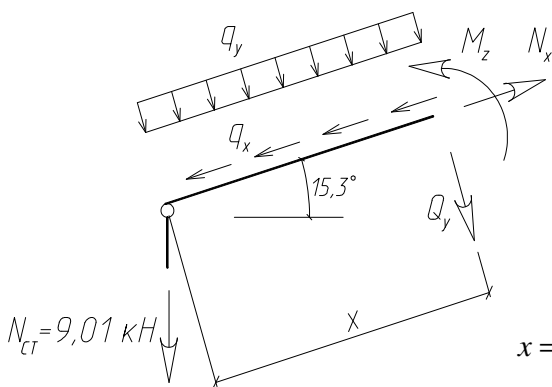
$$Q_y = -q_y \cdot x$$

$$x = 0: Q_y = 0;$$

$$x = 1,04: Q_{y-2} = 4,10 \text{кН};$$

$$M_z = -\frac{q_y \cdot x^2}{2};$$

$$x = 0: M_z = 0; \quad x = 1,04: M_{z-2} = -21,3 \text{кН} \cdot \text{м};$$



**II участок:**  $1,04 \leq x \leq (1,04 + 3,62) = 4,66 \text{м}$

$$N_x = q_x \cdot x + N_{CT} \cdot \sin 15,3^\circ$$

$$x = 1,04: N_x = 3,5 \text{кН}; \quad x = 4,66: N_x = 7,41 \text{кН};$$

$$Q_y = -q_y \cdot x - N_{CT} \cdot \cos \varphi$$

$$x = 1,04: Q_y = -12,79 \text{кН}; \quad x = 4,66: Q_y = -27,05 \text{кН};$$

$$M_z = -\frac{q_y \cdot x^2}{2} + N_{CT} \cdot \cos \varphi \cdot (x - 1,04);$$

$$x = 1,04: M_{z-2} = -2,13 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad x = 4,66: M_{z-3} = -74,24 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Полученные значения усилий в пограничных сечениях совпадают с полученными на участках I и III. Результаты расчетов заносим в таблицу 8.2.

### 8.2.2. Снеговая нагрузка

Согласно приложению 3 СНиП 2.01.07-85 и СТО 36554501-015-2008[11] “Нагрузки и воздействия” для зданий с двускатными покрытиями рекомендуются четыре схемы снеговых нагрузок:



Видим, что при угле наклона кровли равном  $15,3^\circ$  снеговую нагрузку следует принимать по 1 и 4 варианту с  $\mu = 1$ .

Расчетное значение снеговой нагрузки для г. Казани  $S = 2,4 \text{ кН/м}^2$ , нормативное -  $S^n = S \cdot 0,7 = 1,68 \text{ кН/м}^2$ .

Погонная снеговая нагрузка на раму:

$$S = S \cdot B = 2,4 \cdot 4,6 = 11,04 \text{ кН/м}^2.$$

Первый вариант загрузки предполагает равномерную нагрузку по всему пролету  $S = 11,04 \text{ кН/м}$ . Поскольку в предыдущем разделе нами уже получены усилия в сечениях ригеля от постоянной равномерной нагрузки  $q = 4,08 \text{ кН/м}$ , поэтому умножая на коэффициент  $k = S/q = 11,04/4,08 = 2,7$  получим усилия от  $S = 11,04 \text{ кН/м}$  и занесем их в таблицу 8.2.

Снеговая нагрузка на половине пролета:

$$\sum M_B = 0: \quad R_A \cdot l - S \cdot \left( \frac{l}{2} + c \right) \cdot \left( \frac{3 \cdot l}{4} + \frac{c}{2} \right) = 0;$$

$$R_A \cdot 22 - 11,04 \cdot \left( \frac{22}{2} + 1 \right) \cdot \left( \frac{3 \cdot 22}{4} + \frac{1}{2} \right) = 0; \quad R_A = 102,37 \text{ кН};$$

$$\sum F_y = 0: \quad R_B = S \cdot \left( \frac{l}{2} + c \right) - R_A = 11,04 \cdot \left( \frac{22}{2} + 1 \right) - 102,37 = 30,11 \text{ кН} .$$

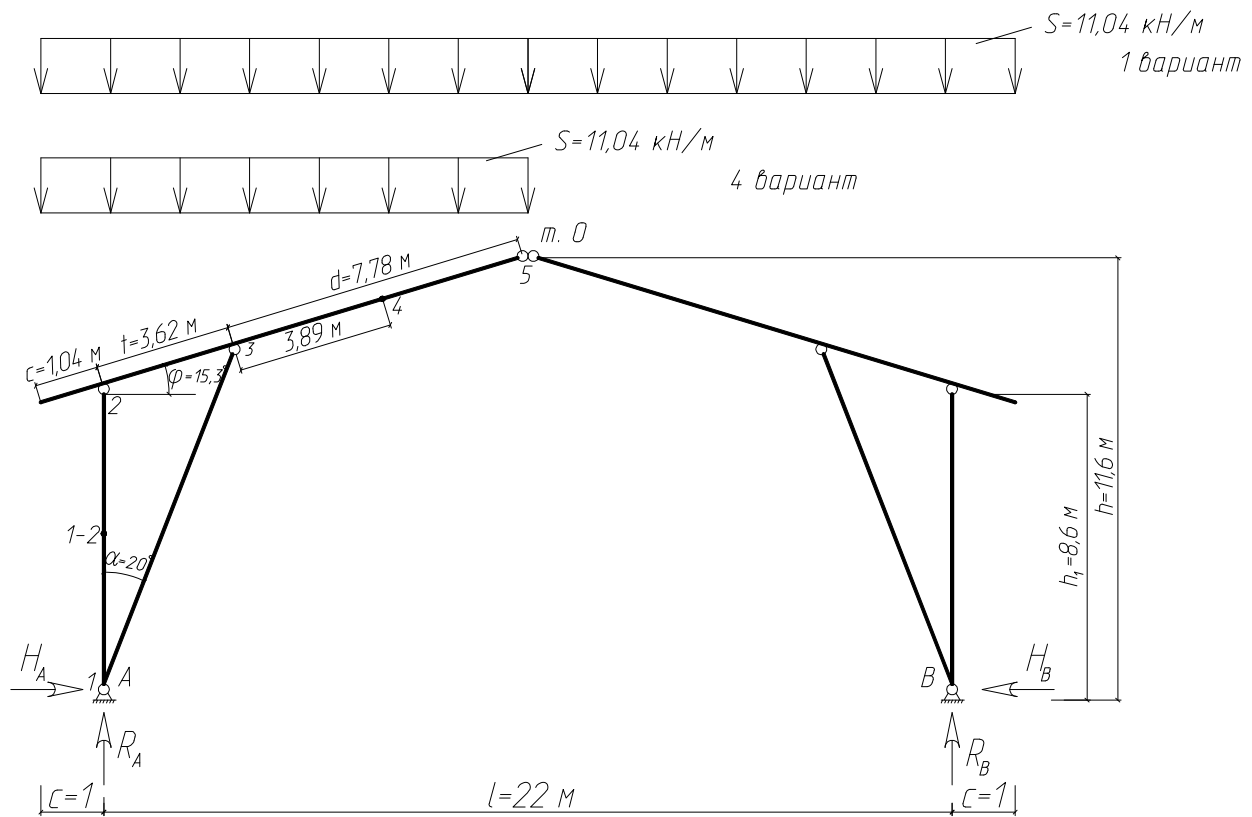


Рис. 8.8. Снеговая нагрузка на раму

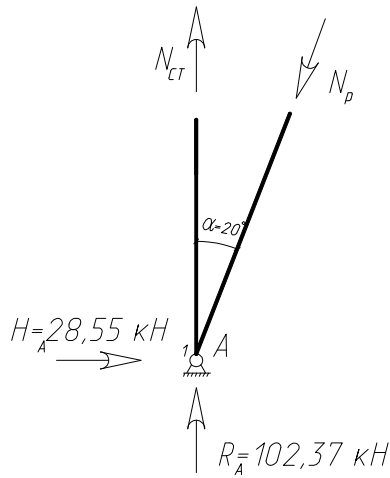
$$\sum M_O = 0: \quad H_A \cdot h - R_A \cdot \frac{l}{2} + \frac{S \cdot \left( \frac{l}{2} + c \right)^2}{2} = 0;$$

$$H_A = \left( R_A \cdot \frac{l}{2} - \frac{S \cdot \left( \frac{l}{2} + c \right)^2}{2} \right) / h =$$

$$= \left( 102,37 \cdot \frac{22}{2} - \frac{11,04 \cdot \left( \frac{22}{2} + 1 \right)^2}{2} \right) / 11,6 = 28,55 \text{ кН};$$

$$H_B = H_O = H_A = 28,55 \text{ кН}; \quad R_O = R_A - S \left( \frac{l}{2} + c \right); \quad R_O = -30,11 \text{ кН} .$$

Проверка выполнена  $R_O = R_B$  .



**Левая часть**

$$\sum F_y = 0: \quad N_{CT} + R_A + N_p \cdot \cos \alpha = 0;$$

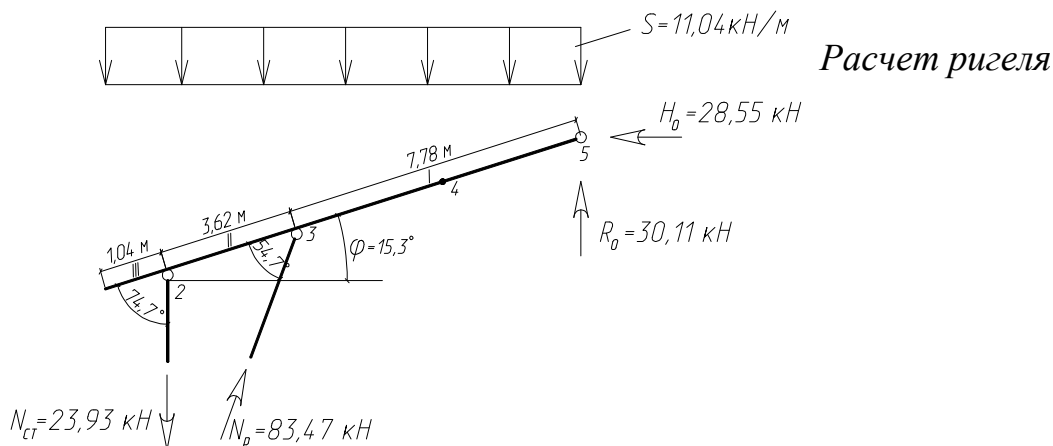
$$N_{CT} = N_p \cdot \cos 20^\circ - R_A;$$

$$\sum F_x = 0: \quad N_p \cdot \sin 20^\circ = -H_A;$$

$$N_p = \frac{-H_A}{\sin 20^\circ} = \frac{28,55}{\sin 20^\circ} = -83,47 \text{ кН};$$

$$N_{CT} = -83,47 \cdot \cos 20^\circ + 102,37 = 23,93 \text{ кН}.$$

Подкос сжат, стойка растянута.



**Расчет ригеля**

**I участок:**  $0 \leq x \leq 7,78 \text{ м}$

$$q_x = S \cdot \sin 15,3^\circ = 2,91 \text{ кН/м};$$

$$q_y = S \cdot \cos 15,3^\circ = 10,65 \text{ кН/м};$$

$$\sum F_x = 0: \quad N_x = S_x \cdot x + H_0 \cdot \cos 15,3^\circ - R_0 \cdot \sin 15,3^\circ.$$

$$x = 0: \quad N_{x-5} = 19,59 \text{ кН};$$

$$x = 3,89: \quad N_{x-4} = 30,91 \text{ кН}; \quad x = 7,78: \quad N_{x-3} = 42,23 \text{ кН};$$

$$\sum F_y = 0: \quad Q_y = -S_y \cdot x + R_0 \cdot \cos \varphi + H_0 \cdot \sin \varphi;$$



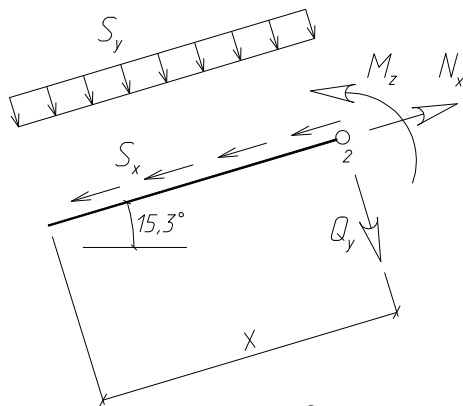
$$x=0: Q_{y-5} = 34,26 \text{кН}; \quad x=3,89: Q_{x-4} = -33,3 \text{кН};$$

$$x=7,78: Q_{x-3} = -51,55 \text{кН};$$

$$\sum M_z = 0: M_z = -\frac{S_y \cdot x^2}{2} + R_o \cdot x \cdot \cos \varphi + H_o \cdot \sin 15,3^\circ \cdot x;$$

$$x=0: M_{z-5} = 0;$$

$$x=7,78: M_{z-3} = -32,08 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad x=3,89: M_{z-4} = -61,7 \text{кН} \cdot \text{м}.$$



**III участок:**  $0 \leq x \leq 1,04 \text{м}$

$$N_x = S_x \cdot x;$$

$$x=0: N_x = 0;$$

$$x=1,04: N_{x-2} = 3,03 \text{кН};$$

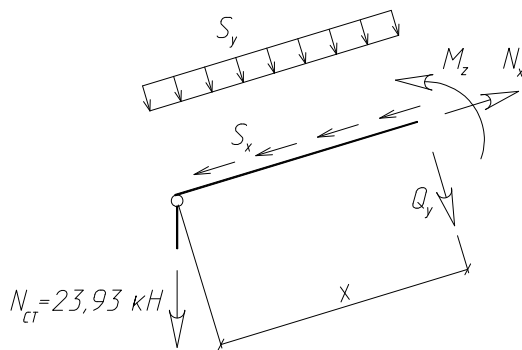
$$Q_y = -S_y \cdot x;$$

$$x=0: Q_y = 0; \quad x=1,04: Q_{y-2} = -11,08 \text{кН};$$

$$M_z = -\frac{S_y \cdot x^2}{2};$$

$$x=0: M_z = 0; \quad x=1,04: M_{z-2} = -5,76 \text{кН} \cdot \text{м}$$

**II участок:**  $1,04 \leq x \leq (1,04 + 3,62) = 4,66 \text{м}$



$$N_x = S_x \cdot x + N_{CT} \cdot \sin \varphi;$$

$$x=1,04: N_x = -3,39 \text{кН};$$

$$x=4,66: N_x = 7,25 \text{кН};$$

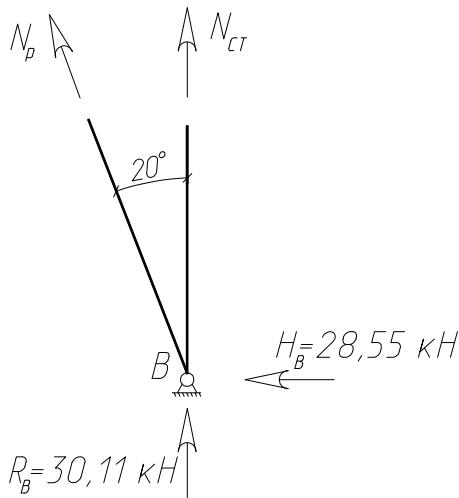
$$Q_y = -S_y \cdot x - N_{CT} \cdot \cos \varphi;$$

$$x=1,04: Q_y = -12 \text{кН}; \quad x=4,66: Q_y = 26,55 \text{кН};$$

$$M_z = -\frac{S_y \cdot x^2}{2} - N_{CT} \cdot \cos \varphi \cdot (x - 1,04);$$

$$x=1,04: M_{z-2} = -5,76 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad x=4,66: M_{z-3} = -32,08 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Усилия в пограничных сечениях совпадают с полученными на I и III участках.



**Правая часть**

$$\sum F_{\delta} = 0: \quad N_{CT} + N_p \cdot \cos \alpha + R_B = 0;$$

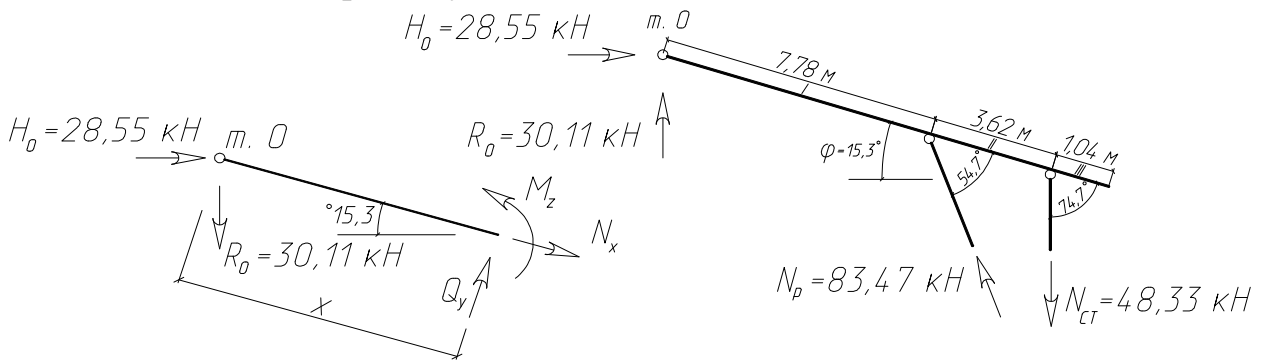
$$N_{CT} = -R_B - N_p \cdot \cos 20^{\circ};$$

$$\sum F_x = 0: \quad H_B + N_p \cdot \sin \alpha = 0;$$

$$N_p = -\frac{H_B}{\sin \alpha} = -\frac{28,55}{\sin 20^{\circ}} = -83,47 \text{ кН};$$

$$N_{CT} = -30,11 + 83,47 \cdot \cos 20^{\circ} = 48,33 \text{ кН}$$

Подкос сжат, стойка растянута.



**I участок:**  $0 \leq x \leq 7,78 \text{ м}$

$$\sum F_x = 0: \quad N_x = H_0 \cdot \cos 15,3^{\circ} + R_0 \cdot \sin 15,3^{\circ} = 35,37 \text{ кН} \text{ - на всем участке I;}$$

$$\sum F_y = 0: \quad Q_{y-5} = H_0 \cdot \sin 15,3^{\circ} - R_0 \cdot \cos 15,3^{\circ} = -21,69 \text{ кН} \text{ - на всем участке I;}$$

$$\sum M_z = 0: \quad M_z = H_0 \cdot \sin 15,3^{\circ} \cdot x - R_0 \cdot \cos 15,3^{\circ} \cdot x;$$

$$x = 0: \quad M_{z-5} = 0; \quad x = 3,89: \quad M_{z-4} = -84,37 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad x = 7,78: \quad M_{z-3} = -168,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

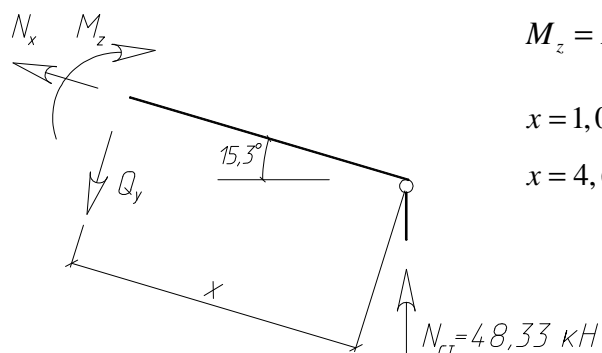
**III участок:**  $0 \leq x \leq 1,04 \text{ м}$

$$N_x = 0; \quad Q_y = 0; \quad M_z = 0$$

**II участок:**  $1,04 \leq x \leq (1,04 + 3,62) = 4,66 \text{ м}$

$$N_{x-2} = N_{CT} \cdot \sin \varphi = 48,33 \cdot \sin 15,3^{\circ} = 12,75 \text{ кН};$$

$$Q_y = -N_{CT} \cdot \cos \varphi = -48,33 \cdot \cos 15,3^\circ = -46,62 \text{ кН};$$



$$M_z = N_{CT} \cdot \cos \varphi \cdot (x - 1,04);$$

$$x = 1,04: \quad M_{z-2} = 0;$$

$$x = 4,66: \quad M_{z-3} = -168,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В контрольных точках усилия совпадут с полученными на I и II участках.

### 8.2.3. Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка при  $h < 5 \text{ м}$  может не учитываться. Ветровое воздействие вносит незначительный вклад в расчетные сочетания нагрузок (см. табл. 8.2), поэтому по согласованию с руководителем проекта этот раздел может быть исключен.

*Сбор нагрузок.*

Казань – II ветровой район:

$$w_0 = 0,3 \text{ кН/м}^2.$$

Аэродинамические коэффициенты:

$$C_e = 0,8;$$

$$\frac{h_1}{l} = \frac{8,6}{22} = 0,39 \Rightarrow \text{по СНиП (Нагрузки и воздействия)} \quad C_{e1} = -0,315; \quad \varphi = 15,3^\circ;$$

$$C_{e3} = -0,4 \left( \begin{array}{l} \text{при } \frac{h_1}{l} = \frac{8,6}{22} \leq 0,5; \\ \text{и } \frac{b}{l} \leq 1; \end{array} \right);$$

$$C_{e2} = -0,4; \quad \gamma_f = 1,4.$$

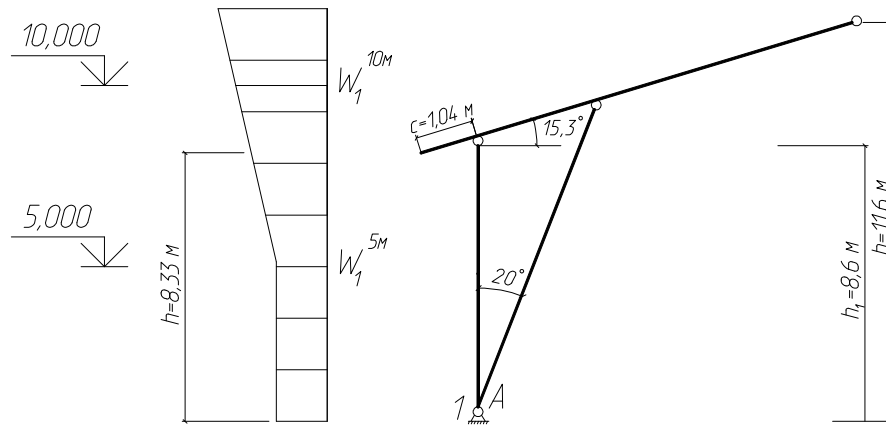
Тип местности – В:

$$w_1 = k \cdot C_e \cdot \omega_0 \cdot \gamma_f \cdot b;$$

$$w_1^{5 \text{ м}} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,30 \cdot 1,4 \cdot 4,6 = 0,77 \text{ кН/м};$$

$$w_1^{10.M} = 0,65 \cdot 0,8 \cdot 0,30 \cdot 1,4 \cdot 4,6 = 1 \text{кН/м};$$

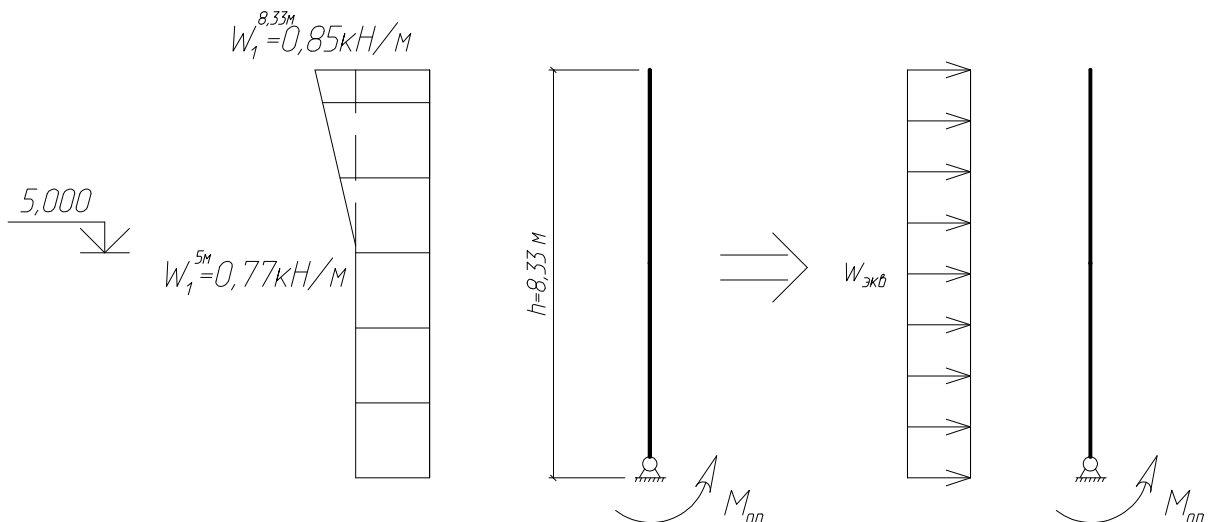
$$w_1^{20.M} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 0,30 \cdot 1,4 \cdot 4,6 = 1,31 \text{кН/м};$$



$$h' = 8,6 \text{м} - 1,04 \text{м} \cdot \sin 15,3^\circ = 8,33 \text{м};$$

$$W_1^{8,33} = \frac{w_1^{10.M} - w_1^{5.M}}{10} \cdot (h' - 5\text{м}) + w_1^5 = \frac{1 - 0,77}{10} \cdot (8,33 - 5) + 0,77 = 0,85 \text{кН/м};$$

$$W_1^{11,6} = \frac{w_1^{20.M} - w_1^{10.M}}{10} \cdot (h' - 10\text{м}) + w_1^{10} = \frac{1,31 - 1}{10} \cdot (11,6 - 10) + 1 = 1,05 \text{кН/м};$$



$$M_{on} = \frac{W_1^5 \cdot (h')^2}{2} + 3,33 \cdot \frac{(W_1^{8,33} - W_1^5)}{2} \cdot \left( 5\text{м} + \frac{(h' - 5\text{м}) \cdot 2}{3} \right) = 27,68 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{on} = \frac{w_{\text{экг}} \cdot (h')^2}{2};$$

$$w_{\text{экг}} = \frac{M_{on} \cdot 2}{(h')^2} = \frac{27,68 \cdot 2}{8,33^2} = 0,8 \text{ кН/м}; \quad w_1 = 0,8 \text{ кН/м};$$

$$w_2 = w_1 \cdot \frac{C_{e3}}{C_e} = 0,8 \cdot \left( -\frac{0,4}{0,8} \right) = -0,4 \text{ кН/м};$$

$$w_3 = w_1 \cdot \frac{C_{e1}}{C_e} = 0,8 \cdot \left( -\frac{0,315}{0,8} \right) = -0,32 \text{ кН/м};$$

$$w_4 = w_1 \cdot \frac{C_{e2}}{C_e} = 0,8 \cdot \left( -\frac{0,4}{0,8} \right) = -0,4 \text{ кН/м}.$$

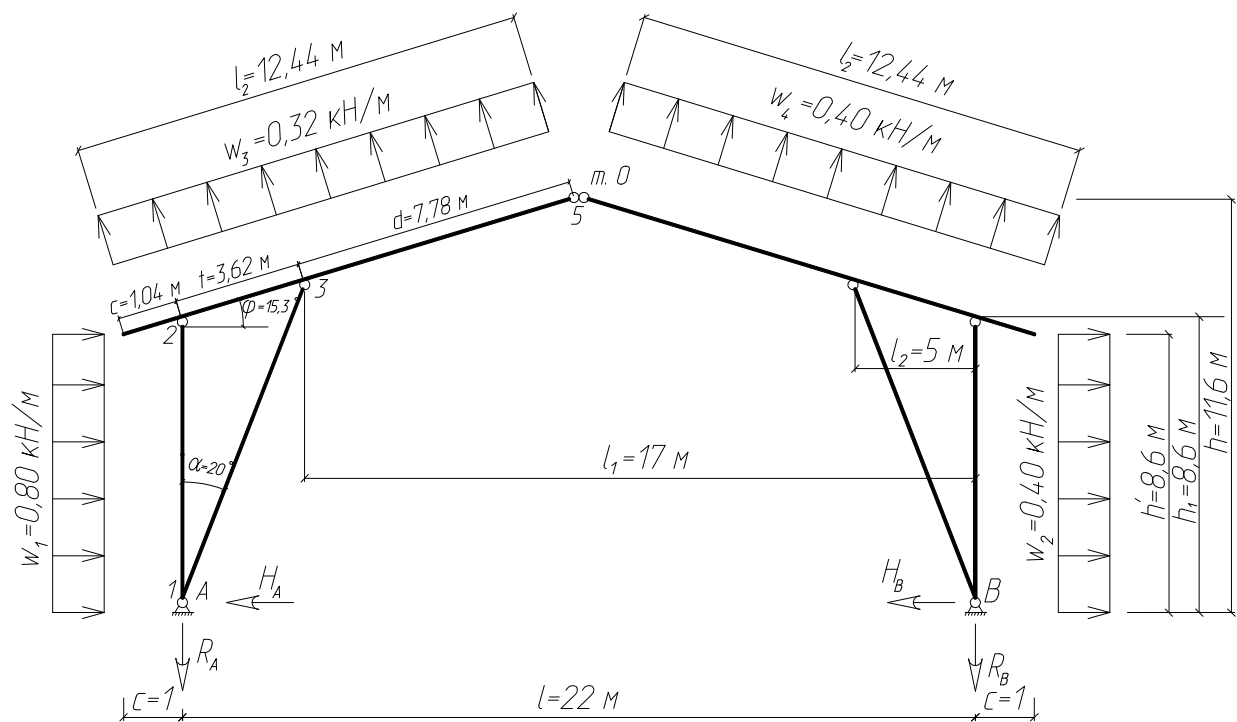


Рис. 8.9. Расчетная схема рамы на ветровую нагрузку

$$\sum F_y = 0: \quad R_A + R_B - w_3 \cdot l \cdot \cos \varphi - w_4 \cdot l \cdot \cos \varphi = 0;$$

$$R_A + R_B - 0,32 \cdot 12,44 \cdot \cos 15,3^\circ - 0,4 \cdot 12,44 \cdot \cos 15,3^\circ = 0;$$

$$R_A + R_B = 8,64 \text{ кН};$$

$$\sum F_x = 0: \quad H_A + H_B - w_1 \cdot h' - w_2 \cdot h' + w_3 \cdot l \cdot \sin \varphi - w_4 \cdot l \cdot \sin \varphi = 0;$$

$$H_A + H_B - 0,8 \cdot 8,33 - 0,40 \cdot 8,33 + 0,32 \cdot 12,44 \cdot \sin 15,3^\circ - 0,4 \cdot 12,44 \cdot \sin 15,3^\circ = 0;$$

$$H_A + H_B = 10,25 \text{ кН};$$

$$\sum M_B = 0:$$

$$R_A \cdot l - w_1 \cdot \frac{(h')^2}{2} - w_2 \cdot \frac{(h')^2}{2} - w_3 \cdot l_2 \cdot \cos \varphi \cdot l_1 + w_3 \cdot l_2 \cdot \sin \varphi \cdot \left( h'' + \frac{h'}{2} \right) - w_4 \cdot l_2 \cdot \cos \varphi \cdot \frac{l}{2} -$$

$$- w_4 \cdot l_2 \cdot \sin \varphi \cdot \left( h'' + \frac{h'}{2} \right) = 0; \text{ в четвертом и шестом слагаемом плечи сил } w_3 \text{ и } w_4$$

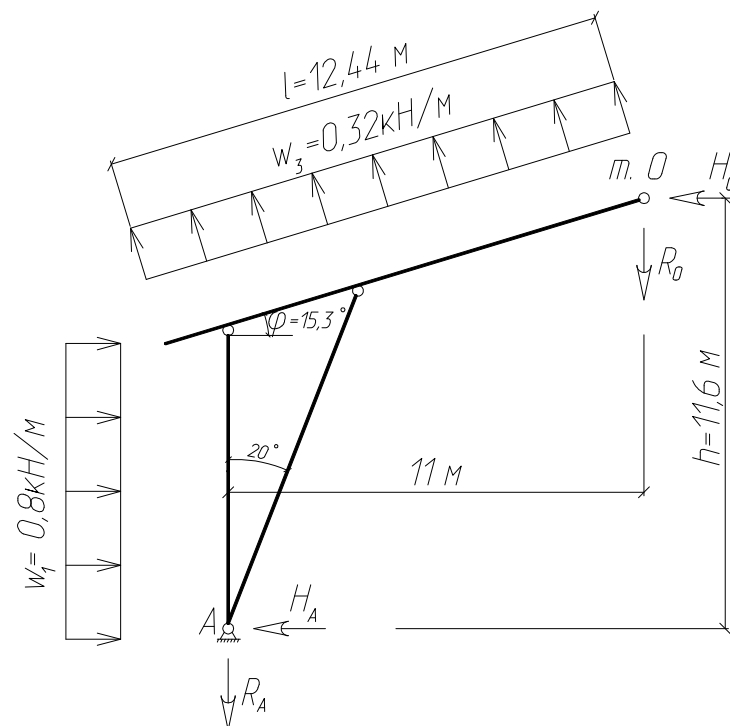
приняты приближенно, т.к. их вклад незначителен.

$$R_A \cdot 22 - 0,8 \cdot \frac{8,33^2}{2} - 0,4 \cdot \frac{(h')^2}{2} - 0,32 \cdot 12,44 \cdot \cos 15,3^\circ \cdot 17 + 0,32 \cdot 12,44 \cdot \sin 15,3^\circ \cdot \left( 8,33 + \frac{3,27}{2} \right) -$$

$$- 0,4 \cdot 12,44 \cdot \cos 15,3^\circ \cdot 5 - 0,4 \cdot 12,44 \cdot \sin 15,3^\circ \cdot \left( 8,33 + \frac{3,27}{2} \right) = 0;$$

$$R_A \cdot 22 = 133,53 \text{ кН}; \quad R_A = 6,07 \text{ кН}; \quad R_B = 8,64 - R_A; \quad R_B = 2,57 \text{ кН}$$

Рассмотрим отдельно левую часть:



$$\sum M_O = 0: \quad R_A \cdot 11 - H_A \cdot h + w_1 \cdot h' \cdot \left( h'' + \frac{h'}{2} \right) - w_3 \cdot \frac{l^2}{2} = 0;$$

$$R_A \cdot 11 - H_A \cdot 11,6 + 0,8 \cdot 8,33 \cdot \left(3,27 + \frac{8,33}{2}\right) - 0,32 \cdot \frac{12,44^2}{2} = 0; R_A \cdot 22 = 133,53 \kappa H;$$

$$6,07 \cdot 11 - H_A \cdot 11,6 = -24,79; H_A = 7,89 \kappa H;$$

$$7,89 + H_B = 10,25 \kappa H; H_B = 10,25 - 7,89 = 2,36 \kappa H;$$

Проверка:

$$\sum M_O = 0:$$

$$R_A \cdot 11 - R_B \cdot 11 - H_A \cdot h - H_B \cdot h + w_1 \cdot h' \cdot \left(h'' + \frac{h'}{2}\right) + w_2 \cdot h' \cdot \left(h'' + \frac{h'}{2}\right) - w_3 \cdot \frac{l^2}{2} + w_4 \cdot \frac{l^2}{2} = 0;$$

$$6,07 \cdot 11 - 2,57 \cdot 11 - 7,89 \cdot 11,6 - 2,36 \cdot 11,6 + 0,8 \cdot 8,33 \cdot \left(3,27 + \frac{8,33}{2}\right) + 0,4 \cdot 8,33 \cdot \left(3,27 + \frac{8,33}{2}\right) -$$

$$-0,32 \cdot \frac{12,44^2}{2} + 0,4 \cdot \frac{12,44^2}{2} = 0;$$

$$66,77 - 28,27 - 91,52 - 27,38 + 74,32 + 6,19 = 0,11 \approx 0 \quad (< 5\%);$$

$$R_A + R_O - w_3 \cdot l \cdot \cos \varphi = 0;$$

$$6,07 + R_O - 0,32 \cdot 12,44 \cdot \cos 15,3^\circ = 0;$$

$$R_O = -2,23 \kappa H;$$

$$H_A + H_O - w_1 \cdot h' + w_3 \cdot l \cdot \sin \varphi = 0;$$

$$7,89 + H_O - 0,8 \cdot 8,33 + 0,32 \cdot 12,44 \cdot \sin 15,3^\circ = 0;$$

$$H_O = -2,28 \kappa H$$

$$R_A + R_O - w_3 \cdot l \cdot \cos \varphi = 0;$$

$$6,07 + R_O - 0,32 \cdot 12,44 \cdot \cos 15,3^\circ = 0;$$

$$R_O = -2,23 \hat{e} \hat{I};$$

$$H_A + H_O - w_1 \cdot h' + w_3 \cdot l \cdot \sin \varphi = 0;$$

$$7,89 + H_O - 0,8 \cdot 8,33 + 0,32 \cdot 12,44 \cdot \sin 15,3^\circ = 0;$$

$$H_O = -2,28 \hat{e} \hat{I}.$$

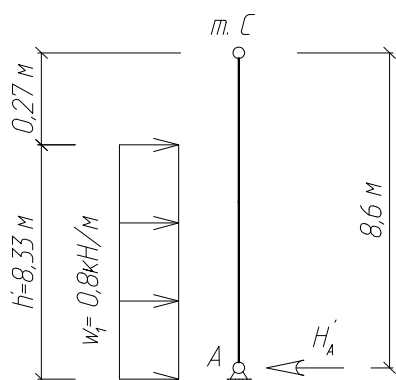
Проверка

$$\sum M_A = 0: R_O \cdot 11 - H_O \cdot h + w_1 \cdot \frac{h'}{2} - w_3 \cdot l \cdot \cos \varphi \cdot l_2 - w_3 \cdot l \cdot \sin \varphi \cdot \left(h' + \frac{h''}{2}\right) = 0;$$

$$-24,53 + 26,45 + 27,76 - 19,2 - 10,48 = 0;$$

$$\sum M_B = 0: R_O \cdot 11 - H_O \cdot h + w_4 \cdot l \cdot \cos \varphi \cdot l_2 + w_4 \cdot l \cdot \sin \varphi \cdot \left(h' + \frac{h''}{2}\right) + w_2 \cdot \frac{(h')^2}{2} = 0;$$

$$-24,53 - 26,45 + 24 + 13,08 + 13,88 = 0,02 \approx 0 \quad (< 5\%).$$



**Левая часть**

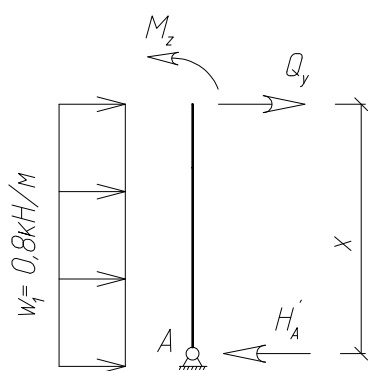
Расчет стойки

$$\sum M_C = 0: \quad H'_A \cdot 8,6 - w_1 \cdot h' \cdot \left( \frac{h'}{2} + 0,27 \right) = 0;$$

$$H'_A \cdot 8,6 - 0,8 \cdot 8,33 \cdot \left( \frac{8,33}{2} + 0,27 \right) = 0;$$

$H'_A = 3,46 \text{ кН}$  - часть распора  $H_A$ , которая приходится на стойку.

**II участок:**  $0 \leq x \leq 8,33 \text{ м}$



$$Q_y = H'_A - w_1 \cdot x;$$

$$\text{При } x = 0: \quad Q_y = 3,46 - 0,8 \cdot 0 = 3,46 \text{ кН};$$

$$\text{При } x = 8,33 \text{ м}: \quad Q_y = 3,46 - 0,8 \cdot 8,33 = -3,2 \text{ кН};$$

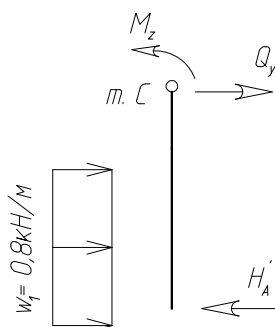
$$M_z = H'_A \cdot x - w_1 \cdot \frac{x^2}{2};$$

$$\text{При } x = 0: \quad M_z = 3,46 \cdot 0 - 0,8 \cdot 0 = 0;$$

$$\text{При } x = \frac{8,33}{2} \text{ м}: \quad M_{z-(1-2)} = 3,46 \cdot \frac{8,33}{2} - 0,8 \cdot \frac{\left( \frac{8,33}{2} \right)^2}{2} = 7,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{При } x = 8,33 \text{ м}: \quad M_{z-2} = 3,46 \cdot 8,33 - 0,8 \cdot \frac{8,33^2}{2} = 0,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

**I участок:**  $8,33 \text{ м} \leq x \leq 8,6 \text{ м}$



$$Q_y = H'_A - w_1 \cdot 8,33 = Q_{CT};$$

$$-Q_{CT} = Q_y = 3,46 - 0,8 \cdot 8,33 = -3,2 \text{ кН};$$

$$M_z = H'_A \cdot x - w_1 \cdot 8,33 \cdot \left( x - \frac{8,33}{2} \right).$$

$$\text{При } x = 8,33 \text{ м}: \quad M_{z-2} = 3,46 \cdot 8,33 - 0,8 \cdot 8,33 \cdot \left( 8,33 - \frac{8,33}{2} \right) = 0,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



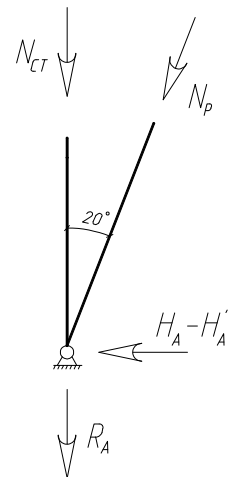
При  $x = 8,6 \text{ м}$ :  $M_{z-2} = 3,46 \cdot 8,33 - 0,8 \cdot 8,33 \cdot \left(8,6 - \frac{8,33}{2}\right) = 0.$

Определение продольных сил в стойке и подкосе

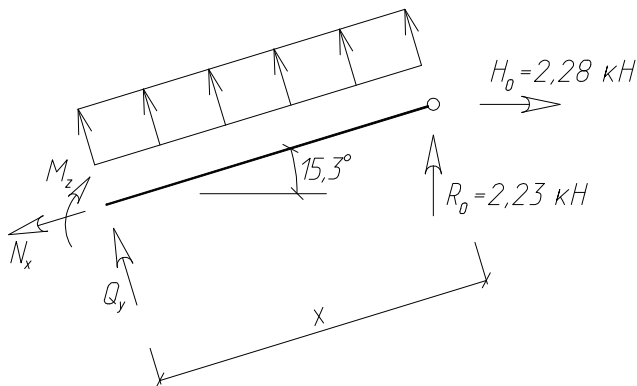
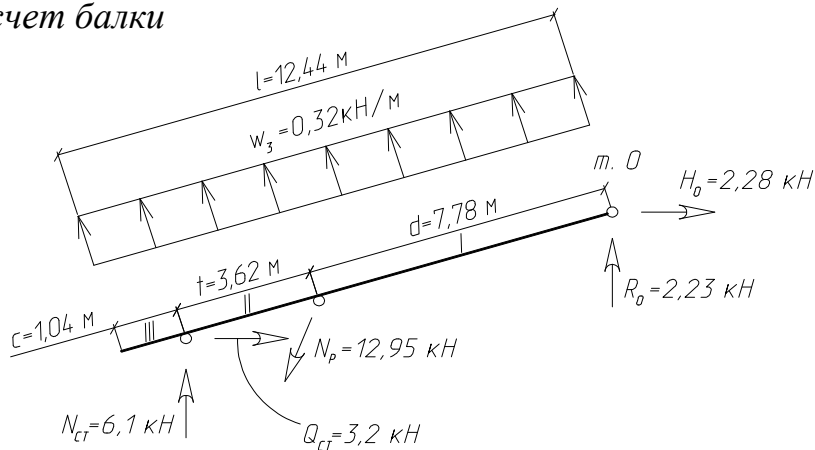
$H_A - H'_A$  - часть распора, приходящаяся только на подкос

$$H_A - H'_A = 7,89 - 3,46 = 4,43 \text{ кН}; \quad N_p = \frac{H_A - H'_A}{\sin 20^\circ} = \frac{4,43}{0,342} = 12,95 \text{ кН};$$

$$N_{CT} = N_p \cdot \cos 20^\circ - R_A; \quad N_{CT} = 12,95 \cdot 0,939 - 6,07 = 6,1 \text{ кН}.$$



Расчет балки



**I участок:**  $0 \leq x \leq 7,78 \text{ м}$

$$N_x = H_0 \cdot \cos \varphi + R_0 \cdot \sin \varphi;$$

$$N_x = 2,28 \cdot \cos 15,3^\circ + 2,23 \cdot \sin 15,3^\circ;$$

$$N_x = 2,79 \text{ кН};$$

$$Q_y = H_0 \cdot \sin \varphi - R_0 \cdot \cos \varphi - w_3 \cdot x.$$

При  $x = 0$ :  $Q_y = H_0 \cdot \sin 15,3^\circ - 2,23 \cdot \cos 15,3^\circ - 23 \cdot 0 = -1,55 \text{ кН}.$

При  $x = \frac{7,78}{2} \text{ м}$ :  $Q_{y-4} = -2,79 \text{ кН}.$

При  $x = 7,78 \text{ м}$ :  $Q_{y-3} = -4,04 \text{ кН};$

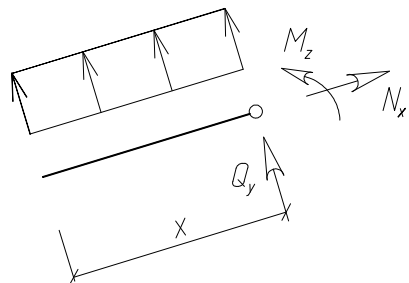
$$M_z = -H_0 \cdot \sin \varphi \cdot x + R_0 \cdot \cos \varphi \cdot x + w_3 \cdot \frac{x^2}{2}.$$

При  $x = 0$ :  $M_z = 0.$

При  $x = \frac{7,78}{2} \text{ м}$ :  $M_{z-4} = 8,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

При  $x = 7,78 \text{ м}$ :  $M_{z-3} = 21,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

**III участок:**  $0 \leq x \leq 1,04 \text{ м}$



$$N_x = 0;$$

$$Q_y = w_3 \cdot x.$$

При  $x = 0$ :  $Q_y = 0$ .

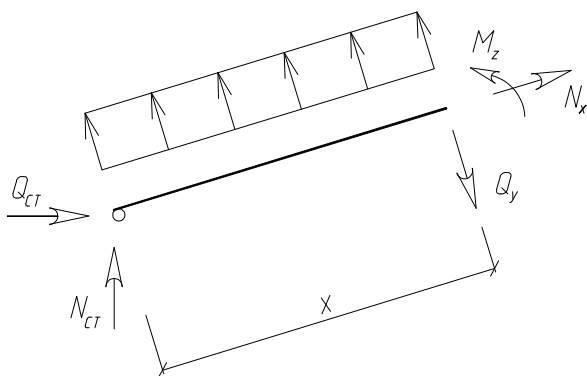
При  $x = 1,04$ :  $Q_y = 0,8 \cdot 1,04 = 0,33 \text{ кН}$ ;

$$M_z = w_3 \cdot \frac{x^2}{2}.$$

При  $x = 0$ :  $M_z = 0$ ;

При  $x = 1,04$ :  $M_z = 0,17 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

**II участок:**  $1,04 \text{ м} \leq x \leq 4,66 \text{ м}$ .



$$N_x = -N_{CT} \cdot \sin \varphi - Q_{CT};$$

$$N_{x-2} = -6,1 \cdot \sin 15,3^\circ - 3,2 = -4,81 \text{ кН};$$

$$Q_y = w_3 \cdot x + N_{CT} \cdot \cos \varphi - Q_{CT} \cdot \sin \varphi;$$

При  $x = 1,04$ :  $Q_{y-2} = 5,37 \text{ кН}$ ;

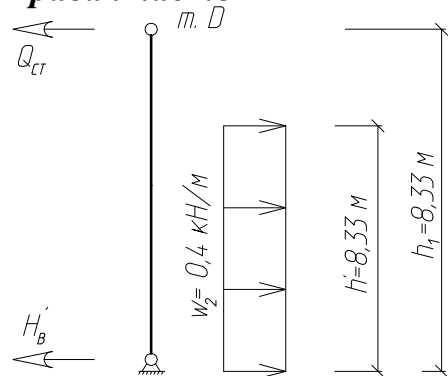
При  $x = 4,66$ :  $Q_{y-3} = 6,53 \text{ кН}$ ;

$$M_z = w_3 \cdot \frac{x^2}{2} + N_{CT} \cdot \cos \varphi \cdot (x - 1,04) - Q_{CT} \cdot \sin \varphi \cdot (x - 1,04).$$

При  $x = 1,04$ :  $M_{z-2} = 0,17 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

При  $x = 4,66$ :  $M_{z-3} = 21,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

### Правая часть

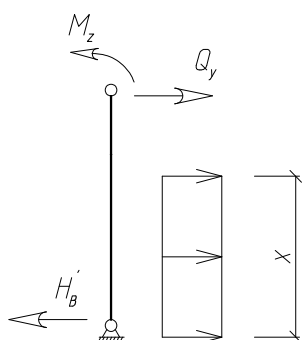


### Расчет стойки

$$\sum M_D = 0: \quad H'_B \cdot h' - w_2 \cdot h' \left( \frac{h'}{2} + (h_1 - h') \right) = 0;$$

$H'_B = 1,72 \text{ кН}$  - часть распора  $H_B$ ,  
которая приходится на стойку.

### I участок: $0 \leq x \leq 8,33 \text{ м}$



$$\sum F_y = 0: \quad Q_y = H'_B - w_2 \cdot x;$$

При  $x=0$ :  $Q_{y-1} = 1,72 \text{ кН}$ ;

При  $8,33 \text{ м}$ :  $Q_{y-2} = -1,61 \text{ кН}$

$$\sum M_z = 0: \quad M_z = H'_B \cdot x - w_2 \cdot \frac{x^2}{2};$$

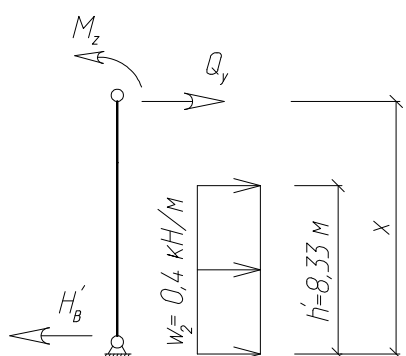
$$M_z = H'_B \cdot x - w_2 \cdot \frac{x^2}{2}.$$

При  $x=0$ :  $M_z = 0$ .

При  $\frac{8,33}{2} \text{ м}$ :  $M_{z-1-2} = 3,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

При  $x=8,33 \text{ м}$ :  $M_z = 0,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

### II участок:



$$-Q_{CT} = Q_y = H'_B - w_2 \cdot h' = 1,72 - 0,40 \cdot 8,33 =$$

$$= -1,61 \text{ кН};$$

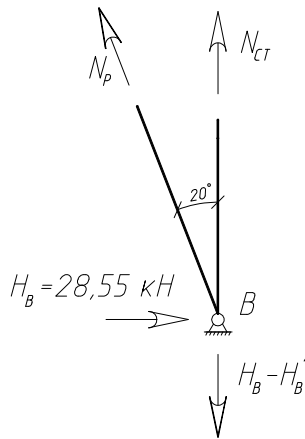
$$Q_{CT} = -1,61 \text{ кН}.$$

При  $x=8,33 \text{ м}$ :  $M_z = 0,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

При  $x=8,6 \text{ м}$ :  $M_z = H'_B \cdot h_1 - w_2 \cdot h' \cdot \left( h_1 + \frac{h'}{2} \right) =$

$$= 1,72 \cdot 8,6 - 0,4 \cdot 8,33 \cdot \left( 8,6 - \frac{8,33}{2} \right) = 0.$$

### Определение продольных сил в стойке и подкосе

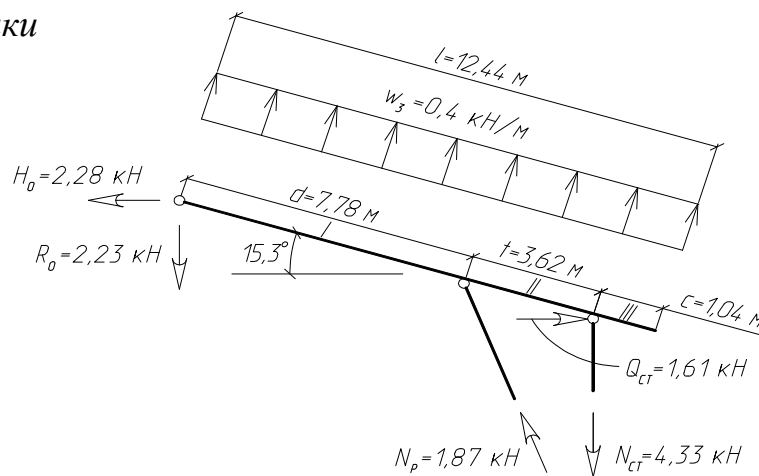


$$H_B - H'_B = 2,36 - 1,72 = 0,64 \text{ кН};$$

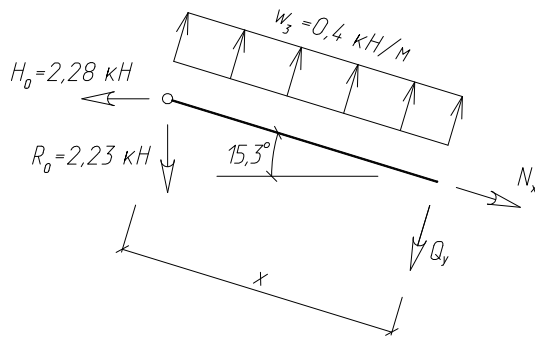
$$N_P = -\frac{H_B - H'_B}{\sin \alpha} = -\frac{0,64}{\sin 20^\circ} = -1,87 \text{ кН};$$

$$N_{CT} = N_P \cdot \cos \alpha - R_B = -1,87 \cdot \cos 20^\circ - 2,57 = -4,33 \text{ кН}.$$

### Расчет балки



**I участок:**  $0 \leq x \leq 7,78 \text{ м}$ .



$$\sum F_x = 0: \quad N_{x(5+4)} = H_0 \cdot \cos \varphi + R_0 \cdot \sin \varphi;$$

$$N_{x(5+4)} = 1,61 \text{ кН};$$

$$\sum F_y = 0: \quad Q_y = w_2 \cdot x - R_0 \cdot \cos \varphi - H_0 \cdot \sin \varphi;$$

$$x = 0: \quad Q_{y-5} = -2,75 \text{ кН};$$

$$x = 3,89 \text{ м}: \quad Q_{y-3} = -1,2 \text{ кН};$$

$$x = 7,78 \text{ м}: \quad Q_{y-3} = 0,36 \text{ кН};$$

$$\sum M_z = 0: \quad M_z = -\frac{w_2 \cdot x^2}{2} + R_0 \cdot \cos \varphi \cdot x + H_0 \cdot \sin \varphi \cdot x;$$

$$x = 0: \quad M_z = 0;$$

$$x = 3,89 \text{ м}: \quad M_{z-4} = -7,68 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$x = 7,78 \text{ м} : M_{z-3} = -9,31 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

**III участок:**  $0 \leq x \leq 1,04 \text{ м} .$

$$N_x = 0 ;$$

$$Q_y = w_2 \cdot x = 0,4 \cdot x ;$$

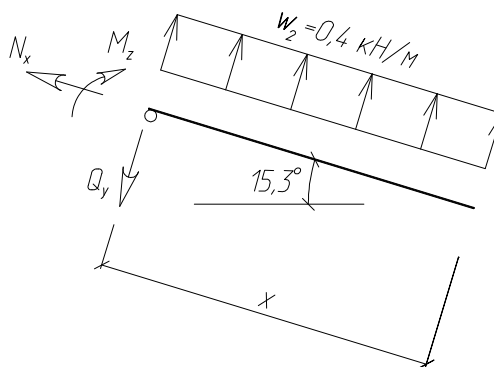
$$x = 0 : Q_y = 0 ;$$

$$x = 1,04 : Q_{y-2} = 0,42 \text{ кН} ;$$

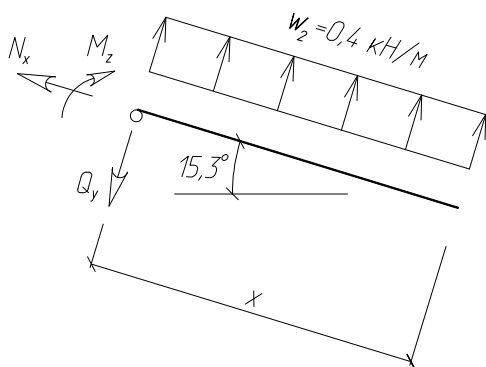
$$M_z = \frac{w_2 \cdot x^2}{2} = \frac{0,4 \cdot x^2}{2} ;$$

$$x = 0 : M_z = 0 ;$$

$$x = 1,04 : M_z = 0,22 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$



**II участок:**  $1,04 \text{ м} \leq x \leq (1,04 + 3,62) = 4,66 \text{ м} .$



$$N_x = Q_{CT} \cdot \cos \varphi - N_{CT} \cdot \sin \varphi ;$$

$$N_{x-2} = 2,7 \text{ кН} ;$$

$$Q_y = N_{CT} \cdot \cos \varphi - Q_{CT} \cdot \sin \varphi - 0,4 \cdot x$$

$$x = 1,04 : Q_{y-2} = 3,34 \text{ кН} ;$$

$$x = 4,66 : Q_{y-3} = 1,89 \text{ кН} ;$$

$$M_z = \frac{w_2 \cdot x^2}{2} - N_{CT} \cdot \cos \varphi \cdot (x - 1,04) + Q_{CT} \cdot \sin \varphi \cdot (x - 1,04) ;$$

$$x = 1,04 : M_{z-2} = 0,22 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

$$x = 4,66 : M_{z-3} = -9,24 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

$H_B - H'_B$  - часть распора  $H_B$ , которая приходится на подкос.

$$H_B - H'_B = 2,36 - 1,72 = 0,64 \text{ кН}$$

$$N_p = -\frac{H_B - H'_B}{\sin \alpha} = -\frac{0,64}{\sin 20^\circ} = -1,87 \text{ кН} ;$$

$$N_{CT} = N_p \cdot \cos \alpha - R_B = -1,87 \cdot \cos 20^\circ - 2,57 = -4,33 \text{ кН} .$$

Усилия в сечениях рамы.

Таблица 8.2

№ сечения	Постоянная нагрузка, $q = 4,08 \hat{e} \hat{I} / i$	Снеговая нагрузка, $s = 11,04 \hat{e} \hat{I} / i$			Ветровая нагрузка		Расчетные сочетания	
		на всем пролете	слева	справа	слева	справа	с коэффициентом $k = 1$	с коэффициентом $k = 0,9$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Изгибающие моменты $M, \hat{e} \hat{I} \cdot i$								
1-2	0	0	0	0	7,39	3,69	7,39 (6)	-
2	-21,3	-57,51	-5,76	0	0,17	0,22	-78,81 (2,3)	-
3	-74,24	-200,45	-32,08	-84,37	21,74	-9,24	-274,69 (2,3)	-255 (2,3,7)
4	-8,15	-22,0	-61,7	-168,7	8,45	-9,31	-176,85 (2,5)	-167,54 (2,5,7)
Продольные силы $N, \hat{e} \hat{I}$								
1- $N_{CT}$	9,01	24,33	23,93	48,33	6,1	-4,33	57,34 (2,5)	57,1 (2,5,6)
1- $N_p$	-61,69	-166,56	-83,47	-83,47	12,95	-1,87	-228,25 (2,3)	-207,11 (2,5,7)
2	1,12	3,02	3,03	12,75	-4,81	2,7	13,87 (2,5)	14,91 (2,5,7)
3	28,57	77,14	42,23	12,75	2,79	1,61	105,71 (2,3)	97,65 (2,3,6)
4	24,55	66,28	30,91	35,37	2,79	1,61	90,83 (2,3)	84,26 (2,3,6)
5	20,35	54,94	19,59	35,37	2,79		75,29 (2,3)	70,27 (2,3,6)
Поперечные силы $Q, \hat{e} \hat{I}$								
1	21,1	56,97	28,55	28,55	3,46	1,72	78,07 (2,3)	73,38 (2,3,6)
2	-12,79	-34,5	-11,08	-46,62	5,37	3,34	-59,41 (2,5)	-
3	-25,09	-67,74	-51,55	36,04	-4,04	1,89	-92,83 (2,3)	-
4	-9,76	-26,35	-33,3	-21,69	-2,79	-1,2	-43,06 (2,4)	-
5	-5,57	-15,04	34,26	-21,69	-1,55	2,75	28,69 (2,4)	-

### 8.3. Подбор сечения элементов рамы

Сравнивая полученные значения  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ , для сочетаний при  $K=1$  и  $K=0,9$  видим, что при учёте ветровой нагрузки с  $K=0,9$  значения усилий в сечениях получаются меньше, чем при  $K=1$  только со снеговой нагрузкой. Это можно объяснить малыми значениями высоты, пролёта здания и нормативного давления ветра, т.е. незначительным вкладом ветрового давления.

#### 8.3.1. Расчет ригеля

Расчётный изгибающий момент в сечении 3 ригеля равен  $274,69 \text{ Кн} \cdot \text{м}$ ;  $N_3 = 105,71 \text{ Кн}$ . Поскольку размер консоли принят незначительным, то вторым расчётным сочетанием становится не точка 2, а точка 4 с  $M_4 = 176,85 \text{ Кн} \cdot \text{м}$  и  $N_4 = 90,83 \text{ Кн}$ .

Принимаем древесину первого и второго сорта в виде досок сечением после острожки  $4,2 \times 16,5 \text{ см}$ . Расчетное сопротивление при сжатии с изгибом, с учетом ширины сечения  $>13 \text{ см}$ , толщины доски  $4,2 \text{ см}$ .

$$R_c = R_u = 15 \cdot 0,95 = 14,25 \text{ МПа} \quad (1,425 \text{ Кн} / \text{см}^2)$$

$$m_{\tilde{n}\tilde{e}} = 0,95, \text{ таблица 8 СНИП [1].}$$

Требуемая высота сечения  $h_{TP}$  в точке 3 определяется приближенно по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учитывается коэффициентом  $0,8$ :

$$h_{TP} = \sqrt{6M / (0,8R_u b)} = \sqrt{6 \cdot 27469 / 0,8 \cdot 16,5 \cdot 1,425} = 93,6 \text{ см};$$

Принимаем высоту сечения из 24 слоёв досок:

$$h = 24 \times 4,2 = 100,8 \text{ см}. \text{ Сечение } bh = 16,5 \cdot 100,8 = 1663 \tilde{\text{н}}^2.$$

Определим требуемую высоту в сечении 4:

$$h_{TP} = \sqrt{6M / (0,8R_u b)} = \sqrt{6 \cdot 17685 / 0,8 \cdot 16,5 \cdot 1,425} = 75,1 \tilde{\text{н}}.$$

Принимаем высоту сечения из 18 досок,  $h = 4,2 \cdot 18 = 75,6 \tilde{\text{н}}$ ,

$$bh = 16,5 \cdot 75,6 = 1247,4 \tilde{\text{н}}^2.$$

Аналогично подберём высоту сечения в точке 2:

$$h_{TP} = \sqrt{6M / (0,8R_u b)} = \sqrt{6 \cdot 78,81 / 0,8 \cdot 16,5 \cdot 1,425} = 50,1 \tilde{\text{н}}.$$

Требуемая высота из 12 досок  $h = 4,2 \cdot 12 = 50,4 \tilde{\text{н}}$ ,

$$bh = 16,5 \cdot 50,4 = 831,6 \tilde{\text{н}}^2.$$

Высоту сечения на конце консоли принимаем из технологических требований после назначения высоты конькового сечения 5. Коньковое сечение,  $Q_5 = 28,69 \hat{\text{т}}$ .

Требуемую высоту сечения на опоре определяют из условия прочности на скалывание. Расчетное сопротивление скалыванию для древесины второго сорта  $R_{ск} = 1,5 \text{ МПа} = 0,15 \text{ кН} / \text{см}^2$

Высота конькового сечения:

$$h_k = 3Q / (2bR_{ck}) = 3 \cdot 28,69 / (2 \cdot 16,5 \cdot 0,15) = 17,4 \text{ н} < 0,4h_{об} = 0,4 \cdot 100,8 = 40 \text{ н} .$$

Принимаем высоту опорного сечения из 6 досок

$$h_k = 6 \cdot 4,2 = 25,2 \text{ н} ; hb = 25,2 \cdot 16,5 = 415,8 \text{ см}^2 .$$

Высоту конца консольного сечения принимаем равной коньковому  
 $h_k = 25,2 \text{ см} .$

*Проверка напряжений при сжатии и изгибе. Сечение 3.*

Эксцентриситет приложения сжимающего усилия

$$e = (h - h_k) / 2 = (100,8 - 25,2) / 2 = 37,8 \text{ см} .$$

Изгибающий момент в сечении 3

$$M = M_2 - N_e = 274,69 - 105,71 \cdot 0,378 = 234,73 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Для сжатой кромки, выполненной из древесины второго сорта, расчетное сопротивление сжатию и изгибу

$$R_c = Rm_{\sigma} m_{ca} / \gamma = 15 \cdot 0,85 \cdot 0,95 / 0,95 = 12,75 \text{ МПа} = 1,275 \text{ кН} / \text{см}^2 ,$$

где учтены коэффициенты условий работы, отражающие влияние высоты сечения  $m_{\sigma} = 0,85$ , толщины слоя досок  $m_{ca} = 0,95 \text{ см}$  (табл.7,8[1]).

*Геометрические характеристики сечения*

$$\text{Площадь сечения } A = bh = 16,5 \cdot 100,8 = 1663 \text{ см}^2 .$$

$$\text{Момент сопротивления } W = bh^2 / 6 = 16,5 \cdot 100,8^2 / 6 = 27941 \text{ см}^3 .$$

$$\text{Расчетная длина } l_p = 778 \text{ см} .$$

$$\text{Радиус инерции сечения } i = 0,29h = 0,29 \cdot 100,8 = 29,2 \text{ см} .$$

$$\text{Гибкость } \lambda = l_p / i = 778 / 29,2 = 26,6 .$$

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения

$$K_{жN} = 0,07 + 0,93h_k / h = 0,07 + 0,93 \cdot 0,252 / 1,008 = 0,3 .$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = K_{жN} 3000 / \lambda^2 = 0,3 \cdot 3000 / 26,6^2 = 1,27 .$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от действия продольной сжимающей силы,

$$\xi = 1 - N / (\varphi R_c A) = 1 - 105,71 / (1,27 \cdot 1,275 \cdot 1663) = 0,96 .$$

Изгибающий момент с учетом деформаций от продольной силы

$$M^{\dot{a}} = M / \xi = 234,73 / 0,96 = 244,51 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Напряжение сжатой кромки

$$\sigma_c = N / A + M^{\dot{a}} / W = 105,71 / 1663 + 24451 / 27941 = 0,064 + 0,88 = 0,939 < 1,275 \text{ кН} / \text{см}^2 .$$

Для растянутой наружной кромки, выполненной из древесины первого сорта, расчетное сопротивление растяжению

$$R_p = R / \gamma = 12 / 0,95 = 12,63 \text{ МПа} = 1,263 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

Напряжение растяжения наружной кромки

$$\sigma_p = N / A + M_d / W = 105,71 / 1663 + 24451 / 27941 = 0,939 < 1,263 \text{ кН} / \text{см}^2 .$$

*Проверка устойчивости плоской формы деформирования ригеля*

Рама закреплена из плоскости по наружным растянутым кромкам с



помощью плит покрытия, поперечных сжатых связей. Внутренняя сжатая кромка рамы не закреплена. Расчетная длина равна длине полурамы, так как по всей длине отсутствуют сечения с нулевыми моментами  $l_p = 778 \text{ см}$  (до подкоса).

$$\text{Площадь сечения } A = bh = 16,5 \cdot 100,8 = 1663 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления } W = bh^2 / 6 = 16,5 \cdot 100,8^2 / 6 = 27941 \text{ см}^3.$$

$$\text{Радиус инерции из плоскости при сжатии } r_y = 0,29b = 0,29 \cdot 16,5 = 4,79 \text{ см}.$$

$$\text{Гибкость } \lambda_y = l_p / r_y = 778 / 4,79 = 162,42.$$

$$\text{Коэффициент устойчивости при сжатии } \varphi_y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 162,42^2 = 0,11.$$

Коэффициент устойчивости при изгибе

$$\varphi_m = 140b^2 k_\phi / (l_p h) = 140 \cdot 16,5^2 \cdot 1,13 / (778 \cdot 100,8) = 0,55, \text{ где } k_\phi = 1,13 - \text{ коэффициент формы эпюры изгибающих моментов (табл. 2 прил.4[1]).}$$

Коэффициенты  $K_{nN}$  и  $K_{nM}$  учитывают закрепление растянутой кромки из плоскости. При количестве закреплений более четырех оно считается сплошным:

$$K_{nN} = 0,75 + 0,06(l_p / h)^2 + 0,6\alpha_p l_p / h = 0,75 + 0,06(778 / 100,8)^2 + 0,6 \cdot 778 / 100,8 = 10,48;$$

$\alpha_p = \gamma = 1,33 \text{ рад}$  – центральный угол гнутой части в радианах;

$$K_{nM} = 0,142l_p / h + 1,76h / l_p + 1,4 = 0,142 \cdot 778 / 100,8 + 1,76 \cdot 100,8 / 778 + 1,4 = 2,72.$$

Устойчивость ригеля

$$N / (\varphi_y K_{nN} R_c A) + M^a / (\varphi_y K_{nM} R_c W) = 105,71 / 0,11 \cdot 10,48 \cdot 1,275 \cdot 1663 + 24451 / 0,55 \cdot 2,72 \cdot 1,275 \cdot 27941 = 0,502 < 1.$$

$$N / (\varphi_y K_{nN} R_c A) + M_d / (\varphi_m K_{nM} R_c W) = 105,71 / 0,11 \cdot 10,48 \cdot 1,275 \cdot 1663 + 24451 / 0,55 \cdot 2,72 \cdot 1,275 \cdot 27941 = 0,502 < 1.$$

Общая устойчивость плоской формы деформирования ригеля обеспечена при наличии связей по наружному контуру.

### 8.3.2. Расчёт стойки и подкоса

Подкос работает на центральное сжатие от действия силы  $N_p = 228,25 \text{ кН}$ .

Подкос присоединяется лобовым упором к ригелю (рис.8.3) в точке 3.

Ширина сечения подкоса равна ширине ригеля – 16,5 см. Минимальную высоту сечения определяем исходя из расчетного сопротивления древесины под углом  $\gamma = 54,7^\circ$

$$R_{cm_\alpha} = \frac{R_{cm}}{1 + \left(\frac{R_{cm}}{R_{cmg_0}} - 1\right) \sin^3 \gamma} = \frac{12,75}{1 + \left(\frac{12,75}{3} - 1\right) \sin^3 54,7} = 7,59 \text{ МПа} = 0,759 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Находим требуемую площадь на смятие

$$A_{rp} = \frac{N}{R_{cm_\alpha}} = \frac{228,25}{0,759} = 300,72 \text{ см}^2.$$

$$h_{Tp} = \frac{A_{Tp}}{b} = \frac{300,72}{16,5} = 18,23 \text{ см} .$$

Принимаем  $h = 5 \cdot 4,2 = 21 \text{ см}$  . Расчетная длина подкоса при обоих шарнирных концах закрепления равна геометрической  $l_0 = 9,6 \text{ м}$  .

Находим гибкость подкоса, которая определяется из расчета минимального размера сечения из «b» и «h». В данном случае  $b < h$ , т.е.  $r = 0,29 \cdot 16,5 = 4,785 \text{ см}$  .

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{960}{4,785} = 200,62 > \lambda_{i\delta} = 120 .$$

В данном случае оба размера сечения не отвечают предельной гибкости, поэтому принимаем решение по поиску  $b$  и  $h$  через предварительную заданную гибкость  $\lambda = 120$  :

$$r = \frac{l_0}{\lambda_{i\delta}} = \frac{960}{120} = 8 \text{ см} ; b = \frac{r}{0,29} = \frac{8}{0,29} = 27,58 \text{ см} .$$

Принимаем высоту сечения  $h$  из 7 досок,  $h = 7 \cdot 4,2 = 29,4 \text{ см}$  ., а  $b = 30 \text{ см}$  .,  $A = b \cdot h = 29,4 \cdot 30 = 882 \text{ см}^2$  .

Проверим сжимающие напряжения в подкосе:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{228,25}{0,237 \cdot 882} = 1,09 < 1,275 \text{ кН / см}^2 ;$$

$$\lambda = \frac{960}{r} ; r = 0,29 \cdot 29,4 = 8,53 \text{ см} ; \lambda = \frac{960}{8,53} = 112,5 ;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{112,5^2} = 0,237 .$$

Конструктивно в узле примыкания к ригелю подкос уменьшается до ширины ригеля, т.е. до 16,5 см. (см. рис.8.5). При выполнении примыкания подкоса путём врубки, принятая высота сечения больше требуемой из условия смятия  $h = 29,4 \text{ см} > h_{Tp} = 18,23 \text{ см}$  ., однако сечение «3» ригеля ослаблено глубиной врубки на 15 см., и поэтому требуется проверить его прочность.

Расчетная высота сечения ригеля  $h = 100,8 - 15 = 85,8 \text{ см}$  ;  $W = 20244,51 \text{ см}^3$  ;  $A = bh = 16,5 \cdot 85,8 = 1415,7 \text{ см}^2$  ;

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{105,7}{1415,7} + \frac{24451}{20244,51} = 0,075 + 1,2 = R_c = 1,275 \text{ кН / см}^2 .$$

Прочность сечения обеспечена. При невыполнении условия прочности целесообразно выполнить узел по варианту, приведенному на рисунке 8.6. Размеры накладки приняты конструктивно. Накладка приклеивается к ригелю и дополнительно закрепляется стальными глухарями. Сила, сдвигающая накладку

$$T = N_p \cdot \cos \gamma = 228,25 \cdot \cos 54,7 = 131,92 \text{ кН} .$$

Напряжения скалывания в зоне контакта накладки и ригеля

$$\tau = \frac{T}{0,6b \cdot l_{\tilde{n}\tilde{e}}} = \frac{131,92}{0,6 \cdot 16,5 \cdot 70} = 0,19 \hat{e} \tilde{I} / \tilde{n}\tilde{e}^2 < R_{ck} = 0,21 \hat{e} \tilde{I} / \tilde{n}\tilde{e}^2 ; l_{\tilde{n}\tilde{e}} = 70 \tilde{n}\tilde{e} .$$

### 8.3.3. Расчёт стойки

Стойка работает от постоянной и снеговой нагрузок на центральное растяжение при действии суммарной силы  $N_{cm} = 57,34кН$  и на изгиб от ветровой нагрузки с моментом  $M_B = 7,39êÍ \cdot ì$  (см. табл. 8.2.). Кроме того, на стойку следует добавить, при наличии стенового ограждения, массу холодных или теплых стен, если они закреплены к стойкам как к колоннам. Для упрощения решения примера считаем, что стены нашего здания выполнены с таким же составом конструктивных элементов, как и покрытие с заменой, равной по массе мягкой кровле и стяжке на профнастил.

Нагрузки от стен составят:

$$P_{cm} = g \cdot B \cdot h_k = 0,7435 \cdot 4,6 \cdot 8,6 = 29,41кН.$$

Видим, что  $P_{cm} < N_{cm}$ , а это значит, что стойка остается по-прежнему растянутой, тогда за расчетное сочетание принимаем все-таки значения по таблице 8.2., т.е.  $N_{cm} = 57,34кН$  без учета разгружающего действия стен, которые могут передавать нагрузку (свой вес) непосредственно на фундамент.

Требуемая площадь сечения стойки:

$$A_{Tp} = \frac{N_{cm}}{R_p} = \frac{57,34}{0,855} = 67см^2,$$

$$R_p = [R_p] \cdot m_\sigma \cdot m_{cn} = 9 \cdot 1 \cdot 0,95 = 8,55МПа = 0,855кН / см^2.$$

Ширину сечения принимаем равной ширине ригеля  $b_{cm} = 16,5см$ , тогда

$$h = \frac{A_{Tp}}{b} = \frac{67}{16,5} = 4,06см. \text{ Поскольку к стойке крепится стеновое ограждение и}$$

действует ветровая нагрузка, принимаем сечение  $b \times h = 16,5 \times 15см$ .

Проверим стойку как растянуто-изгибаемый элемент

$$\sigma = \frac{N_{\tilde{n}\tilde{o}}}{A_{\tilde{\delta}\tilde{\alpha}\tilde{n}\tilde{.}}} + \frac{M_B \cdot R_p}{W_{\tilde{\delta}\tilde{\alpha}\tilde{n}\tilde{.}} \cdot R_u} = \frac{57,34}{247,5} + \frac{739 \cdot 0,855}{618,75 \cdot 1,275} = 0,232 + 0,791 = 1,02 > R_p = 0,855êÍ / \tilde{n}\tilde{.}^2.$$

$$A_{расч.} = 16,5 \cdot 15 = 247,5см^2; \quad W_{расч.} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{16,5 \cdot 15^2}{6} = 618,75см^3.$$

Расчетный момент на стойку от отрицательного действия ветра (отсоса) и стенового ограждения, приложенного с эксцентриситетом  $e=0,1м$  может быть больше, чем от активного напора ветра (см. расчет фахверковой колонны, раздел 10).

$$M_2 = M_b + M_{cm} = 3,69 + P_{cm} \cdot e = 4,33 + 29,41 \cdot 0,1 = 6,63кН \cdot м, \quad e = 1/2 \cdot t_{cm} = 0,1м.$$

$M_b$  - момент в стойке от действия ветра с разряженной стороны (см. табл.8.2),  $M_b = 3,69êÍ \cdot ì$ .

Таким образом, момент по второму варианту  $M_2 = 6,63êÍ \cdot ì$  меньше, чем от активного ветрового напора –  $M_B = 7,39êÍ \cdot ì = M_{\tilde{\rho}\tilde{\alpha}\tilde{n}\tilde{.}}$ .

Видим, что в расчетное напряжение в стойке значительную часть вносит ветер, поэтому увеличиваем сечение стойки на недостающую величину

$1,02 / 0,855 = 1,85$ . Так как ширина стойки должна оставаться равной ширине ригеля, увеличиваем  $h = 17,5 \text{ см}$  (по сортаменту как целое сечение).

Проверим напряжения:

$$\sigma = \frac{N_{\text{нб}}}{A_{\text{ддн}}} + \frac{M_B \cdot R_p}{W_{\text{ддн}} \cdot R_u} = \frac{57,34}{288,75} + \frac{739 \cdot 0,855}{842,2 \cdot 1,275} = 0,2 + 0,58 = 0,78 < R_p = 0,855 \text{ ед} / \tilde{n}^2.$$

Сечение стойки из клееной древесины меньше, но по стоимости требует сравнения.

$$A_{\text{расч.}} = 16,5 \cdot 17,5 = 288,75 \text{ см}^2; \quad W_{\text{расч.}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{16,5 \cdot 17,5^2}{6} = 842,2 \text{ см}^3.$$

Сечение из клееной древесины будет несколько меньше:

$$\sigma = \frac{57,34}{277,2} + \frac{739 \cdot 0,855}{776,16 \cdot 1,275} = 0,21 + 0,638 = 0,848 < R_p = 0,855 \text{ ед} / \tilde{n}^2;$$

$$A_{\text{ддн}} = 16,5 \cdot (4,2 \cdot 4) = 16,5 \cdot 16,8 = 277,2 \tilde{n}^2; \quad W_{\text{ддн}} = \frac{16,5 \cdot 16,8^2}{6} = 776,16 \tilde{n}^3.$$

Окончательно принимаем сечение стойки  $b \times h = 16,5 \times 17,5 \text{ см}$  из неклееной древесины, так как клееная древесина в 1,5-2 раза дороже.

### 8.3.4. Расчет узлов

Соединение подкоса к ригелю рассмотрено при расчете подкоса (рис. 8.3, и 8.5, 8.6). Крепление стойки к ригелю выполняется двусторонними деревянными боковыми накладками на болтах. Поскольку стойка растянута, то подберем количество болтов при  $d_b = 20 \text{ мм}$  и толщине накладок  $a = 8 \text{ см}$ .

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 16,5 \cdot 2 = 16,5 \text{ кН}.$$

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 8 \cdot 2 = 12,8 \text{ кН}.$$

$$T_u = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 4 + 0,02 \cdot 8^2 = 8,48 \text{ кН}.$$

Находим количество болтов, закрепляющих стойку сверху к ригелю и к фундаменту:  $n = \frac{N_{cm}}{T_{\min} \cdot n_u} = \frac{57,34}{8,48 \cdot 2} = 3,38 \text{ шт.}$

Принимаем по 4 болта  $d_b = 20 \text{ мм}$ .

Соединения ригелей в коньковом узле выполнены непосредственным упором, симметрично относительно оси сечения с помощью накладок на болтах (см. рис. 8.10).

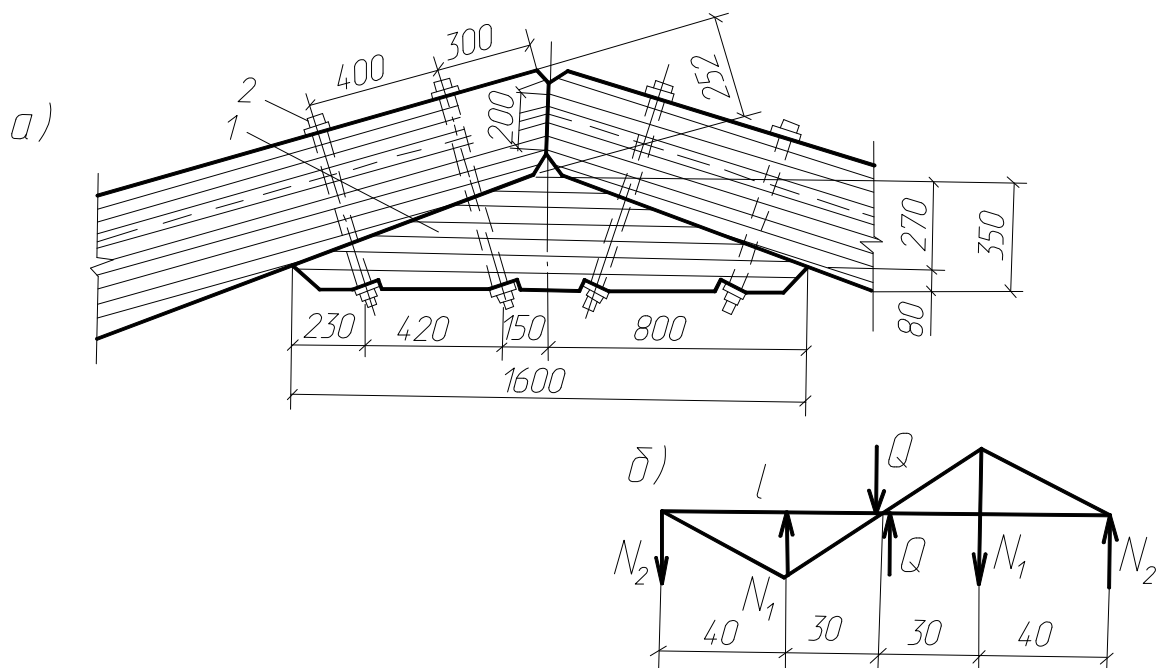
На накладку действует поперечная сила  $Q_5 = 28,69 \text{ кН}$  от односторонней снеговой нагрузки, вызывающей в болтах растяжение силами  $N_1$  и  $N_2$  (см. рис. 8.10). Усилие в болтах:

$$N_1 = \frac{70 \cdot Q_5}{40} = \frac{70 \cdot 28,69}{40} = 47,7 \text{ кН}; \quad N_2 = 47,7 - 27,26 = 20,44 \text{ кН}.$$

Конструктивно принимаем болты  $d = 24 \text{ мм}$  ( $A_{op} = 4,5 \text{ см}^2$ ,  $A_{nm} = 3,2 \text{ см}^2$ ).

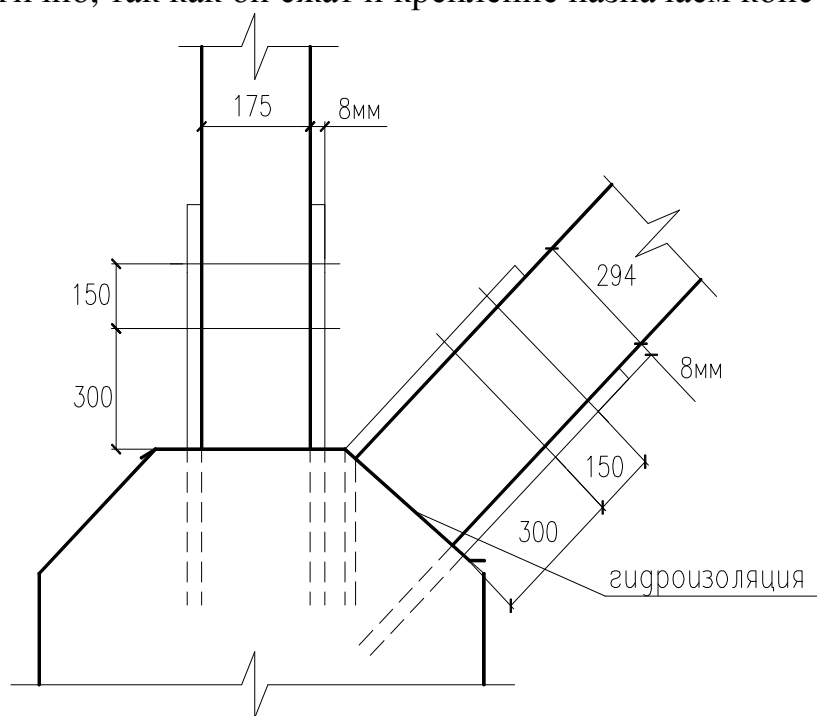
Напряжение по ослабленному резьбой сечению с учетом  $k=0,8$

$$\sigma_p = \frac{47,7}{0,8 \cdot 3,2} = 18,6 \text{ ед} / \tilde{n}^2 < R_p \gamma_c = 24 \text{ ед} / \tilde{n}^2.$$



**Рис. 8.10. Коньковый узел:** а – общий вид; б – расчетная схема; 1 – клееная коньковая подкладка; 2 – болты диаметром 24 мм

В опорном узле (рис. 8.11) стойка и подкос опираются на фундамент через торцы и соединяются болтами. Стойка, работающая на растяжение, закрепляется 4 болтами  $d = 20\text{мм}$  по расчету, приведенному выше, а подкос крепится аналогично, так как он сжат и крепление назначаем конструктивно.



**Рис. 8.11. Опорный узел**

## 9. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ КОНСТРУКЦИЙ И ЗДАНИЯ

### 9.1. Общие положения

Плоские несущие конструкции (балки, арки, рамы, фермы и т. д.) предназначены для восприятия нагрузок, действующих в их плоскости. В зданиях или сооружениях различные плоские конструкции при взаимном соединении образуют пространственную конструкцию, которая должна обеспечить надежное восприятие внешних сил любого направления при наименее выгоднейшем их сочетании. При этом передача усилий от одних частей сооружения на другие вплоть до его основания, должна проходить без какого-либо нарушения пространственной неизменяемости, устойчивости, жесткости и прочности всей пространственной конструкции в целом и отдельных ее частей.

Кроме того, при транспортировании и монтаже сборных конструкций может возникнуть необходимость устройства специальных креплений, обеспечивающих неизменяемость, прочность и устойчивость этих конструкций.

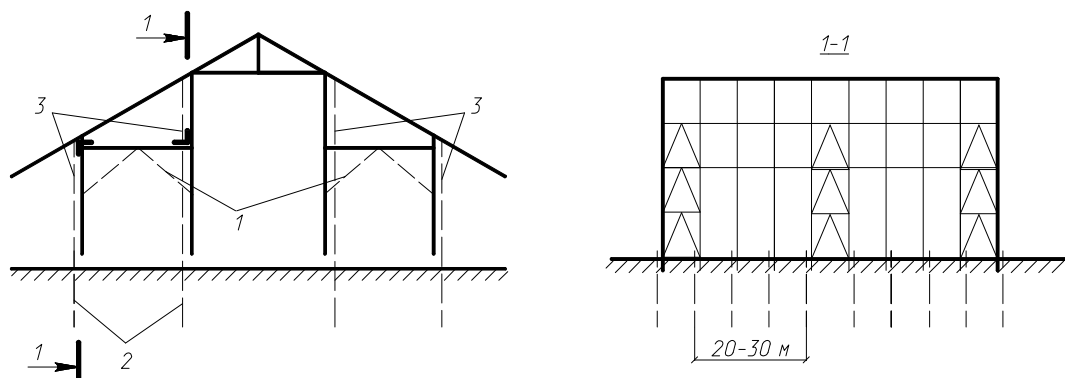
### 9.2. Способы обеспечения устойчивости

Общая устойчивость остову деревянного здания может быть придана следующими способами, которые зависят от конструкции здания.

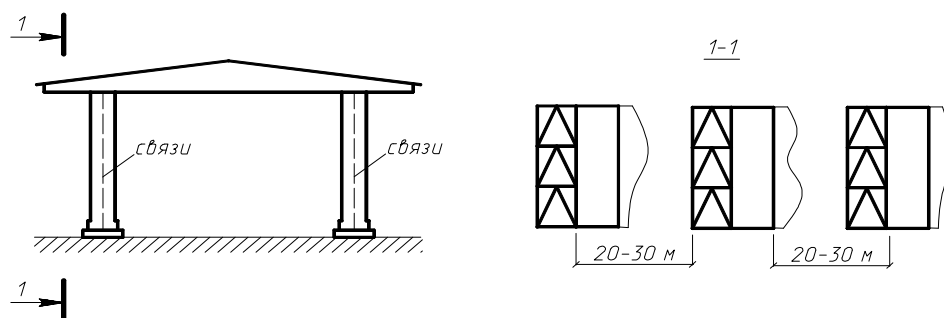
**Первый способ.** Поперечную и продольную устойчивость здания создают пространственным защемлением каждой из стоек каркаса в грунте. По верхним концам стоек укладывают обвязку, на которую опирают элементы покрытия, работающие, как правило, по балочной схеме (рис. 9.1). Во избежание перекашивания зданий, например, в связи с деформациями грунта, в местах защемления стоек в крайних пролетах продольных и торцовых стен, а также в промежуточных пролетах целесообразно устанавливать связи, создавая ячейки жесткости с интервалом 20-30м. (рис. 9.1, 9.2).

**Второй способ.** Поперечная устойчивость здания обеспечивается защемлением в фундаментах плоских деревянных стоек, решетчатых или клееных (рис. 9.2).

Защемление клееных стоек к фундаменту показано на рисунке 9.3 а. Анкерами служат стальные полосы, заделываемые в фундамент и рассчитываемые на максимальное отрывающее усилие  $N_a$ , определяемое при наименее выгоднейшем сочетании нагрузок. К анкерным полоскам приварены равнобокие уголки. В опорной части клееная стойка на длине  $l$ , определяемой по расчету на скалывание с прижимом, имеет увеличенную высоту сечения для образования наклонных площадок смятия под углом  $\alpha = 30 \div 45^\circ$ , на которые укладывают уголки.



**Рис. 9.1. Поперечное сечение деревянного каркасного здания с заземленными в земле стойками, имеющими на концах пасынки (деревянные антисептированные, железобетонные и металлические): 1 – подкосы; 2- пасынки; 3 – связи**

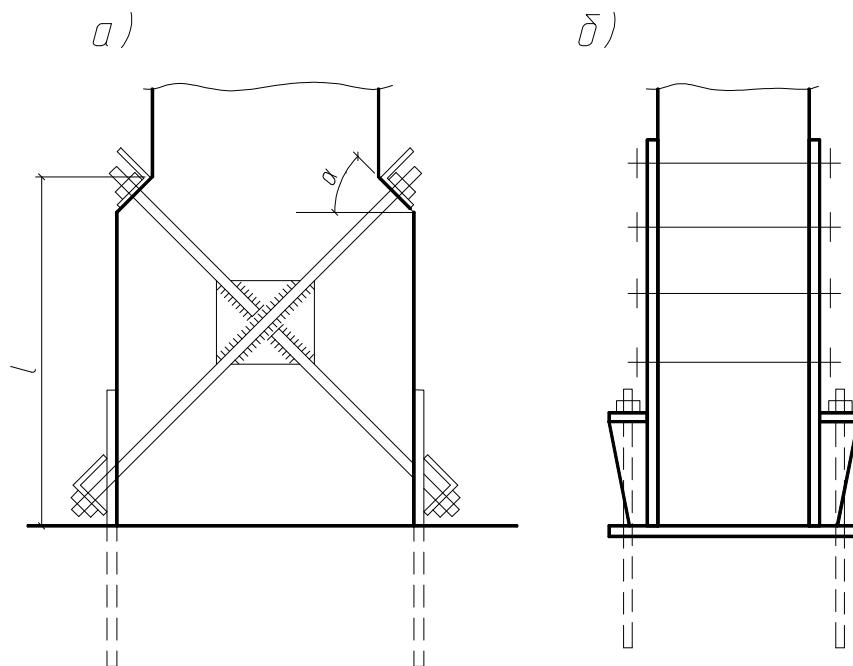


**Рис. 9.2. Каркас здания с консольно заземленными в фундаментах стойками сплошной или сквозной конструкции**

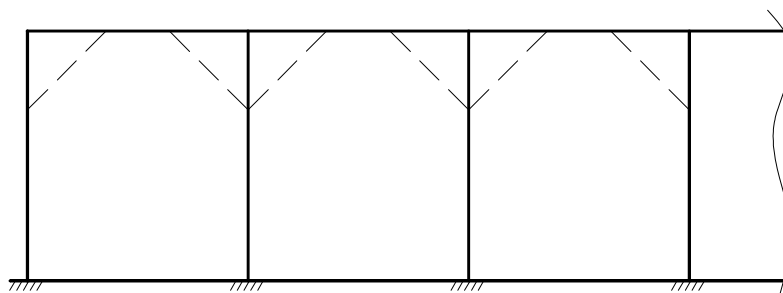
**Третий способ.** Поперечную устойчивость здания обеспечивают, применяя простейшие комбинированные и подкосные системы, рамные системы или арочные конструкции, передающие распор непосредственно на фундаменты.

Продольная устойчивость здания может быть создана постановкой связей по продольным линиям стоек (рис. 9.4). Стеновые щиты при этом располагают с наружной стороны стоек.

**Четвертый способ.** Устойчивость каркасного здания при шарнирном опирании стоек на фундаменты и шарнирном примыкании их к элементам покрытия можно создать лишь в том случае, если конструктивные элементы покрытия и стен не только будут достаточно прочными, жесткими и устойчивыми для восприятия всех действующих на них нагрузок, но и создадут неизменяемые, жесткие и устойчивые диафрагмы, образуя тем самым неизменяемую, жесткую и устойчивую пространственную коробку. Для этого в плоскости покрытия можно использовать применяемый в качестве основы под рулонную кровлю щитовой настил, связанный гвоздями с прогонами, а в стенах могут быть использованы косые обшивки или специальные связи между стойками каркаса. Участие ограждающих частей здания в обеспечении его пространственной устойчивости возможно только при относительно малых размерах здания и требует проверки расчетом.



**Рис. 9.3. Способ заземления стоек в фундаменте**



**Рис. 9.4. Простейшие комбинированные подкосные системы**

### 9.3. Пространственные связи

Ветровое давление, передающееся на деревянную торцовую стену каркасной конструкции небольшой высоты, распределяется между фундаментом и верхним покрытием с помощью работающих на изгиб вертикальных стоек каркаса. Конструкция покрытия в этом случае должна передавать ветровое давление через верхнюю обвязку продольным стенам, которые, в свою очередь должны иметь в своей плоскости связи, рассчитанные на передачу этих усилий фундаментам.

Для покрытия, выполненного из разрезных кровельных панелей, жестких и неизменяемых в своей плоскости, требуется установка монтажных связей, которые прикрепляют непосредственно к основной несущей конструкции.

Горизонтальные связи, воспринимающие ветровую нагрузку, образуют в плоскости верхних поясов двух соседних несущих конструкций решетчатую ферму, которая передает действующие в ее плоскости усилия на продольные стены. При жестких торцовых стенах, воспринимающих ветровую нагрузку, и небольшой длине здания (до 20 м) устойчивость плоских деревянных



конструкций может быть создана прогонами кровли, надежно скрепленными с верхним поясом фермы и заанкеренными своими концами в торцовые кирпичные стены, при этом стыки разрезных или консольно-балочных прогонов должны быть перекрыты накладками на гвоздях.

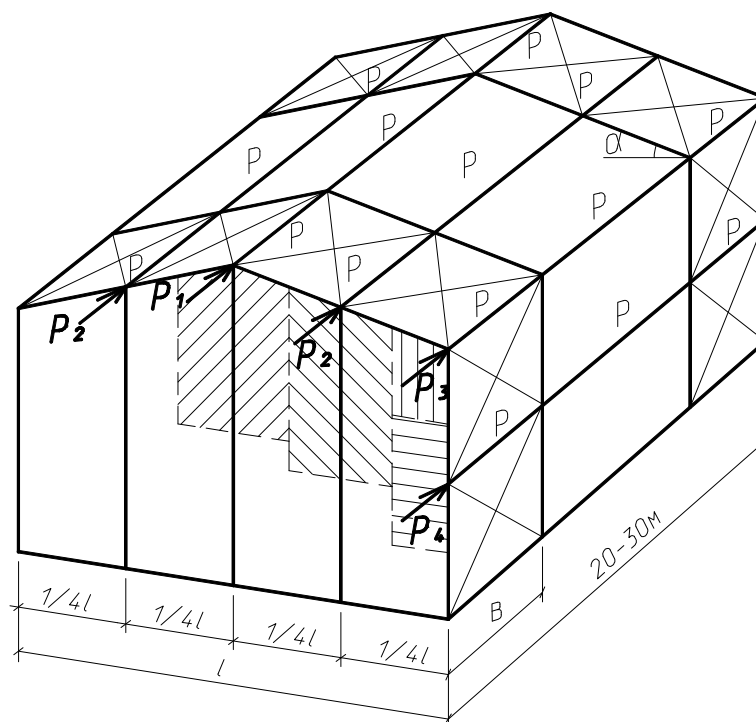
В средней части зданий большой протяженности устраивают горизонтальные и вертикальные связи на расстоянии около 20 м от торцовой стены и одни от других.

Связи бывают скатные (наклонные), вертикальные и горизонтальные. В зданиях с каркасом из деревянных конструкций применяют два основных вида связей:

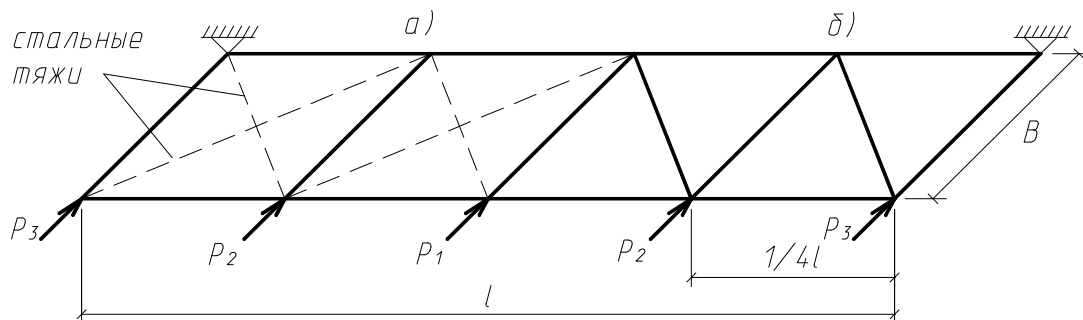
1. Связевые фермы, расположенные вертикально, наклонно или горизонтально поперек здания по наружному контуру зданий в сочетании с прогонами, настилами, панелями (рис. 9.5).
2. Продольные связи (вертикальные или наклонные), плоскость которых перпендикулярна плоскости несущих конструкций (рис. 9.5).

Расчет связевых ферм (рис. 9.6) производят на горизонтальные нагрузки (ветровая, крановая, технологическая) и дополнительных усилий, возникающих в элементах конструкций от вертикальной нагрузки вследствие возможных несовершенств несущих ферм (отклонение от вертикали, погнутости и т. д.).

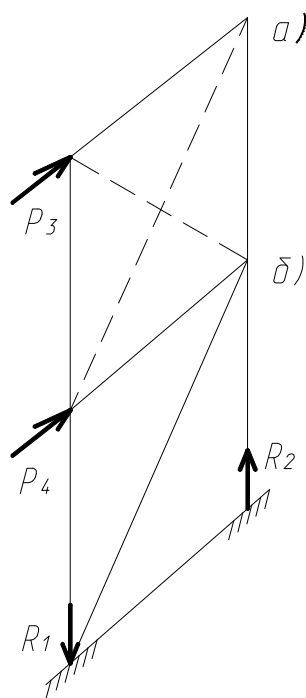
Внешние нагрузки распределяются поровну между всеми связями, фермами и торцовыми фермами здания.



**Рис. 9.5. Связи по внешнему контуру каркаса здания:**  
 $P_1$ - $P_n$  – узловые усилия от ветровой нагрузки с соответствующими грузовыми площадями;  $P$  – распорки



**Рис. 9.6. Расчетная схема скатной связевой фермы ригелей:**  
 а) со стальными тяжами, работающими только на растяжение (пунктирная линия); б) с жесткими подкосами, работающими на растяжение и сжатие



**Рис. 9.7. Расчетная схема вертикальной связевой фермы по колоннам:**  
 а) со стальными тяжами, работающими только на растяжение (пунктирная линия); б) с жесткими подкосами, работающими на растяжение и сжатие

Усилия, возникающие из-за несовершенств изготовления и монтажа плоских несущих конструкций покрытия, рассчитывают от действия условной горизонтальной нагрузки.

$$g_c = \lambda \cdot g_e \cdot \frac{n+1}{2 \cdot t};$$

$\lambda = 0,03$  : фермы, балки, пологие арки;

$\lambda = 0,015$  : трехшарнирных рам, высоких арок;

$g_e$  - вертикальная нагрузка;

$n$  - число несущих конструкций по длине здания;

$t$  - число связевых ферм на всю длину здания.

Суммарная горизонтальная нагрузка  $0,9(g_s + g_c)$ , где 0,9- коэффициент сочетания.

Расчет связей по рассмотренным расчетным схемам (рис. 9.6 и 9.7) выполняют при значительных размерах зданий и ответственных сооружений (катков, стадионов), т.к. жесткость основных несущих конструкций из плоскости незначительная и обеспечение пространственной неизменяемости здания осуществляется за счет связей.

В курсовых проектах для средних пролетов зданий допускается назначать сжатые связи по предельной гибкости.

Расчет сечения связей по предельной гибкости выполняется в следующей последовательности:

$$\lambda_{np} = \frac{l_0}{r}; i = \frac{l_0}{\lambda_{np}}; \lambda_{np} = 200; l_0 = \mu \cdot l; r = 0.29 \cdot b \quad (h; a),$$

где  $l_0$  - расчетная длина;

$l$  - геометрическая длина (расстояние между точками закрепления);

$\mu$  - коэффициент приведения длины, при шарнирном закреплении концов  $\mu = 1$ ;

$\lambda_{np}$  - предельное значение гибкости, для связей  $\lambda_{np} = 200$ ;

$r$  - радиус инерции сечения.

Расчетную длину связей следует принимать:

- в плоскости крестовых связей, скрепленных между собой, равной расстоянию от центра узла до точки их пересечения (если точка в середине, то  $l_0 = 0,5l$ );

- из плоскости связей, – равной полной геометрической длине элементов ( $l_0 = l$ ).

При проектировании связей следует стремиться к узловому их опиранию с элементами ферм, а вертикальные связи назначать по высоте колонн блоками (ярусами), примерно равными шагу рам.

Примеры устройства связей в различных типах зданий приведены на чертежах в приложении №2.

#### 9.4. Пример расчета связей по предельной гибкости

Запроектировать вертикальные связи при высоте колонны 8 метров и шаге колонн 5 метров.

Принимаем схему связей в два яруса как на рисунках 9.5 и 9.7 с высотой 4 метра и шагом  $B=5$  метров. Расчетная длина связей, скрепленных между собой в середине, равна геометрической:

- в плоскости связей  $l = \sqrt{5^2 + 4^2} / 2 = 3,2 м,$

- из плоскости -  $l_1 = 6,4 м$

Находим сечение связей в плоскости:

$$\lambda_{mp} = \frac{l_0}{r} = 200; \quad r_{mp} = \frac{l}{200} = \frac{320}{200} = 1,6 \text{ см}; \quad b_{mp} = \frac{r}{0,29} = \frac{1,6}{0,29} = 5,52 \text{ см}.$$

Принимаем по сортаменту ближайший больший размер сечения  $b=60$  мм  
 Определяем размер сечения из плоскости:

$$r_{mp} = \frac{l}{200} = \frac{640}{200} = 3,2 \text{ см}; \quad h_{mp} = \frac{r}{0,29} = \frac{3,2}{0,29} = 11,03 \text{ см}.$$

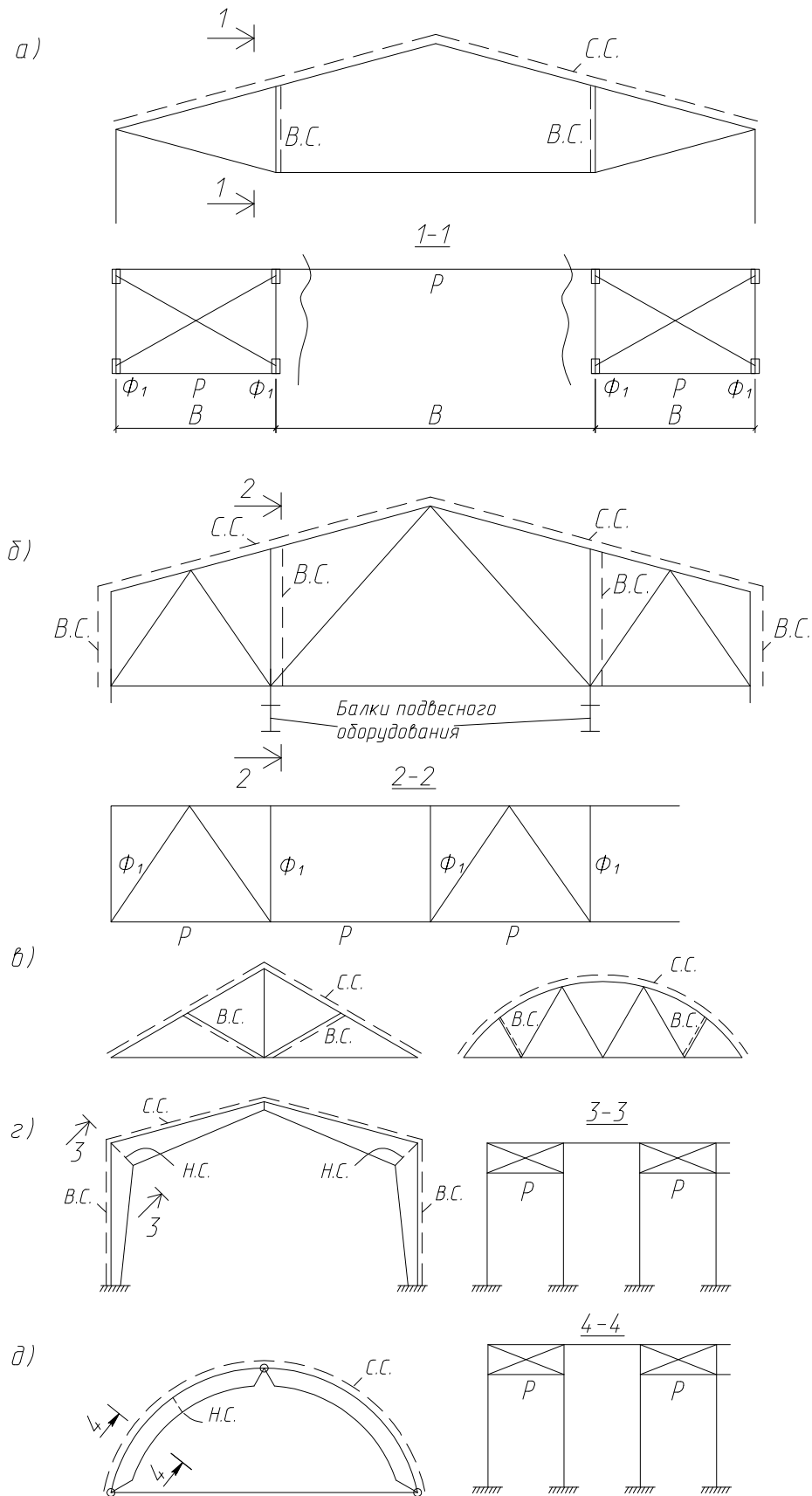
Принимаем размер сечения  $h=125$  мм. Таким образом, сечение связей назначаем –  $60 \times 125$  мм.

### **9.5. Обеспечение пространственной устойчивости плоскостных деревянных конструкций**

Рассмотренные ранее пространственные крепления, воспринимающие ветровые усилия, в то же время служат для предупреждения потери устойчивости сжатого контура плоскостных деревянных конструкций. В большинстве случаев сжатый пояс в них раскрепляют прогонами кровли, которые должны быть прочно прикреплены к верхнему поясу и настилам кровли. Различные схемы устройства связей в зданиях с плоскими несущими покрытиями показаны на рисунке 9.8.

В арочных конструкциях помимо верхних (сжатых) поясов, следует раскреплять и нижние сжатые пояса арок, а в некоторых рамных конструкциях - внутренний контур рамы, который может быть сжат по всей своей длине или на части ее, особенно при несимметричном приложении нагрузок (рис. 9.8 г, д). Нижние пояса раскрепляют (при пространственно устойчивом верхнем покрытии) устройством вертикальных связей. Учитывая деформации в соединениях связях, за расчетную длину сжатого нижнего пояса при проверке его устойчивости следует принимать расстояние между связями, увеличенное на 25 %.

Основным типом поперечных вертикальных связей являются жесткие связи, соединяющие попарно вдоль здания соседние конструкции (рис. 9.8). Вертикальные связи не следует делать непрерывными по всей длине здания, так как при обрушении по какой-либо причине одной из несущих конструкций она перегрузит через связи соседние конструкции, что может привести к последовательному обрушению всего покрытия.



**Рис. 9.8. Схема связей в зданиях с плоскими несущими элементами:**  
 а), б), в) - в фермах; г) - в рамах; д) - в арках;  
 СС - скатные связи; ВС - вертикальные связи; НС - наклонные связи; Р - распорка

## 10. ТОРЦЕВОЙ ФАХВЕРК

### 10.1. Основы расчета

Фахверк является несущим элементом торцевой стены. Фахверк несет вертикальную нагрузку от массы ограждающих конструкций, воспринимает горизонтальную ветровую нагрузку, а при необходимости нагрузку от части покрытия, включая массу снега. При высоте до 6,5 м стойки фахверка могут выполняться из брусьев, при большой высоте их делают клееными (в т. ч. переменного сечения) или решетчатыми.

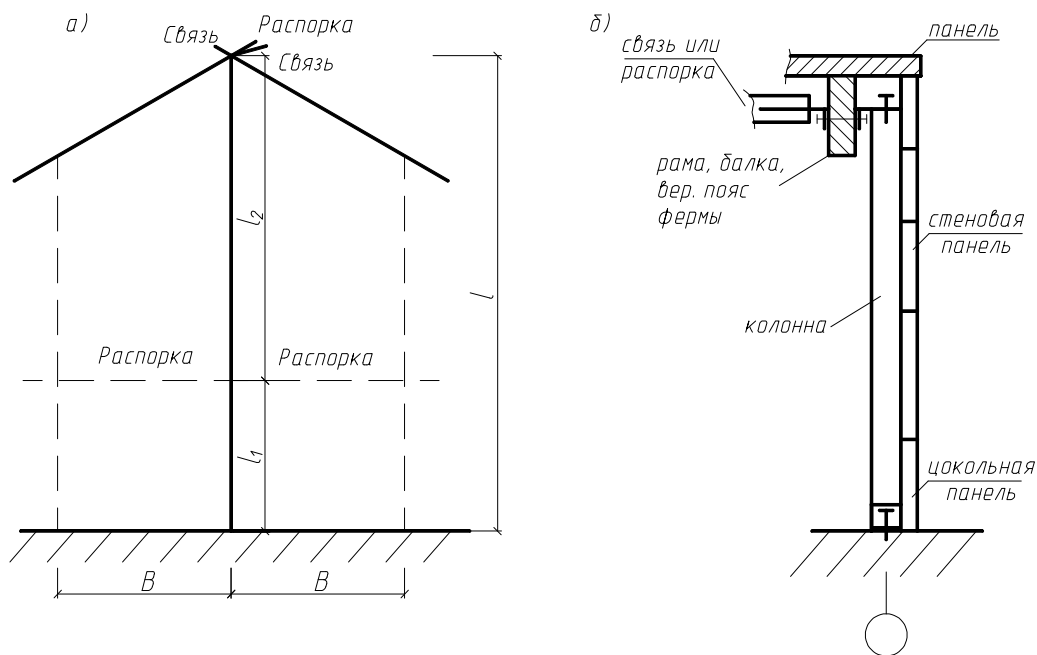
Расчет стоек фахверка производят как сжато-изогнутых элементов, в которых изгибающий момент вызван горизонтальной ветровой нагрузкой, а продольная сила – нагрузкой от собственной массы стойки, стенового ограждения и редко части покрытия. Изгибающий момент вычисляется как в однопролетной балке с шарнирным опиранием концов.

При значительных нагрузках узел опирания стойки на фундамент рассчитывается на смятие торца стойки и материала фундамента от осевой силы. Поперечная сила  $Q = 0,5 \cdot w \cdot l$  воспринимается болтами, передается через стальные траверсы, или просто уголки, и на фундамент.

Из плоскости действия момента стойка рассчитывается из условия обеспечения устойчивости только от вертикальной нагрузки, для чего могут устанавливаться распорки между стойками. В этом случае расчетная длина из плоскости равна наибольшему расстоянию между закреплениями  $l_1$  и  $l_2$ .

Расчет выполняем по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M^0}{W} \leq R_c$$



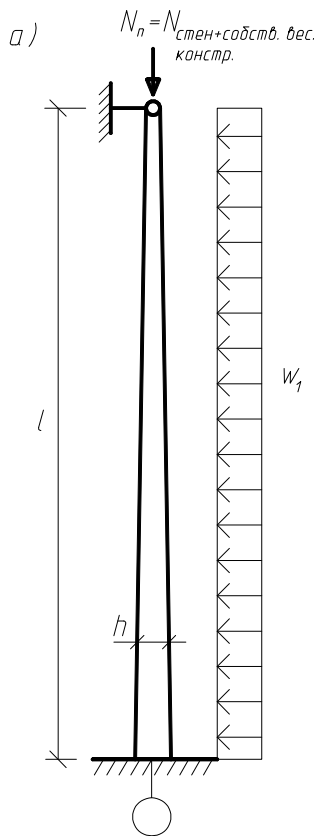
**Рис. 10.1. Торцевой фахверк.**  
а) расчетная схема; б) конструктивная схема

Расчет фахверковой колонны можно выполнять по двум расчетным схемам:

1) от вертикальных нагрузок, сосредоточенных на верху колонны и ветровой нагрузки;

2) от вертикальных нагрузок, в т. ч. от стенового ограждения, момента от стенового ограждения и ветра.

### I вариант



$$\sigma_1 = \frac{N_n}{A} + \frac{M^0}{W} \leq R_c \cdot m_{yp}; \quad N_n = N_k + N_c;$$

$$M^0 = \frac{M_1}{\xi}; \quad M_1 = \frac{w_1 \cdot l^2}{8}; \quad w_1 = w_0 \cdot k \cdot c_1 \cdot \gamma_f \cdot n_a \cdot B; \quad c_1 = 0,8;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_c}; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda^2}; \quad \lambda = \frac{l_0}{i};$$

$h$  – высота сечения стойки,  $i = 0,29 \cdot h$ ;

$w_0$  – нормативный скоростной напор по климатическому ветровому району;

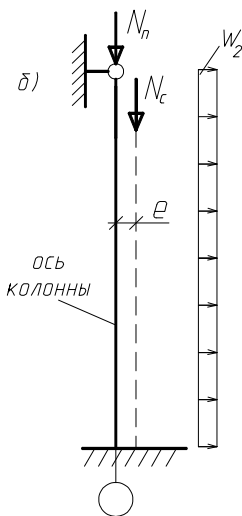
$k$  – коэффициент увеличения скоростного напора по высоте здания (10 м) и сооружения [3];

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

$n_a$  – коэффициент динамичности, учитывающий пульсационную составляющую ветрового напора ( $n_a = 1,1-1,3$ );

$m_{yp}$  – коэффициенты условий работы колонны.

### II вариант



$$M_{2n} = M_2 + N_c \cdot e; \quad \sigma_2 = \frac{N_n}{A} + \frac{M^0}{W} \leq R_c \cdot m_{yp}; \quad M_2 = \frac{w_2 \cdot l^2}{8};$$

$$M^0 = \frac{M_{2n}}{\xi}; \quad w_2 = w_0 \cdot k \cdot c_2 \cdot \gamma_f \cdot n_a \cdot B; \quad c_2 = 0,6; \quad N_n = N_k + N_c;$$

$N_c$  – вес стеновых панелей, опирающихся на колонну;

$e$  – эксцентриситет, расстояние от центра колонны до середины стеновых панелей;

$N_k$  – вес колонны;

$B$  – шаг фахверковых колонн.

Рис. 10.2. Расчетные схемы: а) I вариант; б) II вариант

### 10.1.1. Расчет опорного узла

Как правило, вертикальная нагрузка на нижнем торце колонны незначительна и проверку торца стойки на смятие можно не проводить.

Подбираем количество болтов, воспринимающих перерезывающую силу  $Q = 0,5 \cdot w \cdot l$  с назначением диаметра болта  $d = 16 \div 24 \text{ мм}$

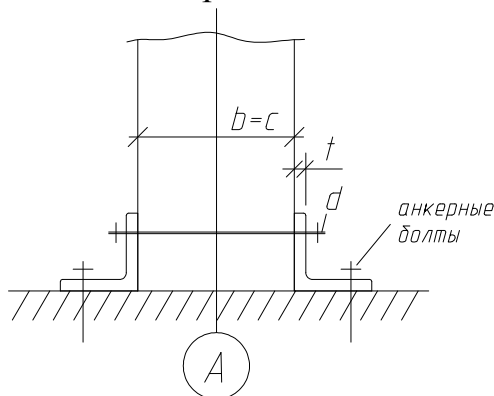


Рис. 10.3. Конструкция узла опирания колонны

Расчет производим как двухсрезное нагельное соединение по смятию среднего элемента и изгиба болта:  $T_c = 0,8 \cdot c \cdot d \text{ кН}$ ;

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2 \text{ кН}; \text{ но не более } 2,5 \cdot d^2 \text{ (размеры в см).}$$

$$\text{Количество болтов: } n = \frac{Q}{T_{\min} \cdot n_u}.$$

Проверка на смятие уголков в зоне опирания болтов:

$$\sigma = \frac{Q}{d \cdot t \cdot 2} \leq R_t \cdot \gamma_c, \text{ t – толщина стенки уголков.}$$

Определим количество анкерных болтов.

Принимаем  $d = 16 \div 24 \text{ мм}$ . Болты работают на срез.

$$n \geq \frac{Q}{n_c \cdot \gamma_c \cdot A \cdot R_{bs}},$$

$n_c$  – число срезов-1;

$\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы на срез;

$A$  – площадь болта (если линия среза проходит через резьбу, то  $A = A_{\text{нт}}$ ).

$R_{bs} = 20 \text{ кН/см}^2$  для болтов класса 5.8.

### 10.1.2. Расчет крепления верха колонны

Особенность крепления фахверковой колонны к несущим конструкциям заключается в том, и это известно уже из ранних курсов МК и ЖБК, что здесь должен быть сформирован листовой шарнир, не стесняющий вертикальные перемещения ригеля, через который не должна передаваться на колонну вертикальная нагрузка, а только горизонтальная от ветра.



В зависимости от проектного решения конструктивно реализуются несколько вариантов узла крепления кровельных и стеновых панелей (рис. 10.4). Передача горизонтальных усилий от верха колонны происходит через несущую конструкцию (или её часть, например, пояс) в узел примыкания связей. Таким образом, горизонтальные нагрузки от фахверка передаются на диск жесткости по покрытию.

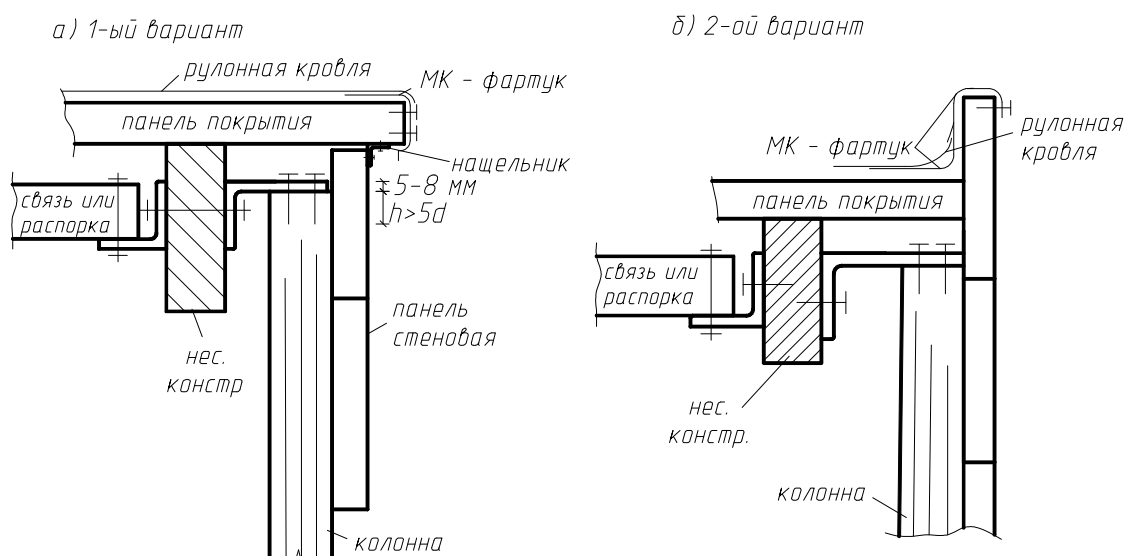
Определяем количество болтов или глухарей, прикрепляющих верх колонны.

Расчет производим как несимметричное нагельное соединение.

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d \text{ кН}; \quad c = h_{\text{глухаря}}; \quad h > 5 \cdot d; \quad d = 8 \div 12 \text{ мм};$$

$$T_s = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2, \text{ но не более } 2,5 \cdot d^2 \text{ ед}; \quad a = t_{\text{гвоздь}}; \quad (c, d, a - \text{ в см}).$$

Расстояние между болтами:  $S_1 = 7 \cdot d$  - вдоль волокон;  $S_2 = 3,5 \cdot d$  - поперек волокон. Расстояние от болта до кромки:  $S_3 = 3 \cdot d$  - поперек волокон.



**Рис. 10.4. Узел крепления верха колонны:**

а) 1-ый вариант; б) 2-ой вариант

## 10.2. Пример расчета

Запроектировать клееную фахверковую колонну теплового здания с шагом торцевых колонн  $B = 5 \text{ м}$ , высотой  $l = 6 \text{ м}$ . Район строительства г. Казань. Температурно-влажностные условия эксплуатации – А2.

Конструктивная и расчетная схемы колонны приведены на рис. 10.1 и рис. 10.2.

### 10.2.1. Сбор нагрузок, действующих на колонну

Основными нагрузками для колонн являются постоянные (вес стенового ограждения, собственный вес колонны), кратковременные (ветровая) нагрузки.

Для расчета принимаем стены, выполненные с использованием клефанерных панелей. В качестве несущей конструкции здания принята клеедеревянная балка.

В таблице 10.1 представлены данные о равномерно распределенных вертикальных нагрузках, действующих на колонну.

Таблица 10.1

Наименование и подсчет нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_c$	Расчетная нагрузка, кПа
1	2	3	4
Постоянные: Фанерные обшивки $(0,008 + 0,006) \cdot 700 \cdot 10^{-2}$	0,098	1,1	0,108
Продольные ребра каркаса $4 \cdot 0,04 \cdot 0,117 \cdot 500 \cdot 10^{-2} / 1,5$	0,062	1,1	0,069
Поперечные ребра $9 \cdot 0,04 \cdot 0,117 \cdot 0,433 \cdot 500 \cdot 10^{-2} / 2,98 \cdot 1,5$	0,020	1,1	0,022
Утеплитель $0,117 \cdot (1,5 - 4 \cdot 0,04) \cdot 40 \cdot 10^{-2} / 1,5$	0,042	1,2	0,050
Собственная масса колонны	$q_k^H = 0,058$	1,1	$q^k = 0,064$
Всего	$q_n^H = 0,28$		$q_n^H = 0,313$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  на высоте  $H$  над поверхностью земли определяется по формуле 6 [3]

$$w_m = w_0 \cdot k \cdot c,$$

где  $w_0$  - нормативное значение ветрового давления [3];  $k$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте [3];  $c$  - аэродинамический коэффициент [3].

Нормативное значение ветрового давления по высоте  $w_0 = 0,3 \text{ кН/м}^2$  для II района (г. Казань) принимается по таблице 5 [3] в зависимости от типа местности. Принимаем тип местности В (городская застройка).

Значение  $c_1$  и  $c_2$  принимаются по приложению 4. п. 3 [3].

Расчетные погонные нагрузки от ветра:

наветренная сторона -  $w_1 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_1 \cdot c_1 \cdot B = 0,3 \cdot 1,4 \cdot 0,53 \cdot 0,8 \cdot 5 = 0,89 \text{ кН/м}$ ;

разряженная область -  $w_2 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_2 \cdot c_2 \cdot B = 0,3 \cdot 1,4 \cdot 0,53 \cdot 0,6 \cdot 5 = 0,67 \text{ кН/м}$ ,

где  $\gamma_f = 1,4$  - коэффициент надежности по ветровой нагрузке, принятый по п. 6.11 [3].

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки на верхней точке колонны:

$$W_1 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_2 \cdot c_1 \cdot \frac{l}{2} \cdot B = 0,3 \cdot 1,4 \cdot 0,53 \cdot 0,8 \cdot 3 \cdot 5 = 2,67 \text{ кН};$$

$$W_2 = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k_2 \cdot c_2 \cdot \frac{l}{2} \cdot B = 0,3 \cdot 1,4 \cdot 0,53 \cdot 0,6 \cdot 3 \cdot 5 = 2,01 \text{ кН},$$

где  $l$  - высота колонны (грузовой площади).

Вертикальная нагрузка на колонну от стен:

$$N_c = q \cdot B \cdot l = 0,313 \cdot 5 \cdot 6 = 9,39 \text{ кН} = 9,39 \cdot 10^{-3} \text{ МН}.$$

Для расчета по двум вариантам загрузжений необходимо дополнительно определить и эксцентриситет от установки стенового ограждения.

$$e = \frac{h_k}{2} + \frac{h_n}{2} = \frac{0,40}{2} + \frac{0,12}{2} = 0,2 + 0,06 = 0,26 \text{ м}$$

$h_k$  - высота сечения колонны;  $h_n$  - толщина стеновой панели.

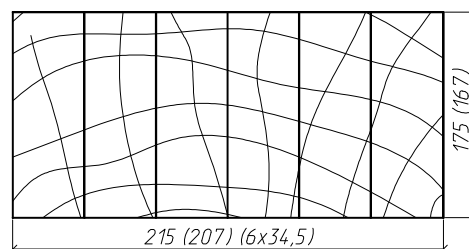
### 10.2.2. Расчет дощатоклееной колонны

Задаемся размерами сечения колонны, исходя из предельной гибкости  $\lambda_{\max} = 120$  по таблице 4 [1].

$$h_{\text{до}} \geq \frac{N \cdot \mu_0}{0,289 \cdot \lambda_{\max}} = \frac{600 \cdot 1}{0,289 \cdot 120} = 17,3 \text{ м},$$

где  $\mu_0$  - коэффициент, принимаемый по п. 4.21 [1] как шарнирное закрепление по концам к основанию и к жесткому диску покрытия с  $\mu_0 = 1$ .

Принимаем по приложению 1 размеры досок 40x175.



**Рис. 10.5. Размеры колонны до и после механической обработки**

Поперечное сечение дощатоклееной колонны komponуем из 6 досок. Тогда поперечное сечение колонны с учетом фрезерования досок согласно приложению 3 составит:  $h_e = 6 \cdot a = 6 \cdot 34,5 = 207 \text{ мм}$ ;  $b \times h = 167 \times 207 \text{ мм}$ .

Собственная масса колонны по формуле

$$N_k = 0,167 \cdot 0,207 \cdot 6 \cdot 500 \cdot 10^{-2} \cdot 1,1 = 1,14 \text{кН}.$$

Полная вертикальная постоянная нагрузка:

$$N_n = N_c + N_k = 9,39 + 1,14 = 10,53 \text{кН}.$$

Изгибающие моменты в колонне по формулам:

$$M_1 = \frac{w_1 \cdot l^2}{8} = \frac{0,89 \cdot 6^2}{8} = 4 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2n} = \frac{w_2 \cdot l^2}{8} + N_c \cdot e = \frac{0,67 \cdot 6^2}{8} + 9,39 \cdot 0,26 = 5,45 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

В дальнейших расчетах принимаем  $M_{\max}$  по второму варианту равным 5,45кН

Поперечная сила у основания колонны:

$$Q_1 = \frac{w_1 \cdot l}{2} = \frac{0,89 \cdot 6}{2} = 2,67 \text{кН};$$

$$Q_2 = \frac{w_2 \cdot l}{2} = \frac{0,67 \cdot 6}{2} = 2,01 \text{кН}.$$

В последующих расчетах принимаем  $Q_{\max} = 2,67 \text{кН}$  (1 вариант).

Геометрические характеристики сечения колонны:

$$A_{\text{расч}} = b \cdot h = 16,7 \cdot 20,7 = 345,69 \text{см}^2 = 34,57 \cdot 10^{-3} \text{м}^2;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{16,7 \cdot 20,7^2}{6} = 1,19 \cdot 10^{-3} \text{м}^3;$$

$$S_{\text{оп}} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{16,7 \cdot 20,7^2}{8} = 0,894 \cdot 10^{-3} \text{м}^3;$$

$$I_{\text{до}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{16,7 \cdot 20,7^3}{12} = 12,34 \text{м}^4.$$

$$\text{Радиус инерции: } r = \sqrt{\frac{I_{\text{до}}}{A_{\text{до}}}} = \sqrt{\frac{12,34}{34,57 \cdot 10^{-3}}} = 16 \text{см}.$$

Гибкость колонны при принятом сечении равна:

$$\lambda = \frac{l \cdot \mu_0}{r} = \frac{600 \cdot 1,0}{16} = 37,5 < \lambda_{\max} = 120.$$

Коэффициент продольного изгиба определяется по формуле 8 [1], так как  $\lambda < 70$ , то

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{37,5}{100}\right)^2 = 0,887.$$

$$\text{Коэффициент: } \xi = 1 - \frac{N_n}{\varphi \cdot R_c \cdot A_{\text{оп}}} = 1 - \frac{10,53 \cdot 10^{-3}}{0,887 \cdot 16,42 \cdot 34,57 \cdot 10^{-3}} = 0,981,$$

где  $R_c$  - расчетное сопротивление древесины 2-го сорта;

$$R_c = 13 \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\sigma} \cdot m_{\epsilon} \cdot \frac{m_n}{\gamma_n} = 13 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1,2}{0,95} = 16,42 \text{МПа}.$$

Тогда

$$\sigma_c = \frac{N_n}{A_{расч}} + \frac{M}{W_{расч} \cdot \xi} = \frac{10,53 \cdot 10^{-3}}{34,57 \cdot 10^{-3}} + \frac{5,45 \cdot 10^{-3}}{1,19 \cdot 10^{-3} \cdot 0,981} = 0,27 + 4,67 = 4,94 < R_c = 16,42 \text{ МПа}.$$

Скалывающие напряжения по формуле 18 [1]

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\dot{a}\dot{d}}}{I_{\dot{a}\dot{d}} \cdot b} = \frac{2,67 \cdot 0,894 \cdot 10^{-3}}{12,3 \cdot 10^{-3} \cdot 0,167} = 228,3 \dot{I} \dot{a} = 0,228 \dot{I} \dot{a} < R_{\dot{a}\dot{d}} = 1,95 \dot{I} \dot{a},$$

где  $R_{ск}$  - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе клееных элементов из древесины 2-го сорта.

$$R_{ск} = 1,5 \cdot m_{сн} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\sigma} \cdot \frac{m_u}{\gamma_n} = 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1,2}{0,95} = 1,95 \text{ МПа}.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемой колонны по формуле:

$$\frac{N_n}{\varphi \cdot R_c \cdot A_{\dot{a}\dot{d}}} + \left( \frac{\dot{I} \dot{a}}{\varphi_i \cdot R_u \cdot W_{\dot{a}\dot{d}}} \right)^n = \frac{10,53 \cdot 10^{-3}}{0,981 \cdot 16,42 \cdot 34,57 \cdot 10^{-3}} + \frac{5,45 \cdot 10^{-3}}{8,28 \cdot 16,42 \cdot 1,19 \cdot 10^{-3}} =$$

$$= 0,0168 + 0,0337 = 0,05 < 1,$$

$$\text{где } \varphi_i = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\delta} = 140 \cdot \frac{16,7^2 \cdot 2,54}{600 \cdot 20,7} = 8,28; \quad n = 1.$$

Устойчивость из плоскости колонны обеспечивается за счет стенового ограждения фахверка.

### 10.2.3. Расчет опорного узла

Конструктивное исполнение узла приведено на рисунке 10.3.

Проверим торцевую поверхность колонны на смятие от вертикальной нагрузки  $N_n$ :

$$\sigma_c = \frac{N_n}{A_{расч}} = \frac{10,53 \cdot 10^{-3}}{34,57 \cdot 10^{-3}} = 0,27 \text{ МПа} \leq R_c = 16,42 \text{ МПа}$$

Перерезывающая сила в узле:  $Q_{\max} = Q_1 = 2,67 \text{ кН}.$

Расчет производим как двухсрезное нагельное соединение по смятию среднего элемента и изгибу болта ( $d = 20 \text{ мм}$ ):

$$T_c = 0,8 \cdot c \cdot d = 0,8 \cdot 16,7 \cdot 2 = 26,72 \text{ кН};$$

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2 = 1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 1^2 = 7,22 \text{ кН}, \text{ но не более } 2,5 \cdot d^2 = 2,5 \cdot 2^2 = 10 \text{ кН}.$$

$$\text{Количество болтов: } n = \frac{Q}{T_{\min} \cdot n_u} = \frac{2,67}{7,22 \cdot 2} = 0,18.$$

Принимаем 1 болт диаметром  $d = 20 \text{ мм}$  с креплением к уголку  $100 \times 100 \times 10 \text{ мм}$ .

Проверим на смятие стенки уголка от давления болта.

$$\sigma_{см} = \frac{Q}{d \cdot t \cdot n \cdot 2} = \frac{2,67}{0,02 \cdot 0,01 \cdot 1 \cdot 2} = 6675 \text{ кПа} = 6,67 \text{ МПа} \leq R_{bs} = 20 \text{ МПа}.$$

Определяем количество анкерных болтов  $d = 20 \text{ мм}$ , работающих на срез.

$$n = \frac{Q}{A_{nm} \cdot R_{bs} \cdot \gamma_c \cdot n_c \cdot 2} = \frac{2,67 \cdot 10^{-3}}{2,45 \cdot 10^{-4} \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2} = 0,27,$$

$A_{nm}$  - площадь болта по резьбе,  $A_{nm} = 2,54 \text{ см}^2$  для  $d = 20 \text{ мм}$ ,  $R_{bs} = 20 \text{ кН/см}^2$  для болтов класса 5.8. Принимаем 1 болт  $d = 20 \text{ мм}$  с каждой стороны колонны.

#### 10.2.4. Расчет узла крепления верха колонны

Конструктивные решения узла приведены на рисунке 10.4. Цель конструкции листового шарнира:

- передать горизонтальное усилие от ветровой нагрузки на жесткий остов здания;
- не воспринимать вертикальные нагрузки от покрытия.

Передача горизонтальной нагрузки (перерезывающей силы)  $Q = 2,67 \text{ кН}$  может производиться через гнутый уголковый элемент или неравнополочный уголок (в зависимости от размеров сечения колонны) с помощью глухарей  $d = 6 \div 12 \text{ мм}$ . Расчет производим как несимметричное нагельное соединение:

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d; \quad c = h_{\text{свободу}}; \quad h > 5 \cdot d.$$

Принимаем глухарь  $d = 8 \text{ мм}$ ,  $h = 50 \text{ мм}$

$$T_c = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,8 = 1,4 \text{ кН};$$

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot d^2; \quad \text{но не более } 2,5 \cdot d^2; \quad a = t_{\text{пластины}};$$

$$T_u = 1,8 \cdot 0,8^2 + 0,02 \cdot 0,5^2 = 1,16 \text{ кН}; \quad \text{но не более } 2,5 \cdot d^2 = 1,6 \text{ кН}.$$

$$\text{Количество глухарей: } n = \frac{Q}{n_\phi \cdot T_{\min}} = \frac{2,67}{1 \cdot 1,16} = 2,3.$$

Принимаем три глухаря, расположенных в шахматном порядке на торце колонны по схеме (рис. 10.6). На расстоянии не менее  $3,5 \cdot d$  между глухарями и  $3 \cdot d$  от края:  $S_1 = 3,5 \cdot d = 28 \text{ мм}$ ;  $S_2 = 3 \cdot d = 25 \text{ мм}$ .

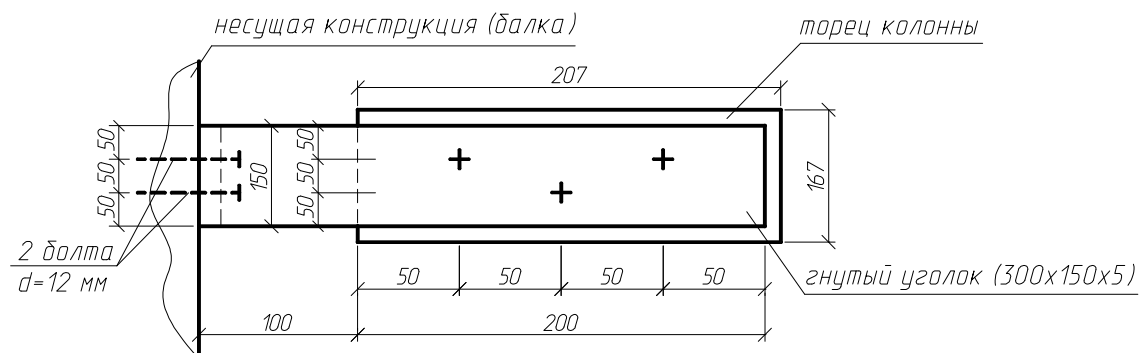


Рис. 10.6. Расположение глухарей на торце фахверковой колонны

Для соединения торца колонны к несущему элементу используем гнутый уголок из пластины толщиной 5 мм и два болта диаметром  $d = 12 \text{ мм}$ .

Проверим смятие древесины под шайбами ( $45 \times 45 \times 4 \text{ мм}$ ) болтов поперек волокон.

$$\sigma_{с.М90} = \frac{Q}{2 \cdot A_{ш}} = \frac{2,67}{2 \cdot 2,025 \cdot 10^{-3}} = 0,66 < R_{с.М90} = 4 \text{ МПа},$$

$$A_{ш} = 4,5 \cdot 4,5 = 20,25 \text{ см}^2 = 2,025 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$R_{с.М90} = 4 \text{ МПа}; \quad S_1 = 3,5 \cdot d = 42 \text{ мм}; \quad S_2 = 3 \cdot d = 36 \text{ мм}.$$

С другой стороны несущего элемента (балки) эти же два болта крепят с помощью уголка связи или распорку (см. схему связей по покрытию).

## 11. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Как известно, в обывательском представлении конструкции из древесины в незащищенном виде являются наиболее пожароопасными среди конструкций из других основных конструкционных материалов. И, тем не менее, есть серьезные теоретические и практические основания утверждать, что деревянные конструкции при грамотном проектировании могут быть одними из наиболее безопасных при возникновении пожара с точки зрения сохранности здания, оборудования и людей.

Для обоснования этого утверждения необходимо сначала установить, какие пожарно-технические характеристики конструкций являются наиболее значимыми для безопасности при возникновении пожара и какими средствами их можно обеспечить.

Основной Федеральный закон №123-ФЗ (обязательный для исполнения), устанавливающий требования к пожарной безопасности строительных конструкций, не содержит исчерпывающей информации о предъявляемых требованиях к пожарно-техническим характеристикам строительных конструкций и о способах их обеспечения в каждом конкретном случае. Им посвящены добровольно применяемые нормативные документы, приведенные в Перечне национальных стандартов и сводов правил, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ. Применительно к строительным конструкциям данный перечень, а также содержание документов перечня все же нельзя считать достаточными и выверенными для практической проектной и строительной деятельности, поэтому работы по их совершенствованию в соответствующих ведомствах, надо полагать, активно ведутся.

### 11.1. Основные пожарно-технические характеристики

Данные пожарно-технические характеристики установлены для всех видов зданий и сооружений, выполняемых из различных строительных материалов.

**Класс функциональной пожарной опасности зданий** (сооружений, пожарных отсеков) – характеристика, определяемая назначением, особенностями эксплуатации и технологическими процессами в данном здании. **Фактический** класс функциональной пожарной опасности устанавливается согласно №123-ФЗ и принимает значения Ф1, Ф2, Ф3, Ф4, Ф5. У каждого класса возможны также подклассы – Ф1.1, Ф1.2 и т.д.

**Степень огнестойкости зданий** (сооружений, пожарных отсеков) – характеристика, определяемая пределами огнестойкости конструкций (*см. ниже*), применяемых для строительства указанных зданий (сооружений, пожарных отсеков). **Требуемая** степень огнестойкости устанавливается в СП



2.13130.2009, а также в строительных нормах, посвященных проектированию зданий и сооружений требуемого назначения (например, СП 118.13330.2012 “Общественные здания и сооружения”, СП 44.13330.2011 “Административные и бытовые здания”, СП 54.13330.2011 “Здания жилые многоквартирные”, СП 55.13330.2011 “Дома жилые одноквартирные”, СП 56.13330.2011 “Производственные здания” и т.д.) в зависимости от заданных параметров здания – этажности, вместимости и пр. Принимает значения I, II, III, IV, V.

**Класс конструктивной пожарной опасности зданий** (сооружений, пожарных отсеков) – характеристика, определяемая степенью участия строительных конструкций в развитии пожара и образовании опасных факторов пожара. Требуемый класс конструктивной пожарной опасности устанавливается в СП 2.13130.2009, а также в вышеперечисленных строительных нормах, посвященных проектированию зданий и сооружений требуемого назначения в зависимости от заданных параметров здания – этажности, вместимости и пр. Принимает значения С0, С1, С2, С3.

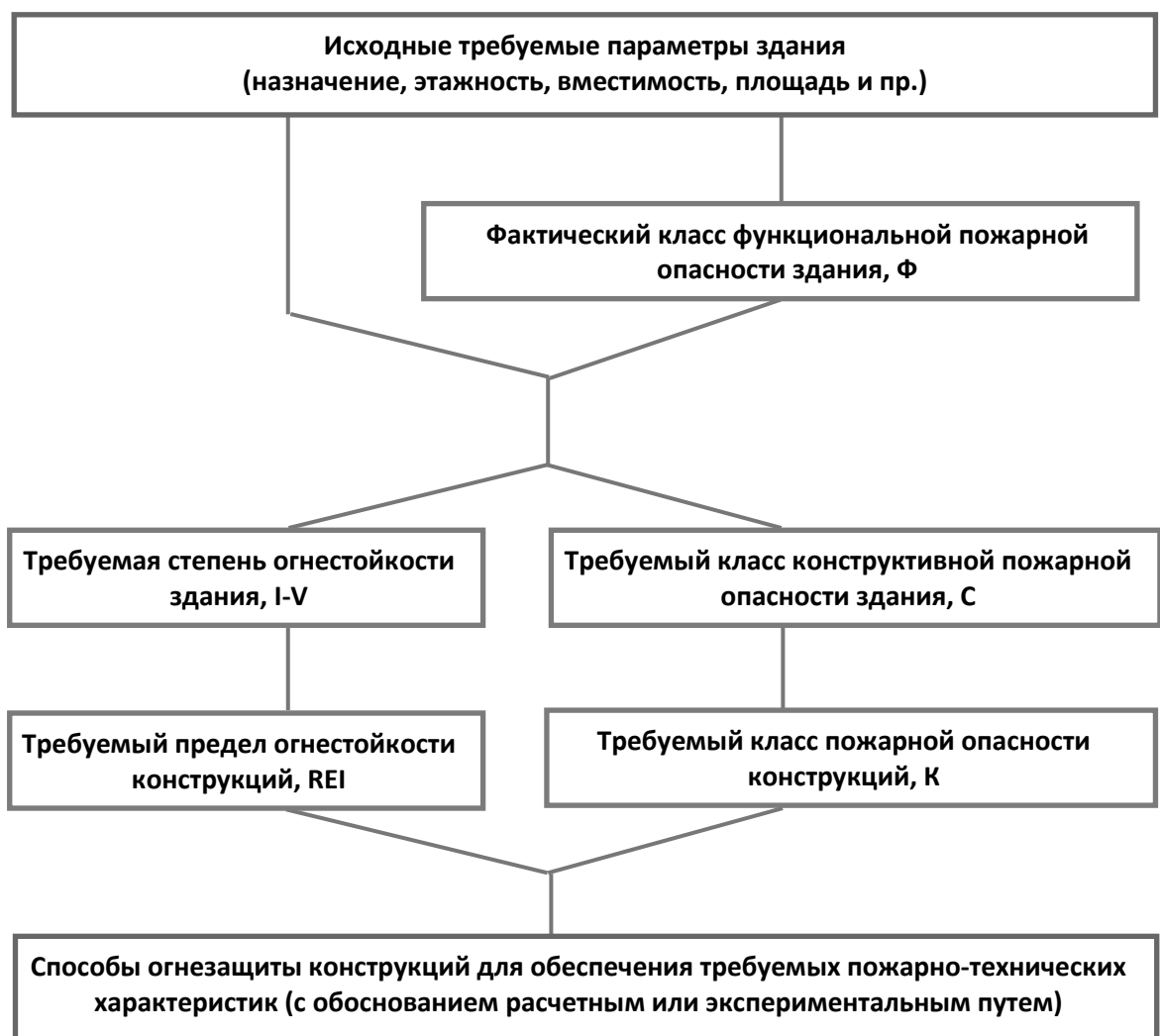
**Предел огнестойкости конструкции** – промежуток времени от начала огневого воздействия в условиях стандартных испытаний до наступления одного из нормированных для данной конструкции предельных состояний. Согласно ГОСТ 30247.0-94 существуют следующие основные виды предельных состояний строительных конструкций по огнестойкости: потеря несущей способности вследствие обрушения конструкции или возникновения предельных деформаций (индекс “R”), потеря целостности в результате образования в конструкциях сквозных трещин или отверстий, через которые на необогреваемую поверхность проникают продукты горения или пламя (индекс “E”), потеря теплоизолирующей способности вследствие повышения температуры на необогреваемой поверхности конструкции до предельных для данной конструкции значений (индекс “I”). Например, предел огнестойкости “RE 60” означает, что конструкция должна иметь каждый из установленных для нее пределов огнестойкости (по потере несущей способности или потере целостности) не менее 60 минут. Требуемый предел огнестойкости устанавливается по табл.21 №123-ФЗ в зависимости от требуемой степени огнестойкости.

**Класс пожарной опасности конструкции** – характеристика пожарной опасности конструкции, определяемая по результатам стандартных испытаний ГОСТ 30403-96 и зависит от способности конструкции распространять огонь и выделять продукты горения. Требуемый класс пожарной опасности устанавливается согласно табл.22 №123-ФЗ. Принимает значения К0, К1, К2, К3.

## 11.2. Порядок определения требуемых пожарно-технических характеристик

Данный порядок, который соблюдается на стадии проектирования зданий, можно изобразить в виде алгоритма на рис.11.1.

При невозможности обеспечить соответствие фактических пожарно-технических характеристик требуемым значениям либо изменяются конструктивные решения (материалы, виды конструкций и пр.), либо исходные параметры здания (этажность, вместимость и пр.), либо выполняется подготовка специальных технических условий, которые обеспечивают безопасную эксплуатацию здания, несмотря на отступление от норм.



*Рисунок 11.1. Определение требуемых пожарно-технических характеристик конструкций*

Наибольшего внимания в практике проектирования требует последний цикл приведенной диаграммы, который отвечает за соответствие фактических пожарно-технических показателей требуемым.

Фактический предел огнестойкости и класс пожарной опасности строительных конструкций определяется, во-первых, в условиях стандартных испытаний по методикам, установленным нормативными документами по пожарной безопасности. Например, для опытного определения предела огнестойкости необходимо подвергнуть огневому испытанию конструкцию проектных размеров (или с размерами не менее регламентируемых стандартами на методы испытаний на огнестойкость конкретных типов конструкций) в двух экземплярах.

Во-вторых, пределы огнестойкости и классы пожарной опасности строительных конструкций, аналогичных по форме, материалам, конструктивному исполнению строительным конструкциям, прошедшим огневые испытания, могут определяться расчетно-аналитическими методами, установленными нормативными документами по пожарной безопасности.

К сожалению, несмотря на то, что к настоящему времени накоплен значительный экспериментальный материал на основе огневых испытаний конструкций, несмотря на то, что уже не одно десятилетие существуют расчетно-аналитические методики для определения фактических значений пожарно-технических характеристик, а также на то, что еще в XX веке в отечественной системе нормативов существовали официальные справочники для определения пожарно-технических характеристик конструкций, в настоящее время утвержденных законом расчетно-аналитических методов или справочников для определения предела огнестойкости и класса пожарной опасности деревянных конструкций без проведения огневых испытаний не существует, что может способствовать только неоправданному проведению дополнительных огневых испытаний, требующих значительных затрат времени и финансовых средств.

### **11.3. Особенности воздействия огня на деревянные конструкции**

Горение древесины – это процесс быстрого соединения продуктов термического разложения древесины с кислородом воздуха, сопровождающийся выделением тепла, дыма, пламени. Причем процесс горения носит поверхностный характер и продолжается до тех пор, пока есть приток воздуха и пока теплота сгорания не рассеивается, а достаточна для нагревания новых участков. При 110°C древесина высыхает и из нее начинают выделяться летучие вещества, имеющие запах. При 110-150°C наблюдается пожелтение древесины и интенсификация выделения летучих веществ. При 150-250°C появляется коричневая окраска древесины в связи с ее обугливанием, а при 250-300°C (для расчетов принимается 270°C) происходит воспламенение. Температура самовоспламенения древесины (воспламенение в результате самоинициируемых экзотермических процессов

без источника зажигания) находится в пределах 350-450°C. Таким образом процесс термического разложения древесины происходит в две фазы: первая фаза наблюдается при нагреве до температуры воспламенения около 270°C и характеризуется поглощением тепла, а вторая фаза (собственно процесс горения) характеризуется выделением тепла. Вторая фаза, в свою очередь разделяется на два периода: сгорание газов, образующихся при термическом разложении древесины (пламенная фаза горения) и сгорание образовавшегося древесного угля (фаза тления).

Основываясь на особенностях процесса горения древесины можно выделить следующие основные способы затруднения или предотвращения процесса горения (а значит огнезащиты):

- обработка древесины химическими препаратами (антипиренами), уменьшающими выход количества горючих газообразных продуктов горения, которые обуславливают пламенную фазу горения;
- нанесение на поверхность древесины (или введение вглубь древесины) веществ (антипиренов), которые при нагреве разлагаются с выделением негорючих газов, оттесняющих кислород воздуха от древесины и разбавляющих выделяющиеся из нее горючие газы;
- нанесение на поверхность составов (вспучивающихся покрытий), способных под воздействием температуры образовывать пористые слои закоксованного расплава органических веществ, вспененных при помощи выделяющихся при нагревании газов и обладающих значительной толщиной и низкой теплопроводностью.
- конструктивная защита, предотвращающая древесину от нагрева до критических температур воспламенения.

Однако и незащищенная древесина имеет значительную огнестойкость благодаря своим природным свойствам. Древесина обладает значительной удельной теплоемкостью (2,3 кДж/кг·°C), что сказывается на продолжительности ее нагрева для повышения температуры, например, на 1°C по сравнению с другими конструкционными материалами. Также древесина обладает низкой теплопроводностью поперек волокон (~0,18 Вт/м·°C), что затрудняет быстрый прогрев сечения деревянной конструкции вглубь. При этом на поверхности древесины, находящейся в огне, образовывается слой карбонизированного остатка (угольной “шубы”), который обладает аналогичным сопротивлением теплопередаче. Т.е. сгоревший слой древесины служит в некотором смысле огнезащитой. Для сравнения аналогичные характеристики других материалов приведены в таблице 11.1.

После возгорания древесина обугливается с примерно постоянной скоростью, значение которой зависит от влажности, плотности, размеров и формы сечения элемента и составляет для массивных клееных конструкций из древесины сосны 0,6÷1,0 мм/мин. Это обстоятельство может обеспечивать высокую огнестойкость несущих конструкций из дерева (предел

огнестойкости более 60 минут) только за счет определенных размеров сечения (без дополнительной обработки). При этом, чем больше пролет, а значит и сечение конструкции, тем ниже вероятность, что сечение придется дополнительно увеличивать для обеспечения требуемого предела огнестойкости.

Таблица 11.1

Материал	Коэффициент теплопроводности, Вт/м·°С	Удельная теплоемкость, кДж/кг·°С
Древесина поперек волокон	0,18	2,30
Железобетон	2,04	0,84
Сталь	58,00	0,48

Иначе ведут себя стальные конструкции из массивного горячекатаного (и тем более холоднокатаного тонкостенного) проката, которые обладая низкой теплоемкостью и высокой теплопроводностью прогреваются быстро и по всему сечению, что приводит к повышению их температуры до 470°С (критическая температура, при которой предел текучести снижается до напряжений от нормативной нагрузки, за чем следует обрушение конструкций) в течение 15 мин. К слову, это минимальный предел огнестойкости, которым обладают, например, деревянные дощатые конструкции с толщиной досок 40-50 мм при отсутствии огнезащитной обработки, влияющей на этот показатель.

Таким образом, дополнительная обработка деревянных конструкций требуется, в первую очередь, для снижения пожарной опасности конструкции (в первую очередь темпов распространения огня) и защиты стальных деталей, входящих в конструкцию узлов. Кстати, защита последних нередко осуществляется с помощью деревянных накладок или защитных слоев из древесины самой несущей конструкции.

#### **11.4. Обеспечение требуемого класса пожарной опасности конструкции**

Класс пожарной опасности конструкции в настоящее время может быть определен только экспериментально.

Экспериментальный способ определения класса пожарной опасности конструкции изложен в ГОСТ 30403-96, согласно которому данный параметр зависит от наличия теплового эффекта при горении (экзотермическая реакция), наличия пламенного горения продуктов распада конструкции, размеров повреждения конструкции, характеристик горючести, воспламеняемости, дымообразующей способности материала конструкции.

Испытание для оценки пожарной опасности конструкции проводится в специальных печах для 1-2 образцов конструкций проектного размера в ненагруженном состоянии в условиях стандартного теплового воздействия.

Продолжительность теплового воздействия должна соответствовать минимальному требуемому пределу огнестойкости испытываемой конструкции, но не должна превышать 45 мин.

Таблица 11.2

Класс пожарной опасности конструкций	Допускаемый размер повреждения конструкций, см		Наличие		Допускаемые характеристики пожарной опасности поврежденного материала		
	вертикальных	горизонтальных	теплого эффекта	горения	группа		
					горючести	воспламеняемости	дымообразующей способности
K0	0	0	н.д.	н.д.	-	-	-
K1	$\leq 40$	$\leq 25$	н.д.	н.д.	н.р.	н.р.	н.р.
	$\leq 40$	$\leq 25$	н.р.	н.д.	Г2	В2	Д2
K2	$> 40$ , но $\leq 80$	$> 25$ , но $\leq 50$	н.д.	н.д.	н.р.	н.р.	н.р.
	$> 40$ , но $\leq 80$	$> 25$ , но $\leq 50$	н.р.	н.д.	Г3	В3	Д2
K3	не регламентируется						
н.д. - не допускается, н.р. - не регламентируется							
<p>Цифра, заключенная в скобки после класса пожарной опасности, обозначает продолжительность теплового воздействия при испытании образца в минутах. Одна и та же конструкция может принадлежать к различным классам пожарной опасности в зависимости от времени теплового воздействия.</p> <p>Например:</p> <p>K0 (15) - конструкция класса K0 при времени теплового воздействия 15 мин;</p> <p>K1 (30) - конструкция класса K1 при времени теплового воздействия 30 мин;</p> <p>K2 (45) - конструкция класса K2 при времени теплового воздействия 45 мин;</p> <p>K1 (30) / K3 (45) - конструкция класса K1 при времени теплового воздействия 30 мин и класса K3 при времени теплового воздействия 45 мин.</p> <p>Без испытаний конструкций допускается устанавливать классы их пожарной опасности: K0 – для конструкций, выполненных только из материалов группы горючести НГ; K3 – для конструкций, выполненных только из материалов группы горючести Г4.</p> <p>Например, необработанная защитными средствами древесина принадлежит к классу K3, а сталь и железобетон – к классу K0.</p>							

Испытание для определения горючести материала проводят по методике ГОСТ 30244, воспламеняемости – по ГОСТ 30402, дымообразующей способности – по ГОСТ 12.1.044.

В результате испытаний конструкции подразделяются на классы по пожарной опасности в соответствии с таблицей 11.2 по наименее благоприятному показателю.

В качестве огнезащиты деревянных конструкций для повышения их класса пожарной опасности используют конструктивные и химические способы.

К конструктивным способам защиты относятся: облицовки трудногорючими или негорючими листовыми материалами (гипсокартонные, гипсоволокнистые и стекломгнезитовые листы, арболитовые, перлитовые, вермикулитовые плиты и т.д.), а также нанесение огнезащитных штукатурных растворов, которые в настоящее время применяются для защиты деревянных конструкций крайне редко по причине множества недостатков данной технологии.

К химическим способам относятся: покрытие поверхности деревянных конструкций огнезащитными красками, лаками, эмалями, а также пропитка или поверхностная обработка растворами солей (антипиренов), которые имеют разный принцип действия (см. раздел 3 настоящей главы), но один результат – затруднение процесса горения на поверхности древесины.

Для практического и аргументированного применения указанных способов огнезащиты, которые могли бы обеспечить требуемый класс пожарной опасности конструкции в конкретном случае, необходимо обладать сертификатом или иначе подтвержденными результатами испытания выбранного способа огнезащиты.

Например, в реестре сертификатов пожарной безопасности на момент написания настоящего учебного пособия находятся следующие сертифицированные (прошедшие испытания в установленном законом порядке) материалы и конструктивные решения для огнезащиты деревянных конструкций с целью повышения класса их пожарной опасности:

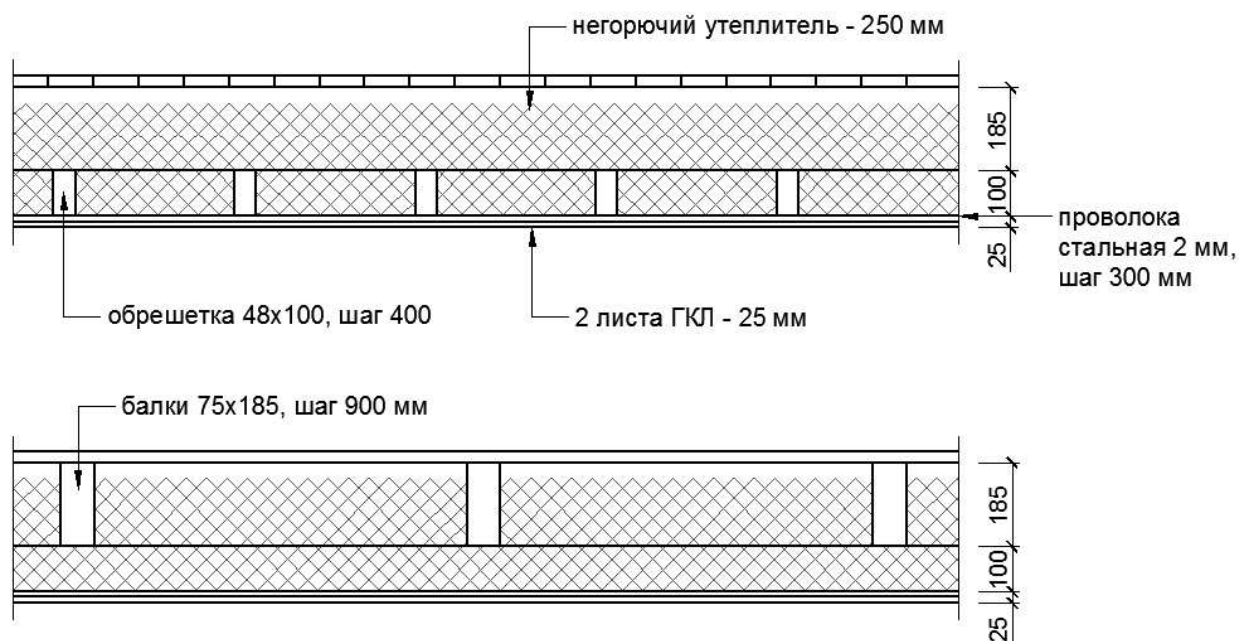
- Для отдельных несущих деревянных конструкций (например, конструкции бесчердачных покрытий):
  - ✓ огнезащитный состав «ФЕНИКС ДП» с покрывным слоем лака «Феникс ДП ТОП» с общей толщиной огнезащитного слоя 0,95 мм при расходе состава 1,5 кг/м<sup>2</sup> от производителя ООО "ПТК "А+В", имеет класс пожарной опасности К0(45) (сертификат до 09.2016 г.);
  - ✓ огнезащитный состав «ФЕНИКС ДП» с покрывным слоем лака «Феникс ДП ТОП» с общей толщиной огнезащитного слоя 0,65 мм при расходе состава 1,0 кг/м<sup>2</sup> от производителя ООО "ПТК "А+В", имеет класс пожарной опасности К0(30) (сертификат до 03.2015 г.);

- ✓ огнезащитная лаковая композиция "Латик КД" (четыре слоя огнезащитного лака "Латик" при расходе не менее 1200 г/кв.м и один слой отделочного лака "Защита" при расходе не менее 150 г/кв.м) от производителя ООО ТД "Ассоциация КрилаК", имеет класс пожарной опасности К0(45) (сертификат до 09.2014 г.);
- ✓ огнезащитный вспучивающийся состав ВД-АК-222 «Defender W» в три слоя при суммарной толщине покрытия 0,85 мм при расходе 1,53 кг/м<sup>2</sup>, имеет класс пожарной опасности К0(45) (сертификат до 05.2012 г.);
- Для конструкций перекрытий, в том числе чердачных:
  - ✓ перекрытие с несущими ребрами из доски 45x190 мм и теплоизоляцией из минераловатных плит толщиной 200 мм, облицованное снизу: лист OSB, толщиной 9 мм, два листа ГКЛ толщиной по 12,5 мм, и сверху: лист OSB, толщиной 22 мм, имеет класс пожарной опасности К1(45) (сертификат до 09.2017 г.);
  - ✓ перекрытие из клееного шпонированного бруса Kerto (LVL) сечением 51x260мм и теплоизоляцией из минераловатных плит толщиной 50 мм, облицованное снизу: лист OSB толщиной 10 мм, гипсокартонный лист толщиной 12,5 мм, и сверху: шпунтованная плита ДСП толщиной 22 мм, имеет класс пожарной опасности К1(45) (сертификат до 06.2014 г.).
- Для конструкций несущих стен и перегородок:
  - ✓ панели массивные деревянные стеновые толщиной не менее 180 мм, с обшивкой одним листом ГКЛ толщиной не менее 12 мм, имеет класс пожарной опасности К1(45) (сертификат до 05.2015 г.);
  - ✓ панели стеновые трехслойные «Экопан» толщиной не менее 164 мм с каркасом из деревянного бруса, утеплителем из пенополистирола ПСБ-С25Ф и двухсторонними однослойными обшивками из плит OSB, толщиной 12 мм, имеет класс пожарной опасности К1(45) (сертификат до 02.2015 г.);
  - ✓ панели массивные деревянные стеновые толщиной не менее 217 мм, с обшивкой гипсокартонным листом толщиной не менее 12 мм, имеет класс пожарной опасности К1(45) (сертификат до 11.2014 г.).

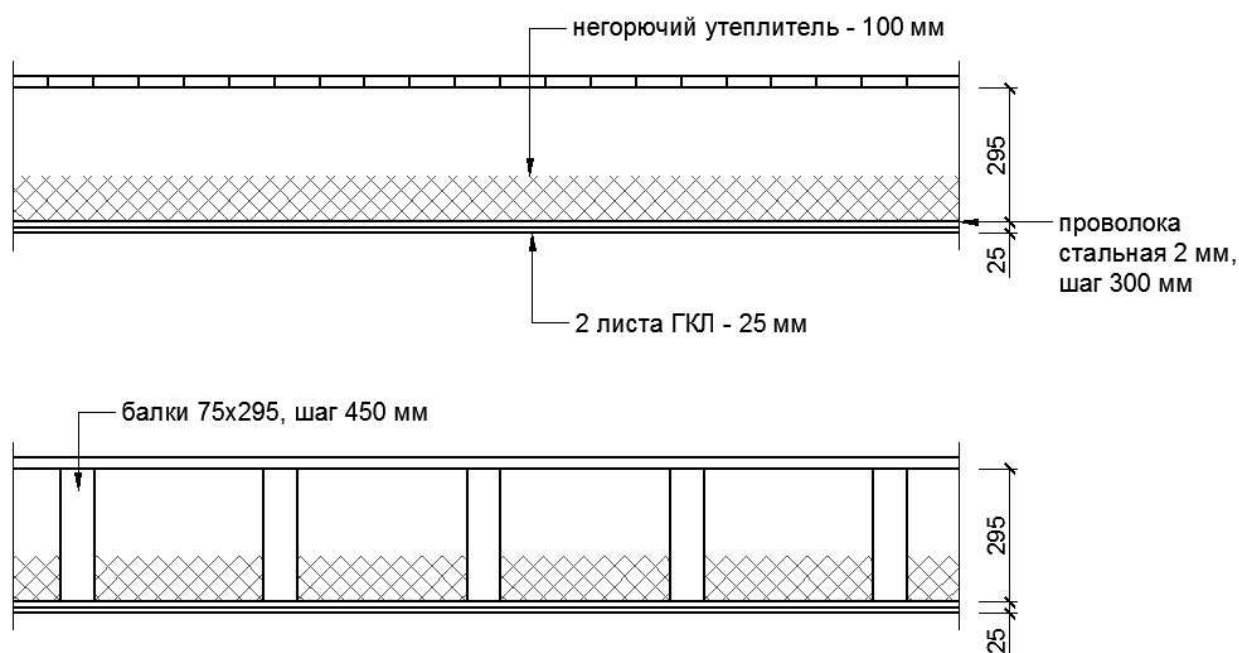
К сожалению, такой простой, распространенный и зарекомендовавший себя способ огнезащиты как обшивка деревянных конструкций гипсоволокнистыми или гипсокартонными листами со слоем негорючего утеплителя (имеется в виду отделка, совмещенная с огнезащитой, подходящая для различных перекрытий или стропильных систем мансардных этажей) не имеет постоянно действующего разрешения на применение с установленной



пожарно-технической характеристикой. Для применения данной огнезащиты в перекрытиях и покрытиях с различными конструктивными решениями (размеры сечения, шаг и взаимное расположение элементов) необходимо выполнить индивидуальные испытания образцов конструкций, результаты которых будут легитимны только для данной конструкции и только 3 года.



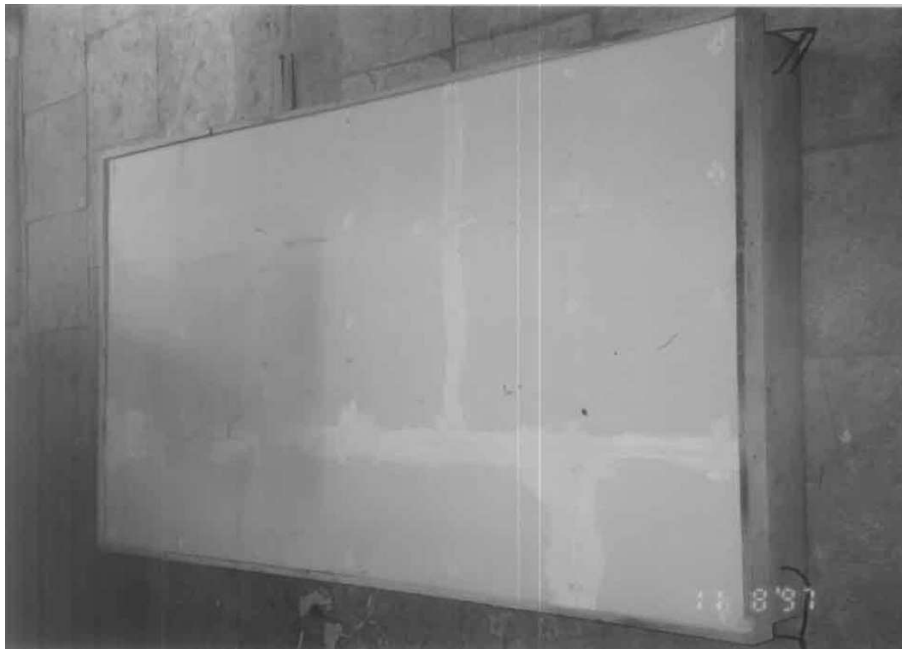
*Рисунок 11.2. Состав конструкции покрытия, испытанного по заказу фирмы "VELUX"*



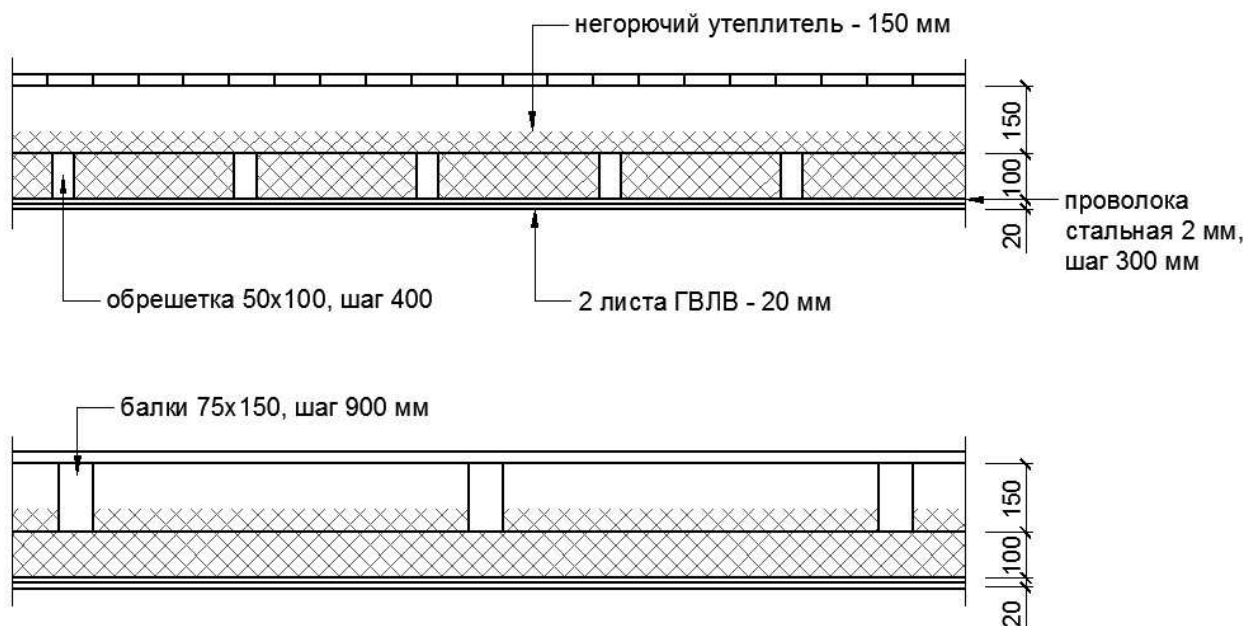
*Рисунок 11.3. Состав конструкции перекрытия, испытанного по заказу фирмы "VELUX"*



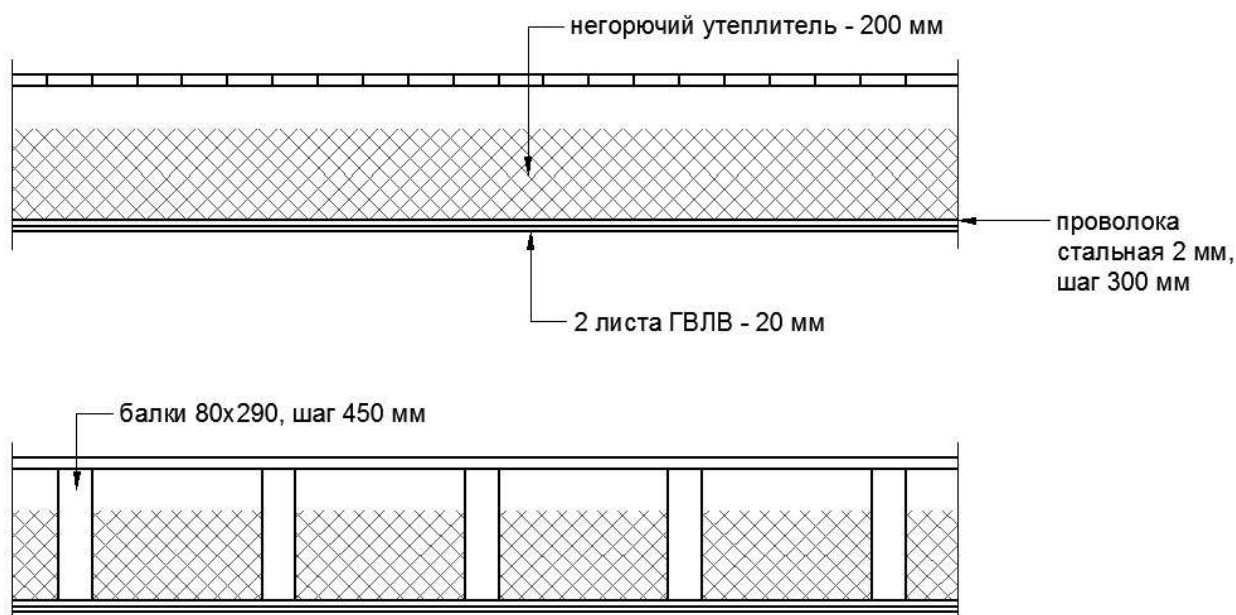
*Рисунок 11.4. Обогреваемая поверхность конструкции, испытанной фирмой “VELUX”*



*Рисунок 11.5. Обогреваемая поверхность конструкции, испытанной фирмой “VELUX”, после удаления нижнего слоя подшивки*



**Рисунок 11.6. Состав конструкции покрытия, испытанного по заказу фирмы ОАО “УРАЛГИПС КНАУФ”**



**Рисунок 11.7. Состав конструкции перекрытия, испытанного по заказу фирмы ОАО “УРАЛГИПС КНАУФ”**

Подобные испытания проводились в разное время различными организациями в лабораториях ВНИИПО.

В частности, фирма “VELUX” определяла экспериментально класс пожарной опасности для двух видов конструкций. Одна конструкция представляла собой традиционный состав совмещенного покрытия (рис. 11.2), другая – состав междуэтажного или чердачного перекрытия (рис. 11.3) с подшивкой двумя слоями ГКЛ по 12,5 мм каждый.

Отличительная особенность – использование стальной проволоки между листами ГКЛ и обрешеткой, сохраняющей проектное положение утеплителя после разрушения листов подшивки от воздействия огня.

В результате испытаний было установлено, что по всем признакам конструкция покрытия относится к классу пожарной опасности К0 (45). Кроме того, на рис.11.4 и 11.5 показаны фотографии обогреваемой поверхности после испытаний, которые свидетельствуют о сильном обугливание нижнего слоя подшивки и невредимости второго слоя. Это говорит о значительном резерве, который себя не проявил, поскольку ГОСТом 30403-96 установлен лимит времени на испытание для определения класса пожарной опасности – 45 минут.

Также испытания аналогичных конструкций были заказаны российскими предприятиями немецкой фирмы “KNAUF”.

Например, было показано, что конструкция перекрытия (рис.11.6) и покрытия (рис..11.7) мансардного этажа, принципиально отличающаяся от конструкции фирмы “VELUX” на рис.11.3 и 11.4 лишь тем, что в качестве подшивки использовалось 2 листа ГВЛВ по 10 мм каждый, соответствуют классу пожарной опасности К0(30).

### **11.5. Обеспечение требуемого предела огнестойкости конструкции**

Предел огнестойкости деревянной конструкции может быть определен как экспериментально, так и аналитически. При этом следует заметить, что по причинам отсутствия утвержденных строительными нормами методик расчета пределов огнестойкости рассматривать их можно только в учебно-методических или научных целях.

Экспериментально предел огнестойкости определяется согласно требованиям ГОСТ 30247.0-94 и ГОСТ 30247.1-94. Для испытания конструкции одного типа должны быть изготовлены два одинаковых образца проектных размеров или фрагменты конструкций с минимальным размером зоны огневого воздействия до 4 м. Предел огнестойкости конструкции (в минутах) определяется как среднее арифметическое результатов испытаний двух образцов. При этом максимальное и минимальное значения пределов огнестойкости двух испытанных образцов не должны отличаться более, чем на 20 % (от большего значения). Если результаты отличаются друг от друга больше, чем на 20 %, должно быть проведено дополнительное испытание, а предел огнестойкости определяется как среднее арифметическое двух меньших значений.

Образцы несущих и самонесущих конструкций должны испытываться под нагрузкой. Распределение нагрузки и условия опирания образцов должны соответствовать расчетным схемам, принятым в проекте. Испытательную нагрузку устанавливают из условия создания в расчетных сечениях образцов конструкций напряжений, соответствующих их проектным значениям. При этом для испытаний следует учитывать только

постоянные и временные длительные нагрузки в их расчетных значениях с коэффициентом надежности, равным 1,0.

Для аналитических расчетов конструкции с учетом требований огнестойкости необходимо решить две задачи – теплотехническую (закономерность распространения обугливания в глубь древесины и прогрева необугленной части сечения) и прочностную (зависимость свойств древесины от высокой температуры, расчет несущей способности конструкции).

Для отдельных несущих конструкций (элементов балок, арок, рам, ферм и пр.) ГОСТ 30247.1-94 устанавливает два предельных состояния – потеря несущей способности конструкции и узлов, а также достижение предельного прогиба или предельной скорости нарастания прогиба. При выполнении данных расчетов конструкций для различных видов напряженных состояний анализируются те же варианты потери несущей способности (потеря продольной устойчивости, потеря устойчивости плоской формы деформирования, потеря прочности по касательным, нормальным, радиальным напряжениям и пр.) и используются те же формульные выражения, что и при расчетах деревянных конструкций в обычных условиях согласно [1]. Однако содержание этих выражений может быть иное по причинам возможного изменения свойств древесины как конструкционного материала при воздействии высоких температур.

В общем случае в любую проверку несущей способности входят параметры, учитывающие силовой фактор (нагрузка, усилия), фактор геометрических характеристик сечения и расчетной схемы (размеры и форма сечения, статическая схема, расчетная длина и пр.), фактор механических свойств материала (расчетное сопротивление, модуль упругости). Рассмотрим изменение этих параметров при проведении аналитических расчетов с учетом воздействия огня.

Согласно методике испытания ГОСТ 30247.1-94 в эксперименте используется схема загрузки конструкции, идентичная проектной, но значение нагрузки для расчета с учетом требований огнестойкости складывается из расчетных постоянных и длительных временных нагрузок с коэффициентом надежности равным 1,0. Действительно, возникновение пожара (вероятность которого для конкретного здания не может быть значительной) именно в момент возникновения максимально возможного расчетного нагружения конструкции – случай с ничтожной вероятностью. Поэтому для практических строительных расчетов конструкций с учетом воздействия огня принимаются значения нагрузок с коэффициентом надежности 1,0.

Например, для некоторой усредненной (по собственному весу) совмещенной конструкции покрытия с плоской кровлей в г. Нижнем Новгороде (IV снеговой район) значения расчетной проектной нагрузки для

расчетов в обычных условиях и в условиях воздействия пожара соответственно составят [3]:

$$g + S = 80 + 240 = 320 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2},$$

$$\frac{g}{\gamma_f} + \frac{S_{\text{дт}}}{\gamma_f} \approx g \cdot 0,9 + S \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 80 \cdot 0,9 + 240 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 190 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}.$$

Таким образом, снижение принимаемой в расчетах с учетом требований огнестойкости нагрузки составляет 40%.

Геометрические характеристики сечения деревянного элемента при воздействии огня также изменяются. На рисунке 11.8 приведен пример сечения, обугленного при воздействии огня с трех сторон.

Глубина обугливания зависит от скорости обугливания  $V$ , которая в свою очередь зависит от влажности, плотности, размеров и формы сечения элемента и др. (см. Приложение 1) и сохраняет свое значение примерно постоянным при сохранении указанных условий. При этом начало процесса обугливания древесины может быть сдержано огнезащитными составами (на скорость обугливания древесины наличие таких составов не влияет):

$$\tau_f = \Pi_{\text{тр}} - \tau_0$$

$\tau_f$  – фактическая длительность воздействия огня на конструкцию;

$\Pi_{\text{тр}}$  – требуемый предел огнестойкости;

$\tau_0$  – время от начала теплового воздействия до воспламенения древесины конструкции. При отсутствии огнезащиты  $\tau_0$  принимается равным 4 мин (достижение температуры воспламенения  $270^\circ\text{C}$  на поверхности древесины после начала стандартного теплового воздействия пожара) [1]. В случае использования огнезащиты значение  $\tau_0$  можно принять по Приложению 1.

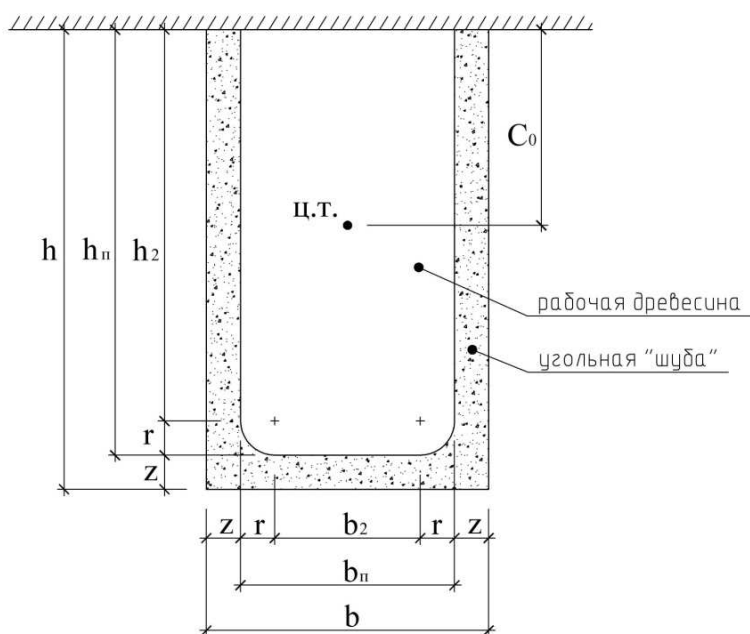


Рисунок 11.8. Сечение, обугленное после воздействия огня с трех сторон

Сразу за фронтом обугливания температура древесины снижается по гиперболическому закону на глубине 40-55 мм от температуры обугливания до эксплуатационной первоначальной температуры. А непосредственно за пределами угольной “шубы” (за фронтом обугливания) на глубину 5-7 мм простирается зона высокой температуры (230÷250°С), в пределах которой древесина не может оказывать значительного сопротивления возникающим напряжениям по причине изменения своих свойств.

Тогда глубина неработающего слоя сечения со стороны каждой грани при воздействии огня в течение времени  $\tau_f$  выразится формулой:

$$Z = V \cdot \tau_f + 0,7 \text{ см}$$

Существенно большему прогреву подвергаются угловые зоны сечения. В расчетах их принято принимать скругленными с радиусом  $r$ , равным глубине неработающего слоя  $Z$  (рис.11.8):

$$r = Z$$

В зависимости от формы необугленного сечения ( $b_2, h_2 > 0$  или  $= 0$ ) можно выделить несколько стадий горения. Однако для целей расчета допускается работа конструкции только в 1-й стадии ( $b_2, h_2 > 0$ ). Для случая обугливания сечения с трех сторон размеры сечения выразятся:

$$\begin{aligned} b_{\pi} &= b - 2 \cdot Z & b_2 &= b_{\pi} - 2 \cdot r \\ h_{\pi} &= h - Z; & h_2 &= h_{\pi} - r. \end{aligned}$$

Геометрические характеристики сохранившегося сечения определяются согласно правилам сопротивления материалов. Так, для представленного на рис.11.8 сечения, обугленного с трех сторон, геометрические характеристики определяются по формулам:

Площадь сечения:

$$F_{\pi} = b_{\pi} \cdot h_{\pi} - 0,429 \cdot r^2 > F_{\pi, \min} = 50 \text{ см}^2 [18].$$

Расстояние от защищенной грани до центра тяжести обугленного сечения:

$$C_0 = \frac{b_{\pi} \cdot \frac{h_2^2}{2} + b_2 \cdot r \cdot \left( h_2 + \frac{r}{2} \right) + \frac{\pi \cdot r^2}{2} \cdot \left( \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} + h_2 \right)}{b_{\pi} \cdot h_2 + b_2 \cdot r + \frac{\pi \cdot r^2}{2}}$$

Статический момент половины сечения относительно нейтральной оси:

$$S_{\pi} = \frac{b_{\pi} \cdot C_0^2}{2}$$

Момент инерции обугленного сечения:

$$\begin{aligned} I_{\pi} &= \left[ \frac{b_{\pi} \cdot h_2^3}{12} + b_{\pi} \cdot h_2 \cdot \left( \frac{h_2}{2} - C_0 \right)^2 \right] + \left[ \frac{b_2 \cdot r^3}{12} + b_2 \cdot r \cdot \left( h_2 + \frac{r}{2} - C_0 \right)^2 \right] + \\ &+ \left[ \frac{(9 \cdot \pi^2 - 64) \cdot r^4}{72 \cdot \pi} + \frac{\pi \cdot r^2}{2} \cdot \left( \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} + h_2 - C_0 \right)^2 \right] \end{aligned}$$

Момент сопротивления обугленного сечения:

$$W_{\pi} = \frac{I_{\pi}}{h_{\pi} - C_0}$$

Аналогично определяются геометрические характеристики с любыми другими условиями обугливания.

Согласно ГОСТ 30247.0-94 и ГОСТ 30247.1-94 предел огнестойкости определяется как среднее арифметическое результатов испытаний. Тогда и сопротивления древесины с учетом высоких температур, которые можно использовать в аналитических расчетах для оценки пределов огнестойкости тоже нужно принимать средние арифметические.

Как уже говорилось выше, температура древесины внутри рабочего сечения элемента распределяется по гиперболическому закону от уровня температуры воспламенения до уровня первоначальной эксплуатационной температуры. Среднюю температуру на этом участке можно принять 80°C. Эксперименты показывают, что средние арифметические значения прочности древесины при данной температуре для разных видов напряженных состояний близки к нормативным сопротивлениям древесины соответствующего сорта, хотя и требуют некоторой корректировки.

Таким образом, для практических расчетов в качестве расчетных сопротивлений принимаются значения нормативных сопротивлений древесины элементов заданного сорта по Приложению Г [1] с корректирующими коэффициентами для разных видов напряженных состояний, приведенных в Приложении 1.



## Литература

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1983. 31с.
2. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1983. 96с.
3. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия /Госстрой России. М.: ФГУП ЦПП, 2001. 44 с.
4. *Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций.* М.: Стройиздат, 1977. (Центр. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций им. В.А. Кучеренко). - 189 с.
5. *Арленинов Д.К., Буслаев Ю.Н., Игнатьев В.П.* Деревянные конструкции. Примеры расчета и конструирования: Учебное пособие / Под ред. Д.К. Арленинова. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 246 с.
6. *Улицкая Э.М., Бойтемиров Ф.А., Головина В.М.* Расчет конструкций из дерева и пластмасс. Курсовое и дипломное проектирование: Учебное пособие для строительных вузов. М.: Высш. шк., 1996. – 159 с.
7. *Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатьев, П.Г.Романов, Д.К. Чахов* Конструкции из дерева и пластмасс / Учебник для техн. вузов / – М.: Издательство АСВ, 2002. – 280 с.
8. *Зубарев Г. Н.* Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для студентов вузов, обучающихся по спец. «Промышленное и гражданское строительство». – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1990. – 287 с.
9. *Гаппоев М.М., Гуськов И.М., Ермолаенко Л.К.* и др. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник. Издательство АСВ, 2004. – 440 с.
10. *Бойтемиров Ф. А., Головина В.М., Улицкая Э.М.; под ред. Бойтемирова Ф. А.* / Расчет конструкций из дерева и пластмасс : Учеб. пособие для строит. вузов – 3-е изд., стер. – М. : Издательский центр «Академия», 2007. – 160 с.
11. *СТО 36554501-015-2008* Нагрузки и воздействия ФГУП “НИЦ”. Строительство. – М., 2009. – 49 с.
12. *Пособие по проектированию деревянных конструкций ( с СНиП II-25-80)* ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
13. *Иванов-Дятлов А.И и др.* / Под ред. В.Н. Байкова, Г.И. Попова Строительные конструкции: Учебник, 2-ое изд. М.: Высш. шк.. 1986. – 543 с.

# ПРИЛОЖЕНИЕ №1

Приложение 1.1

## Расчетные сопротивления $R$ древесины сосны и ели

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления для древесины сортов, МПа		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$			
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см		14	13	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения более 11 до 50 см		15	14	10
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения более 13 до 50 см		16	15	11
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении		-	16	10
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	$R_p$	10	7	-
б) клееные элементы	$R_p$	12	9	-
3. Смятие и сжатие по всей площадке поперек волокон	$R_{см90}$	1,8	1,8	1,8
4. Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см90}$	3	3	3
б) под шайбами при углах смятия $90^\circ \dots 60^\circ$		4	4	4
5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	1,8	1,6	1,6
б) при изгибе клееных элементов		1,6	1,5	1,5
в) в лобовых врубках для максимального напряжения		2,4	2,1	2,1

### Примечания

1. Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород принимается равной  $850 \text{ кг/м}^3$ , твердых лиственных пород —  $1000 \text{ кг/м}^3$ .
2. Плотность клееной древесины принимается как неклееной.
3. Плотность обычной фанеры принимается равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной —  $1000 \text{ кг/м}^3$ .

**Условия эксплуатации конструкций**

Температурно-влажностные условия эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины, %	
		клееной	неклееной
Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35°С, относительной влажности воздуха:			
A1	до 60%	9	20
A2	свыше 60 до 75%	12	20
A3	свыше 75 до 95%	15	20
Внутри неотапливаемых помещений:			
B1	в сухой зоне	9	20
B2	в нормальной зоне	12	20
B3	в сухой и нормальной зонах с постоянной влажностью в помещении более 75% и во влажной зоне	15	25
На открытом воздухе:			
B1	в сухой зоне	9	20
B2	в нормальной зоне	12	25
B3	во влажной зоне	15	25
В частях зданий и сооружений:			
Г1	соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте	-	25
Г2	постоянно увлажняемых	-	не ограничивается
Г3	находящихся в воде	-	то же

**Примечания**

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

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

**1.3.1. Коэффициент, учитывающий породу древесины,  $m_n$** 

Древесные породы	Коэффициент $m_n$ для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_P, R_{И}, R_C, R_{СМ}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{С.90}, R_{СМ.90},$	скалыванию $R_{СК}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

**Примечание.** Коэффициенты  $m_n$ , указанные в таблице для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из непропитанной антисептиками лиственницы (при влажности  $\leq 25\%$ ), умножаются на коэффициент 0,85.

**1.3.2. Коэффициент учета влажности среды  $m_e$** 

Условия эксплуатации	Коэффициент $m_e$
A1, A2, B1, B2	1
A3, B3, B1	0,9
B2, B3, Г1	0,85
Г2, Г3	0,75

### 1.3.3. Коэффициент учета высоты сечения $h_b, m_b$

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	более
Коэффициент $m_b$	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8

### 1.3.4. Коэффициент толщины слоев клеедеревянных элементов, $m_{cl}$

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент $m_{cl}$	1,1	1,05	1	0,95

### 1.3.5. Коэффициент учета выгиба доски, $m_{gn}$

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{gn}$ при отношении $r_k/a$			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$R_c, R_{II}$	0,8	0,9	1	1
Растяжение	$R_p$	0,6	0,7	0,8	1

**Примечание.**  $r_k$  – радиус кривизны гнутой доски или бруска;  $a$  – толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

### 1.3.6. Коэффициент, учитывающий наличие ослаблений в растянутых элементах, $m_o$

При наличии ослаблений  $m_o=0,8$ ;

При отсутствии ослаблений  $m_o=1$ .

### 1.3.7. Модуль упругости $E_f$ , модуль сдвига $G_f$ и коэффициенты Пуассона $\mu_f$ строительной фанеры в плоскости листа

Вид фанеры	$E_f$ МПа	$G_f$ МПа	$\mu_f$
1. Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С:			
а) семислойная толщиной 8 мм и более:			
-вдоль волокон наружных слоев	8500	750	0,07
-поперек волокон наружных слоев	7000	750	0,06
-под углом 45° к волокнам	2500	3000	0,6
б) пятислойная толщиной 5...7 мм:			
-вдоль волокон наружных слоев	9500	750	0,07
-поперек волокон наружных слоев	6000	750	0,06
-под углом 45° к волокнам	2500	3000	0,6
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная:			
-вдоль волокон наружных слоев	7000	800	0,07
-поперек волокон наружных слоев	5500	800	0,06
-под углом 45° к волокнам	2000	3000	0,6

3. Фанера бакелизированная марки ФБС:			
-вдоль волокон наружных слоев	12000	1000	0,085
-поперек волокон наружных слоев	8500	1000	0,065
-под углом 45° к волокнам	3500	4000	0,7

**Примечание.** Коэффициент Пуассона  $\mu_f$  указан для направления, перпендикулярного оси, вдоль которой определен модуль упругости  $E_f$ .

## Приложение 1.4

**Вертикальные прогибы элементов конструкций и нагрузки, от которых следует определять прогибы  
(выборка из табл. 19 СНиП 2.01.07-85\*)**

Элементы конструкций	Требования	$f_n$	Нагрузки
2. Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы: а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора при пролете $l$ , м: $l \leq 1$ $l=3$ $l=6$ $l=24$ (12*) $l=36$ (24*)	Эстетико-психологические	$l/120^{**}$ $l/150^{**}$ $l/200^{**}$ $l/250^{**}$ $l/300^{**}$	Постоянные и временные длительные
б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	40 мм	Постоянные, временные длительные и кратковременные, приводящие к уменьшению зазора
в) покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)	То же	$l/150$	Действующие после выполнения стяжек
3. Элементы лестниц, балконов, лоджий	Эстетико-психологические	То же, что в п. 2,а)	То же, что в п. 2,а)

\* - значения в скобках даны для помещений высотой до 6 м включительно;

\*\* - для промежуточных значений  $l$  предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией.

**Примечания**

1. Предельные прогибы элементов конструкций, не указанных в таблице, следует принимать равными  $l/150$ .
2. Для консольных элементов вместо  $l$  следует принимать удвоенную величину вылета.
3. Прогибы элементов покрытия должны быть такими, чтобы уклон кровли сохранялся равным не менее  $l/200$ .
4. Предельный прогиб несущих элементов ендов —  $l/400$ .

**Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 2445-80\***

Толщина, мм	Ширина, мм								
	рекомендуемая				допускаемая				
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	-	-	-	150	175	200	225	250	-
175	-	-	-	-	175	200	225	250	-
200	-	-	-	-	-	200	225	250	-
250	-	-	-	-	-	-	-	250	-

**Припуски на механическую обработку слоев по ширине склеенных элементов и конструкций**

Ширина элемента, мм	Припуск, мм
Не более 150	15
Свыше 150	25

**Расход клея на 1 м<sup>3</sup> деревянных конструкций, кг/ м<sup>3</sup>**

Толщина склеиваемых досок, мм	Способ нанесения клея	
	одностороннее	двухстороннее
16	30,8	43
19	25,8	36,2
33	14,7	20,5

**Болты и тяжи**

Диаметр, мм		Площадь сечения, см <sup>2</sup>		Расчетная несущая способность, кгс, для стали марки ВСТЗкп		Нормальные размеры шайб, мм при смятии древесины под углом 60...90° для болтов	
внешний	в нарезке	F <sub>бр</sub>	F <sub>нт</sub>	по F <sub>бр</sub>	по F <sub>нт</sub>	рабочих	стяжных
12	9,73	1,13	0,74	2370	1250	60x60x6	45x45x4
14	11,4	1,54	1,02	3230	1714	70x70x7	50x50x4
16	13,4	2,01	1,41	4210	2366	80x80x8	55x55x4
18	14,75	2,54	1,71	5330	2870	90x90x9	60x60x5
20	16,75	3,14	2,18	6590	3665	100x100x10	70x70x7
22	18,75	3,8	2,74	7980	4605	110x110x10	80x80x6
24	20,1	4,52	3,16	9500	5230	120x120x12	90x90x7
27	23,1	5,72	4,18	12000	7020	140x140x14	100x100x8
30	25,45	7,06	5,06	14830	8500	150x150x15	-
36	30,80	10,17	7,44	21330	12500	180x180x18	-

**Предельная гибкость элементов деревянных конструкций**

Элементы конструкций	Предельная гибкость
Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, колонны	120
Прочие сжатые элементы ферм и других сквозных конструкций	150
Сжатые элементы связей	200
Растянутые пояса ферм в вертикальной плоскости	150
Прочие растянутые элементы ферм и других сквозных конструкций	200

**Нагельные соединения деревянных конструкций**

Схемы соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность $T$ на один шов сплачивания (условный срез), кН	
		гвоздя, стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения	а) Смятие в средних элементах	0,5 $cd$	0,3 $cd$
	б) Смятие в крайних элементах	0,8 $ad$	0,5 $ad$



2. Несимметричные соединения	а) Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,35 cd$	$0,2 cd$
	б) Смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5 c$	$0,25 cd$	$0,14 cd$
	в) Смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35 c$	$0,8 ad$	$0,5 ad$
	г) Смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35 c$	$k_n ad$	$k_n ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	а) Изгиб гвоздя	$2,5 d^2 + 0,01 a^2$ , но не более $4 d^2$	-
	б) Изгиб нагеля из стали С 38/23	$1,8 d^2 + 0,02 a^2$ , но не более $2,5 d^2$	-
	в) Изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16-Т	$1,6 d^2 + 0,02 a^2$ , но не более $2,2 d^2$	-
	г) Изгиб нагеля из стеклопластика АГ-4С	$1,45 d^2 + 0,02 a^2$ , но не более $1,8 d^2$	-
	д) Изгиб нагеля из древеснослоистого пластика ДСПБ	$0,8 d^2 + 0,02 a^2$ , но не более $d^2$	-
е) Изгиб дубового нагеля	-	$0,45 d^2 + 0,01 a^2$ , но не более $4d^2$	

Примечание:  $a, d, c$  – в см

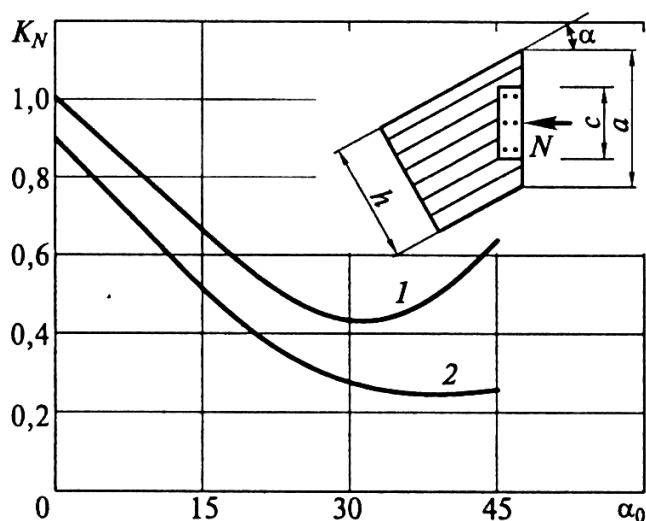
### Коэффициент угла смятия

Угол, град	Коэффициент $k_a$				
	для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

**Значение коэффициента  $k_n$  для расчета односрезных нагельных соединений**

Вид нагеля	Значение коэффициента $k_n$ при $a/c$ , равном						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый и стеклопластиковый нагель	0,8/80	0,58/58	0,48/48	0,43/43	0,39/39	0,37/37	0,35/35

**Графики для определения коэффициента концентрации  $k_N$**



1 – для отношения  $c/a=0,25$ ; 2 – для отношения  $c/a=0,5$  и  $\alpha = 0...45^\circ$

**Деформации деревянных соединений, мм**

- На лобовых врубках и торец в торец.....1,5
- На нагелях всех видов.....2
- В примыканиях поперек волокон.....3
- В клеевых соединениях.....0

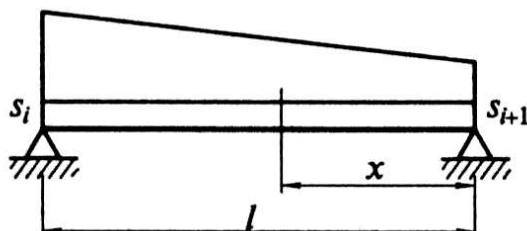
**Основные данные для проектирования кровель**

Вид кровли	Уклон ската, град		Поверхностная плотность кровли, кг/м <sup>3</sup>
	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 асбестоцементные листы обыкновенного профиля	18	45	14

## К расчету изгибающих моментов в элементах верхнего пояса фермы

$\frac{s_{i+1}}{s_i}$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$M_{\max}$	$\frac{s_i l_i^2}{13,09}$	$\frac{s_i l_i^2}{12,4}$	$\frac{s_i l_i^2}{11,3}$	$\frac{s_i l_i^2}{10,57}$	$\frac{s_i l_i^2}{9,93}$	$\frac{s_i l_i^2}{9,36}$	$\frac{s_i l_i^2}{8,87}$	$\frac{s_i l_i^2}{8,41}$	$\frac{s_i l_i^2}{8,00}$
$\frac{x}{l}$	0,555	0,545	0,536	0,528	0,520	0,514	0,508	0,504	0,500



## Геометрические характеристики поперечного сечения одной волны листов стеклопластика

Размер волны $b_B/h_B$	Толщина листа $\delta$ , мм	$I$ , см <sup>4</sup>	$W$ , см <sup>3</sup>	$A$ , см <sup>2</sup>
78/18	1,5	0,51	0,52	0,41
	2,0	0,68	0,68	1,88
	2,5	0,85	0,83	2,35
90/30	1,5	1,69	1,07	1,74
	2,0	2,25	1,41	2,32
	2,5	2,81	1,73	2,90
115/28	1,5	1,82	1,23	2,08
	2,0	2,42	1,61	2,78
	2,5	3,03	1,99	3,48

125/35	1,5	3,13	1,71	2,32
	2,0	7,17	2,26	3,10
	2,5	5,22	2,78	3,88
167/50	1,5	8,60	3,34	3,70
	2,0	11,44	4,41	4,22
	2,5	14,32	5,46	5,28
200/54	1,5	11,83	4,27	3,70
	2,0	15,80	5,65	4,95
	2,5	19,73	7,00	6,18

**Учет ответственности зданий и сооружений  
(выборка из приложения 7 СНиП 2.01.07-85\*)**

1. Для учета ответственности зданий и сооружений, характеризующейся экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливаются три уровня: I — повышенный, II — нормальный, III — пониженный.

Повышенный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения).

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения).

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружений сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и подобные сооружения).

2. При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$  принимаемый равным: для I уровня ответственности — более 0,95, но не более 1,2; для II уровня — 0,95; для III уровня — менее 0,95, но не менее 0,8.

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать нагрузочный эффект (внутренние силы и перемещения конструкций и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями).

*Примечание.* Настоящий пункт не распространяется на здания и сооружения, учет ответственности которых установлен в соответствующих нормативных документах.

3. Уровни ответственности зданий и сооружений следует учитывать также при определении требований к долговечности зданий и сооружений, номенклатуры и объема инженерных изысканий для строительства, установлении правил приемки, испытаний, эксплуатации и технической диагностики строительных объектов.

4. Отнесение объекта к конкретному уровню ответственности и выбор значений коэффициента  $\gamma_n$  производится генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком.

\* Данное приложение является разделом 5 ГОСТ 27751—88 с изменениями, утвержденными постановлением Государственного комитета Российской Федерации по вопросам архитектуры и строительства от 21.12.93 № 18 — 54.

**Классификация зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков по функциональной пожарной опасности (№123-ФЗ. Статья 32)**

1. Здания (сооружения, строения, пожарные отсеки и части зданий, сооружений, строений - помещения или группы помещений, функционально связанные между собой) по классу функциональной пожарной опасности в зависимости от их назначения, а также от возраста, физического состояния и количества людей, находящихся в здании, сооружении, строении, возможности пребывания их в состоянии сна подразделяются на:

**1) Ф1 - здания, предназначенные для постоянного проживания и временного пребывания людей, в том числе:**

а) Ф1.1 - здания детских дошкольных образовательных учреждений, специализированных домов престарелых и инвалидов (неквартирные), больницы, спальные корпуса образовательных учреждений интернатного типа и детских учреждений;

б) Ф1.2 - гостиницы, общежития, спальные корпуса санаториев и домов отдыха общего типа, кемпингов, мотелей и пансионатов;

в) Ф1.3 - многоквартирные жилые дома;

г) Ф1.4 - одноквартирные жилые дома, в том числе блокированные;

**2) Ф2 - здания зрелищных и культурно-просветительных учреждений, в том числе:**

а) Ф2.1 - театры, кинотеатры, концертные залы, клубы, цирки, спортивные сооружения с трибунами, библиотеки и другие учреждения с расчетным числом посадочных мест для посетителей в закрытых помещениях;

б) Ф2.2 - музеи, выставки, танцевальные залы и другие подобные учреждения в закрытых помещениях;

в) Ф2.3 - здания учреждений, указанные в подпункте "а" настоящего пункта, на открытом воздухе;

г) Ф2.4 - здания учреждений, указанные в подпункте "б" настоящего пункта, на открытом воздухе;

**3) Ф3 - здания организаций по обслуживанию населения, в том числе:**

а) Ф3.1 - здания организаций торговли;

б) Ф3.2 - здания организаций общественного питания;

в) Ф3.3 - вокзалы;

г) Ф3.4 - поликлиники и амбулатории;

д) Ф3.5 - помещения для посетителей организаций бытового и коммунального обслуживания с нерасчетным числом посадочных мест для посетителей;

е) Ф3.6 - физкультурно-оздоровительные комплексы и спортивно-тренировочные учреждения с помещениями без трибун для зрителей, бытовые помещения, бани;

**4) Ф4 - здания научных и образовательных учреждений, научных и проектных организаций, органов управления учреждений, в том числе:**

а) Ф4.1 - здания общеобразовательных учреждений, образовательных учреждений дополнительного образования детей, образовательных учреждений начального профессионального и среднего профессионального образования;

б) Ф4.2 - здания образовательных учреждений высшего профессионального образования и дополнительного профессионального образования (повышения квалификации) специалистов;

в) Ф4.3 - здания органов управления учреждений, проектно-конструкторских организаций, информационных и редакционно-издательских организаций, научных организаций, банков, контор, офисов;

г) Ф4.4 - здания пожарных депо;

**5) Ф5 - здания производственного или складского назначения, в том числе:**

а) Ф5.1 - производственные здания, сооружения, строения, производственные и лабораторные помещения, мастерские;

б) Ф5.2 - складские здания, сооружения, строения, стоянки для автомобилей без технического обслуживания и ремонта, книгохранилища, архивы, складские помещения;

в) Ф5.3 - здания сельскохозяйственного назначения.

Приложение 1.20

**Соответствие степени огнестойкости и предела огнестойкости строительных конструкций зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков  
(№123-ФЗ. Таблица 21)**

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости строительных конструкций, не менее						
	Несущие элементы здания	Наружные не несущие стены	Перекрытия междуэтажные	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				Настилы	Фермы, балки, прогоны	Внутренние стены	Марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45
IV	R 45	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	Не нормируется						

Приложение 1.21

**Соответствие класса конструктивной пожарной опасности и класса пожарной опасности строительных конструкций зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков (№123-ФЗ. Таблица 22)**

Класс конструктивной пожарной опасности здания	Класс пожарной опасности строительных конструкций, не ниже				
	Несущие стержневые элементы (колонны, ригели, фермы и др.)	Стены наружные с внешней стороны	Стены, перегородки, перекрытия и бесчердачные покрытия	Стены лестничных клеток и противопожарные преграды	Марши и площадки лестниц в лестничных клетках
С0	К0	К0	К0	К0	К0
С1	К1	К2	К1	К0	К0
С2	К3	К3	К2	К1	К1
С3	Не нормируется			К1	К3

Приложение 1.22

**Скорость обугливания древесины сосны при влажности > 9%**

Наименьшая сторона сечения элемента, мм	Скорость обугливания древесины, мм/мин	
	клееной	цельной
≥120	0,6	0,8
<120	0,7	1,0

Приложение 1.23

**Время от начала теплового воздействия до воспламенения древесины  $T_0$  в зависимости от способа огнезащиты**

Способ огнезащиты	Время до воспламенения древесины, мин
Без огнезащиты и при обработке антипиренами	4
Вспучивающиеся покрытия (4 слоя ВПД или 2 слоя ОФП-9)	8
Гипсокартонный лист по ГОСТ 6266-89 толщиной 10 мм	11
Гипсокартонный лист по ГОСТ 6266-89 толщиной 12,5 мм	14
Асбестоцементноперлитовый плоский лист толщиной 10-12 мм	15
Полужесткая минераловатная плита толщиной 50 мм ГОСТ 9573-89	30
Штукатурка песчано-цементная по металлической сетке толщиной 20-25 мм	30

Приложение 1.24

**Поправочные коэффициенты к нормативным сопротивлениям древесины при огневом воздействии**

Вид напряженного состояния	Коэффициент
Изгиб	0,8
Сжатие и смятие вдоль волокон	1,0
Растяжение вдоль волокон	1,0
Скалывание вдоль волокон цельной древесины	0,85
Скалывание вдоль волокон клееной древесины	0,33



Алексей Владимирович Крицин

Геннадий Николаевич Шмелев

## **ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

Учебное пособие для студентов вузов направления “Строительство”

ЛР №	от		
Подписано в печать	Формат	Бумага газетная. Печать офсетная.	
Усл. п.л. Уч.изд.л.	Тираж	экз.	Заказ №
Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, 603950 г.Н.Новгород, ул.Ильинская, 65			
Полиграфцентр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65.			