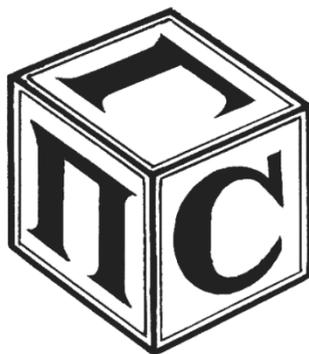


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

# КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

*Методические рекомендации к курсовому проектированию  
для студентов специальности  
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»  
дневной и заочной форм обучения*



Могилев 2025

УДК 624.011.1  
ББК 38.5  
К65

Рекомендовано к изданию  
учебно-методическим отделом  
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»  
«29» ноября 2024 г., протокол № 5

Составитель ст. преподаватель Е. С. Хмельницкий

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

В методических рекомендациях приведены основные положения разработки компоновочной схемы здания, указания по расчету и конструированию настила, прогона, стропильной деревянной фермы, стропильной клееной деревянной балки покрытия и деревянной клееной колонны, а также определение условий пространственной жесткости здания при эксплуатации и монтаже и мероприятий по защите деревянных конструкций от гниения и возгорания.

Учебное издание

## КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	И. В. Голубцова
Компьютерная верстка	М. М. Дударева

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.  
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 56 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования  
«Белорусско-Российский университет».  
Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/156 от 07.03.2019.  
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский  
университет, 2025

## Содержание

Введение.....	4
1 Исходные данные к курсовому проекту.....	5
2 Конструирование и расчет настилов.....	6
3 Конструирование и расчет прогонов .....	12
4 Конструирование и расчет деревянных ферм.....	19
5 Конструирование и расчет клееных деревянных стропильных балок.....	30
6 Сравнение вариантов стропильных систем .....	38
7 Расчёт деревянной стойки.....	38
8 Обеспечение пространственной жесткости здания при эксплуатации и монтаже.....	42
9 Мероприятия по защите деревянных конструкций от гниения и возгорания.....	44
Список литературы.....	47
Приложение А.....	48

## Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию деревянных конструкций СП 5.05.01–2021 [1].

Рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» очной и заочной форм обучения, а также могут быть полезны при дипломном проектировании студентам строительного факультета.

Исходные данные для курсового проектирования принимаются по заданию, выдаваемому преподавателем. Курсовой проект «Одноэтажное каркасное здание в дереве» состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Содержание курсового проекта включает три части:

1) теоретическая – обзор конструктивных схем и конструкций одноэтажных промышленных зданий с деревянным каркасом; оптимальный выбор конструкций одноэтажного промышленного здания в каркасном исполнении;

2) практическая – компоновка поперечной рамы каркаса одноэтажного промышленного здания и назначение основных параметров конструкций каркаса;

3) проектная – расчет конструкций одноэтажного промышленного здания с деревянным каркасом. Разработка компоновочной схемы здания. Расчет, конструирование и разработка рабочих чертежей конструкций покрытия (настил, прогон, ферма, балка). Расчет узлов стропильной конструкции. Техничко-экономическое сравнение вариантов проектирования стропильной системы. Расчет, конструирование и разработка рабочих чертежей колонны. Оформление графической части и пояснительной записки.

Расчетно-пояснительная записка включает: титульный лист; содержание (оглавление); введение; основную часть; список литературы; приложения. Текст пояснительной записки приводится на стандартных страницах формата А4 (210 × 297 мм), рабочее поле которого ограничивается рамкой. Объем пояснительной записки – 40–50 листов. Текстовый материал подлежит оформлению согласно ГОСТ 2.105–95 и ГОСТ 7.1–2003. Текст записки последовательно делится на разделы, подразделы, пункты и подпункты. Разделы имеют порядковые номера, обозначенные арабскими цифрами в пределах всего документа; подразделы – в пределах разделов; пункты – в пределах подразделов; подпункты – в пределах пунктов.

В графической части на элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме четырех листов формата А3.

При использовании методических рекомендаций в процессе курсового проектирования студентам целесообразно проверить действие технических нормативных правовых актов (ТНПА), обращая внимание на изменения и поправки к ним (при их наличии). Перечень действующих ТНПА доступен на <https://normy.by> и <https://tnpa.by>.

## 1 Исходные данные к курсовому проекту

В состав пояснительной записки курсового проекта входят.

1 Титульный лист.

2 Содержание.

3 Введение.

4 Исходные данные к курсовому проекту.

5 Расчет дощатого настила.

6 Расчет прогона.

7 Расчет стропильной фермы.

8 Расчет клееной стропильной балки.

9 Технико-экономическое сравнение вариантов проектирования стропильных систем.

10 Расчет клееной деревянной стойки.

11 Разработка решений по обеспечению пространственной жесткости здания при эксплуатации и монтаже.

12 Разработка мероприятий по защите деревянных конструкций от гниения и возгорания.

13 Список литературы.

Графическая часть проекта включает 4 листа чертежей формата А3, которые содержат общий план здания с поперечным и продольным разрезами, спецификацию основных конструкций, расчетные схемы настила и прогона, чертежи настила и прогона, чертежи стропильной фермы или стропильной балки, чертежи колонны, узлы крепления элементов, спецификации древесины и других элементов на все конструкции, технические условия и примечания. Все чертежи выполняются в соответствии с действующими ТНПА.

Количество видов, разрезов и сечений, необходимых для раскрытия конструкций, студент выбирает самостоятельно.

Для выполнения курсового проекта в задании на проектирование указываются следующие исходные данные согласно выданному заданию: величина пролета здания, м; шаг колонн, м; количество шагов несущих конструкций; высота колонны, м; тип стропильной фермы; тип стропильной балки; шаг прогонов, м; тип ограждающей конструкции покрытия; характеристики материалов конструкций; класс эксплуатации; район строительства и значение изгибающего момента, действующего на колонну.

## 2 Конструирование и расчет настилов

### 2.1 Конструирование и расчет сплошных настилов

Настилы бывают дощатые и из плитных материалов на основе древесины (ДСП, ОСП, ЦСП, фанера). В зависимости от расстояния между торцами элементов настила их классифицируют на сплошные и разреженные. Сплошные настилы выполняют из плитных материалов (ДСП, ОСП, ЦСП, фанеры) и досок, разреженные – только из досок.

Сплошные настилы применяют в качестве основания под кровли из рулонных или мастичных материалов, а также в качестве основания полов.

Настилы соединяют с прогонами или стропильными конструкциями механическими связями (гвозди, винты, скобы).

В отапливаемых зданиях в утепленных кровлях применяют однослойные настилы из досок шириной от 100 до 150 мм или плитных материалов на основе древесины. Доски сплошных настилов соединяют по ширине впритык или в четверть. Толщину досок определяют расчетом.

Настилы бывают однослойные и двухслойные. Двухслойные дощатые настилы устраивают под неутепленные кровли. Верхний защитный слой выполняют из досок толщиной от 16 до 22 мм и шириной от 100 до 125 мм, укладывают под углом от  $30^\circ$  до  $45^\circ$  в плоскости настила к продольному направлению нижнего слоя.

Нижний рабочий слой настила выполняют из досок толщиной от 19 до 32 мм (по расчету) и шириной от 100 до 150 мм, которые для лучшего проветривания укладывают с зазором по ширине от 20 до 150 мм.

Слои между собой соединяют гвоздями и закрепляют к стропильным конструкциям или прогонам.

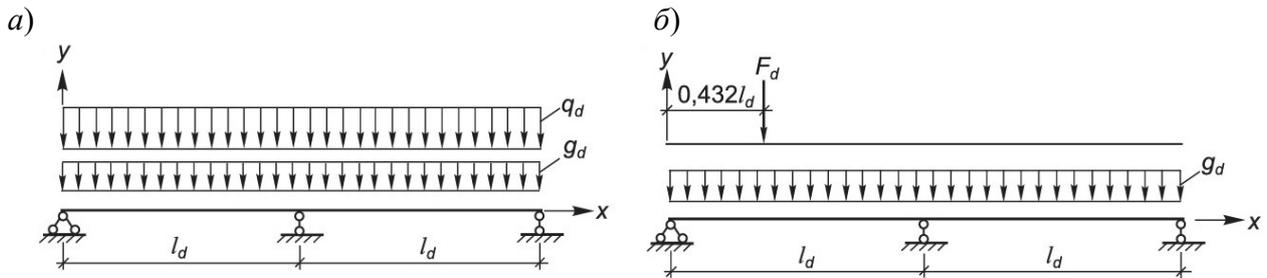
Пролет дощатых настилов рекомендуется принимать не более 1,5 м, чтобы толщина досок не превышала 32 мм. Длина досок должна быть достаточной для перекрытия не менее двух пролетов.

Однослойный настил и рабочий слой двухслойного настила рассчитывают по схеме двухпролетной неразрезной балки с пролетами  $l_d$ , равными шагу прогонов или стропильных конструкций, на которые опирается настил.

Проверку предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности настилов, работающих на изгиб, с учетом СП 5.05.01 (подразд. 11.2) [1], выполняют для следующих комбинаций нагрузок:

а) постоянная и переменная среднесрочная нагрузки от снега, которые равномерно распределены по всему пролету (рисунок 2.1, а);

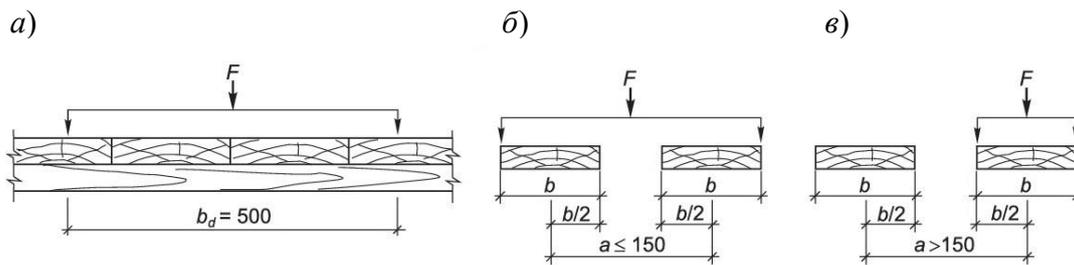
б) постоянная, равномерно распределенная по всему пролету нагрузка и переменная кратковременная сосредоточенная (монтажная) нагрузка, приложенная в пролете настила на расстоянии  $0,432l_d$  от опоры (рисунок 2.1, б).



*a* – для комбинации нагружения I (постоянная  $g_d$  и переменная  $q_d$  нагрузки); *б* – для комбинации нагружения II (постоянная  $g_d$  и переменная кратковременная сосредоточенная  $F_d$  нагрузки)

Рисунок 2.1 – Схемы нагружения настила

В двухслойном настиле сосредоточенную нагрузку распределяют на ширину рабочего слоя  $b_d = 500$  мм (рисунок 2.2, *a*). В однослойном сплошном настиле сосредоточенную нагрузку распределяют на две доски, если расстояние между их осями не более 150 мм (рисунок 2.2, *б*), а при расстоянии более 150 мм – на одну доску (рисунок 2.2, *в*).



*a* – для сплошного настила; *б* – для разреженного настила с расстоянием между осями досок  $a \leq 150$  мм; *в* – для разреженного настила с расстоянием между осями досок  $a > 150$  мм

Рисунок 2.2 – Схемы распределения сосредоточенной нагрузки

Расчетные значения изгибающих моментов для комбинации нагружения I (см. рисунок 2.1, *a*) определяют по формуле

$$M_{E_d, I} = k_{Fl} \cdot (g_d + q_d) \cdot \frac{l_d^2}{8}, \quad (2.1)$$

где  $k_{Fl}$  – коэффициент, зависящий от класса последствий; принимают по СН 2.01.01 [2];

$g_d$  – расчетное значение постоянной нагрузки; определяют в соответствии с СН 2.01.01;

$q_d$  – расчетное значение переменной нагрузки; определяют в соответствии с СН 2.01.01;

$l_d$  – расчетное значение длины пролета.

Расчетные значения изгибающих моментов в сечениях настила для комбинации нагружения II (постоянная  $g$  + сосредоточенная  $F$  нагрузки (см. рисунок 2.1, *б*) определяют по формуле

$$M_{Ed,II} = k_{FI} \cdot (0,07g_d I_d^2 + 0,207F_d I_d), \quad (2.2)$$

где  $F_d$  – расчетное значение воздействия.

Проверку предельных состояний несущей способности настила выполняют с учетом положений СП 5.05.01 (п. 7.3.1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1, \quad (2.3)$$

где  $M_{Ed}$  – расчетное значение изгибающего момента в сечении настила от внешней нагрузки;

$M_{Rd}$  – расчетное значение сопротивления изгибу в нормальном сечении настила.

Расчетные значения сопротивления поперечного сечения настила изгибу определяют с учетом СП 5.05.01 [1] (формула (7.22)):

$$M_{Rd} = f_{m,d} W_d, \quad (2.4)$$

где  $f_{m,d}$  – расчетное значение прочности древесины при изгибе; определяют по СП 5.05.01 [1] (формула (7.24));

$W_d$  – расчетное значение момента сопротивления поперечного сечения настила.

Проверку предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS) настила выполняют только для первой комбинации нагружения (постоянная нагрузка и снеговая нагрузка). Для второй комбинации нагружения (постоянная нагрузка и сосредоточенная нагрузка) такая проверка не производится ввиду кратковременного воздействия монтажной нагрузки.

При проверке предельного состояния эксплуатационной пригодности настила, с учетом СП 5.05.01 [1] (п. 8.1.1), должно выполняться условие

$$u_{Ed,I} \leq u_{Cd}, \quad (2.5)$$

где  $u_{Ed,I}$  – расчетное значение прогиба настила в условиях предельного состояния эксплуатационной пригодности; определяют как суммарное значение начального прогиба при кратковременном приложении нагрузок  $u_{inst}$  и прогиба с учетом ползучести древесины при длительном действии нагрузок  $u_{creep}$ ;

$u_{cd}$  – предельно допустимое значение прогиба для проверяемого элемента, равное  $(1 / 150) l_d$ , здесь  $l_d$  – расчетная длина пролета.

При кратковременном приложении нагрузок значение начального прогиба  $u_{inst}$  для их характеристического сочетания, с учетом СП 5.05.01 [1] (п. 4.4.3), определяют по формуле

$$u_{inst} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{k_{FI}(g_k + q_k) \cdot l_d^4}{E_{0,mean} I_d}, \quad (2.6)$$

где  $E_{0,mean}$  – среднее значение модуля упругости древесины вдоль волокон; принимают для пиломатериалов, фанеры, ДСП, ОСП и ЦСП по СП 5.05.01 [1] (таблицы 6.2, 6.5, 6.8, 6.10 и 6.11 соответственно);

$I_d$  – расчетное значение момента инерции сечения настила.

Значение прогиба от ползучести древесины и материалов на ее основе при длительном действии нагрузок определяют, с учетом СП 5.05.01 [1] (п. 5.4.7), по формуле

$$u_{creep} = k_{def} \cdot u_{inst}, \quad (2.7)$$

где  $k_{def}$  – коэффициент ползучести; принимают по СП 5.05.01 [1] (таблица 5.5);  $u_{inst}$  – начальное значение прогиба; определяют по СП 5.05.01 [1] (формула (5.20)).

Расчетное (окончательное) значение прогиба настила определяют по формуле

$$u_{Ed} = u_{fin} = u_{inst} + u_{creep}. \quad (2.8)$$

## 2.2 Конструирование и расчет обрешетки

Обрешетки применяют в качестве оснований под кровлю из листовых материалов. Шаг досок или брусков обрешетки определяется видом и размерами кровельного материала. Поперечное сечение элементов обрешетки определяют расчетом. Минимальную площадь поперечного сечения элементов обрешетки принимают не менее 250 мм<sup>2</sup>. Доски или бруски должны иметь длину, достаточную для перекрытия двух пролетов. Пролет обрешетки принимают равным шагу стропильных конструкций, но не более 1500 мм.

Проверку элементов обрешетки выполняют как изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности по СП 5.05.01 [1] (подразд. 7.3 и 8.1).

Статический расчет обрешетки выполняют по правилам строительной механики как для двухпролетной неразрезной балки для двух комбинаций нагружения:

а) комбинация нагружения I – постоянная и переменная среднесрочная нагрузки от снега (см. рисунок 2.1, а);

б) комбинация нагружения II – постоянная нагрузка и переменная кратковременная сосредоточенная (монтажная) нагрузка  $F$  (см. рисунок 2.1, б), которая расположена в пролете обрешетки на расстоянии  $0,432l_d$  от опоры.

Сосредоточенную нагрузку распределяют на один элемент обрешетки, если расстояние  $b$  между осями элементов более 150 мм, и на два элемента, если  $b$  не более 150 мм (см. рисунок 2.2).

Расчетные значения изгибающих моментов от вертикальных нагрузок для комбинаций нагружения I и II  $M_{Ed}$  определяют по формулам (2.1) и (2.2).

Так как плоскость действия вертикальной нагрузки не совпадает с главными геометрическими осями поперечного сечения элементов обрешетки (рисунок 2.3),

проверку их предельных состояний несущей способности выполняют как для элементов, подверженных изгибу в двух плоскостях (косой изгиб), с учетом СП 5.05.01 [1] (п. 7.3.4), по следующим формулам:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + k_m \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1; \quad (2.9)$$

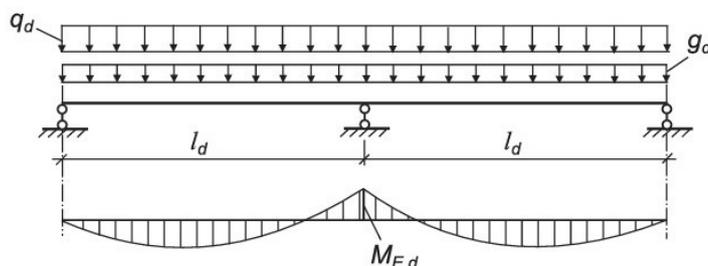
$$k_m \cdot \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1, \quad (2.10)$$

где  $M_{Ed,y}$ ,  $M_{Ed,z}$  – расчетные значения изгибающих моментов от нагрузки, действующей в поперечном сечении элемента обрешетки относительно осей  $y$  и  $z$ ;

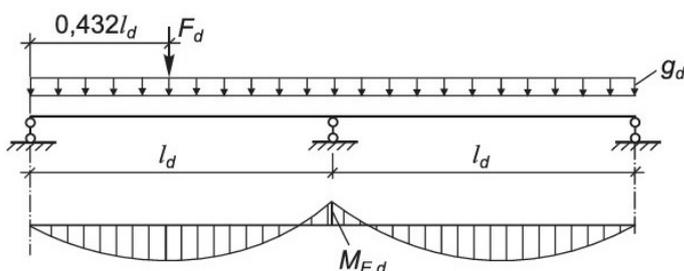
$M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$  – расчетные значения сопротивления изгибу в поперечных сечениях элемента обрешетки относительно осей  $y$  и  $z$ ;

$k_m$  – коэффициент, учитывающий перераспределение нормальных напряжений по высоте сечения элемента; для элементов прямоугольного сечения равен 0,7.

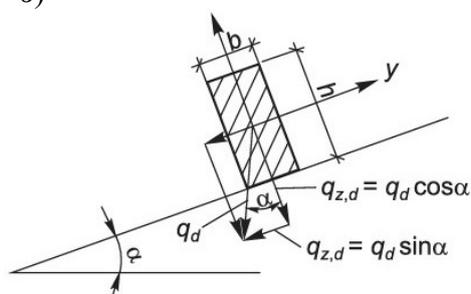
а)



б)



в)



а – для комбинации нагружения I; б – для комбинации нагружения II; в – косой изгиб обрешетки

Рисунок 2.3 – Расчетная схема обрешетки

Расчетные значения изгибающих моментов определяют по формулам

$$M_{Ed,y} = M_{Ed} \cdot \cos \alpha; \quad (2.11)$$

$$M_{Ed,z} = M_{Ed} \cdot \sin \alpha. \quad (2.12)$$

Проверку предельных состояний эксплуатационной пригодности элементов обрешетки выполняют по СП 5.05.01 [1] (п. 8.1.1):

$$\frac{u_{Ed}}{u_{Cd}} \leq 1, \quad (2.13)$$

где  $u_{Ed}$  – расчетное значение прогиба элемента обрешетки для комбинации нагружения I (постоянная и снеговая нагрузки (см. рисунок 2.1, а);

$u_{Cd}$  – предельно допустимое значение прогиба элемента обрешетки; принимают 1/150 пролета.

Расчетное значение прогиба элемента обрешетки в условиях косоугольного изгиба определяют по формуле

$$u_{Ed} = \sqrt{u_{Ed,z}^2 + u_{Ed,y}^2}, \quad (2.14)$$

где  $u_{Ed,z}$  – расчетное значение составляющей прогиба в плоскости, перпендикулярной скату (по оси z);

$u_{Ed,y}$  – расчетное значение составляющей прогиба в плоскости, параллельной скату (по оси y).

При определении расчетного (окончательного) значения прогиба элемента обрешетки учитывают две составляющие:

1) значение начального прогиба как результат кратковременного действия нагрузок  $u_{inst}$ ;

2) значение прогиба от ползучести древесины при длительном действии нагрузок  $u_{creep}$ .

Значение начального прогиба элемента обрешетки в направлениях осей z и y определяют по формулам

$$u_{z,inst} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{k_{FI}(g_{z,k} + q_{z,k}) \cdot l_d^4}{E_{0,mean} I_{y,d}}; \quad (2.15)$$

$$u_{y,inst} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{k_{FI}(g_{y,k} + q_{y,k}) \cdot l_d^4}{E_{0,mean} I_{y,d}}, \quad (2.16)$$

где  $g_{z,k} = g_k \cdot \cos \alpha$ ,  $q_{z,k} = q_k \cdot \cos \alpha$  – характеристические значения постоянной и переменной снеговой нагрузок, действующих в направлении оси z;

$g_{y,k} = g_k \cdot \cos \alpha$ ,  $q_{y,k} = q_k \cdot \cos \alpha$  – характеристические значения постоянной и переменной снеговой нагрузок, действующих в направлении оси y;

$E_{0,mean}$  – среднее значение модуля упругости древесины вдоль волокон; принимают по СП 5.05.01 [1] (таблица 6.2);

$I_{y,d} = b \cdot h^3 / 12$ ,  $I_{z,d} = h \cdot b^3 / 12$  – моменты инерции поперечного сечения элемента относительно осей y и z соответственно.

Прогиб обрешетки от ползучести древесины в направлении осей z и y определяют для постоянной нагрузки g по формулам

$$u_{z,g,creep} = u_{z,g,inst} k_{def}; \quad (2.17)$$

$$u_{y,g,creep} = u_{y,g,inst} k_{def}; \quad (2.18)$$

где  $u_{z,g,inst}$ ,  $u_{y,g,inst}$  – начальный прогиб от постоянной нагрузки, действующей в направлении осей  $z$  и  $y$  соответственно;

$k_{def}$  – коэффициент ползучести материала; принимают по СП 5.05.01 [1] (таблица 5.5).

Расчетные (окончательные) значения составляющих прогиба в направлении осей  $z$  и  $y$  определяют по формулам

$$u_{Ed,z} = u_{z,inst} + u_{z,g,creep}; \quad (2.19)$$

$$u_{Ed,y} = u_{y,inst} + u_{y,g,creep}. \quad (2.20)$$

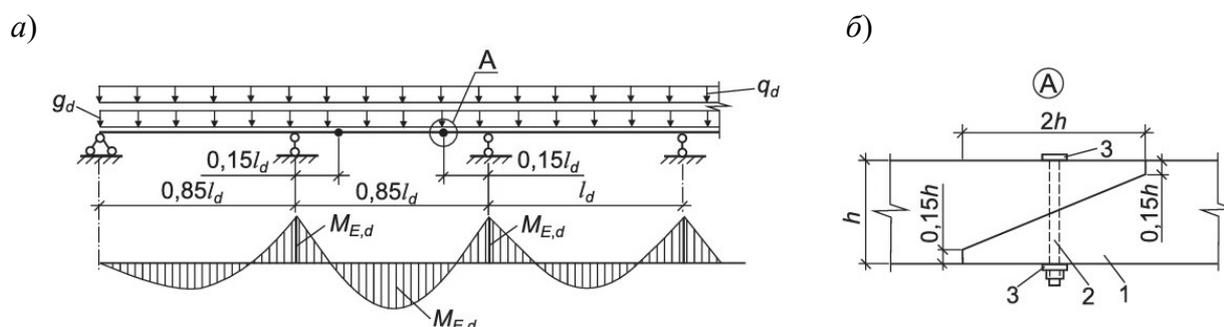
### 3 Конструирование и расчет прогонов

Прогоны предназначены для восприятия нагрузок от кровли и передачи ее на несущие конструкции покрытия. Как правило, применяют прогоны следующих типов: разрезные, консольнобалочные и неразрезные (спаренные).

Прогоны изготавливают из пиломатериалов, клееной древесины, древесины клееного шпона, их комбинаций с плитными материалами (ОСП, фанера, ДВП), поперечным сечением в форме двутавра (со стенками из ОСП, фанеры, ДВП, а пояса – из пиломатериалов).

Разрезные прогоны рекомендуется применять при пролетах более 6 м. Данные прогоны выполняют из клееной древесины и располагают по длине на опорах встык. В ребристо-кольцевых куполах клееные прогоны служат также для восприятия кольцевых продольных усилий.

Консольно-балочные прогоны применяют при шаге несущих конструкций до 4,7 м и выполняют из пиломатериалов цельного сечения. Стыки-шарниры прогонов размещают попарно через пролет, выполняя их косым прирубом и установкой одного или двух болтов диаметром не менее 8 мм (рисунок 3.1). При расположении стыков-шарниров на расстоянии  $0,15l_d$  от центра опоры (где  $l_d$  – пролет прогона) и длине крайних пролетов  $0,85l_d$  максимальные изгибающие моменты на опорах и в пролетах равны. При такой длине крайних и средних пролетов расчетную схему прогонов рассматривают как равномоментную.



$a$  – расчетная схема и эпюра изгибающих моментов;  $b$  – узел стыка-шарнира в виде косого прируба; 1 – прогон; 2 – болт; 3 – шайба

Рисунок 3.1 – Расчетная схема и конструирование стыка консольно-балочного прогона

Неразрезные (спаренные) прогоны применяют при шаге несущих конструкций от 4,5 до 6,0 м и состоят из двух спаренных досок, установленных на ребро. Доски стыкуют по длине вразбежку слева и справа от центра опор на расстоянии  $0,21l_d$ , т. е. в месте нулевого момента. Для стыковки используют гвозди, количество которых определяют расчетом.

На участках между стыками элементы прогонов соединяют между собой по ширине гвоздями, располагаемыми по длине прогона через 500 мм в шахматном порядке: вблизи верхней и нижней граней прогона.

В условиях косоугольного изгиба применяют разрезные и консольно-балочные прогоны. Неразрезные (спаренные) прогоны применяют в случаях, когда вертикальная нагрузка перпендикулярна поверхности верхней грани прогона, т. е. косоугольный изгиб исключен.

При назначении размеров поперечного сечения прогонов рекомендуется соблюдать соотношение высоты и ширины ( $h/b$ ) в пределах от 1,25 до 2.

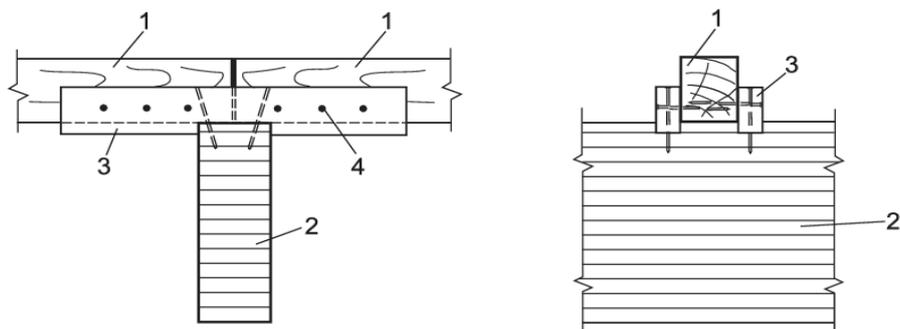
Прогоны с несущими конструкциями соединяют с использованием механических связей (гвоздей, шурупов, винтов, стальных кронштейнов и т. п.).

Конструктивное решение узла опирания прогона на несущую конструкцию зависит от типа прогона и уклона несущей конструкции. Варианты конструктивных схем узловых соединений разрезных прогонов с несущими конструкциями покрытий представлены на рисунках 3.2–3.9.

Узлы соединений прогонов с несущими конструкциями условно классифицируют на две группы: узлы с опиранием прогонов на верхнюю кромку несущей конструкции (балки, пояса ферм, ригели рам) и узлы с расположением верхней грани прогонов в уровне или ниже верхней грани несущей конструкции.

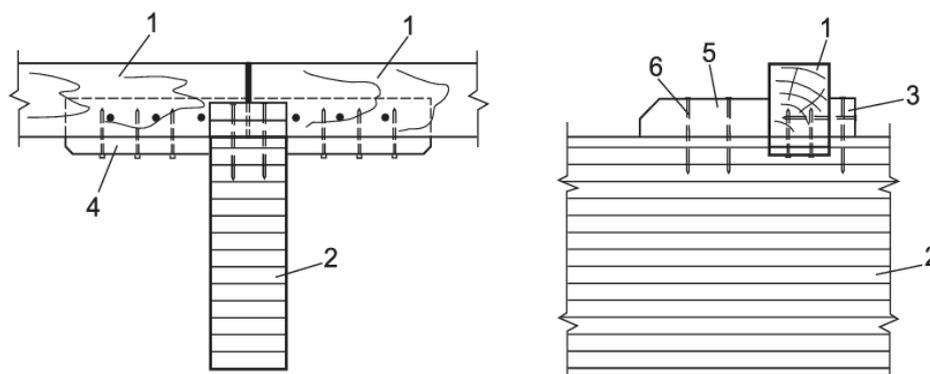
При расчете узлового соединения прогона с несущей конструкцией по предельным состояниям несущей способности выполняют проверку сопротивления опорной площадки прогона смятию древесины перпендикулярно волокнам с учетом СП 5.05.01 [1] (пп. 7.3.3 и 7.3.4), а также проверку несущей способности соединения на механических связях (гвоздях, шурупах, стальных элементах и т. п.) с учетом СП 5.05.01 [1] (разд. 9).

Для узлов второй группы используют специальные стальные детали в виде кронштейнов, уголков, тавровых пластин или длинных винтов, завинчиваемых под наклоном как в тело прогона, так и несущей конструкции. Расчет таких типов узлов зависит от их конструктивного решения.



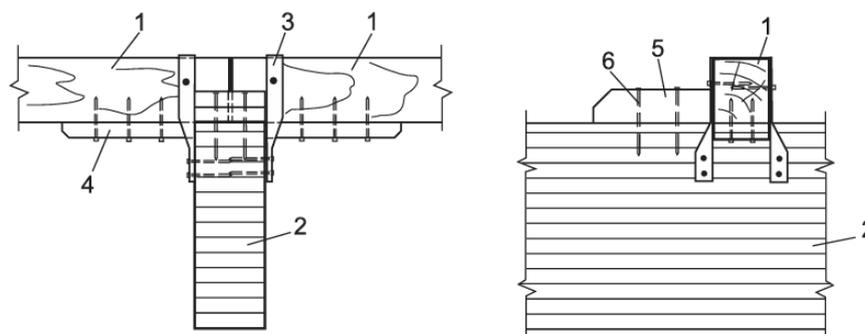
1 – разрезной прогон; 2 – горизонтально расположенный несущий элемент покрытия; 3 – деревянные накладки с посадочным вырезом на гвоздях; 4 – гвозди

Рисунок 3.2 – Схема узла опирания разрезного прогона на горизонтальные несущие элементы



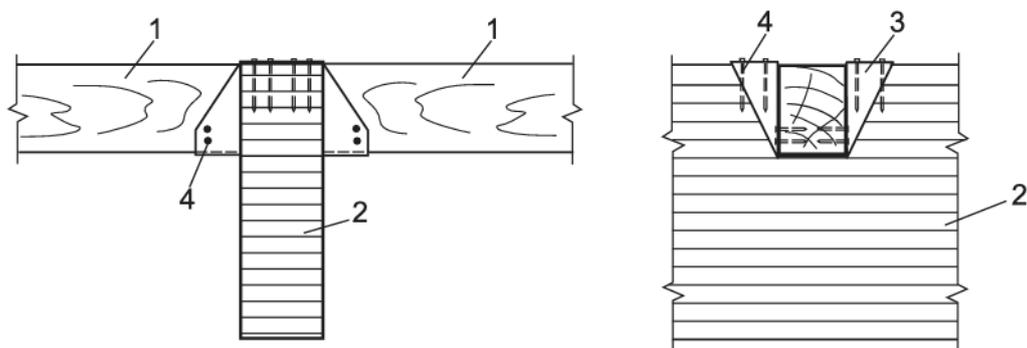
1 – разрезной прогон; 2 – дощатоклееная балка; 3 – деревянная накладка на гвоздях; 4 – прибоины (бобышки) на гвоздях; 5 – деревянная упорная бобышка на гвоздях; 6 – гвозди

Рисунок 3.3 – Схема узла опирания разрезного прогона на скатные несущие элементы из клееной древесины



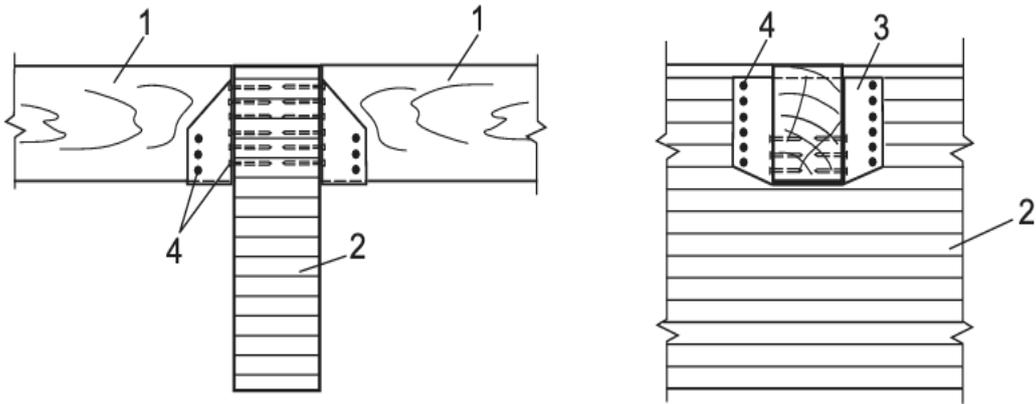
1 – разрезной прогон; 2 – дощатоклееная балка с верхним поясом, расположенным по скату; 3 – стальная полоса на гвоздях (дюбелях); 4 – прибоины (бобышки) на гвоздях; 5 – деревянная упорная бобышка; 6 – гвозди

Рисунок 3.4 – Схема узла опирания разрезного прогона на скатные несущие элементы из клееной древесины с использованием упорных стальных полос



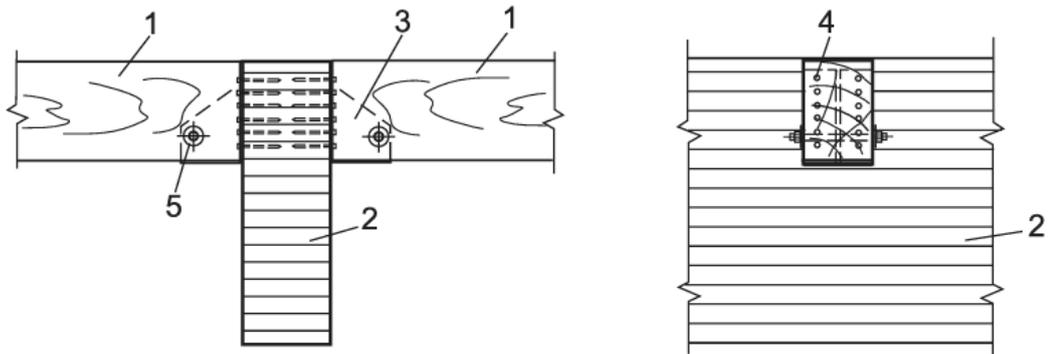
1 – разрезной прогон; 2 – дощатоклееная балка с верхним поясом, расположенным по скату; 3 – стальной кронштейн из гнутой полосы на гвоздях (дюбелях); 4 – гвозди

Рисунок 3.5 – Схема узла опирания разрезного прогона на несущие элементы из клееной древесины с использованием кронштейнов



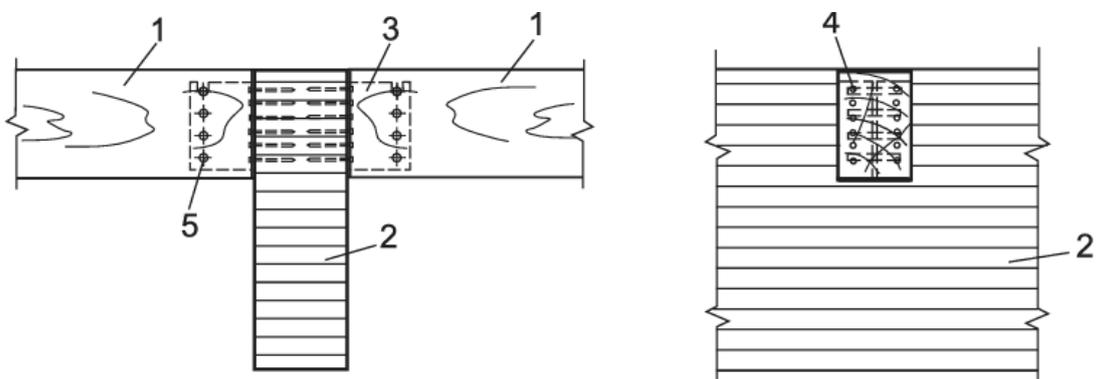
1 – разрезной прогон; 2 – дощатоклееная балка с верхним поясом, расположенным по скату; 3 – стальной сварной кронштейн на гвоздях (дюбелях); 4 – гвозди

Рисунок 3.6 – Схема узла опирания разрезного прогона на несущие элементы из клееной древесины с использованием стальных сварных кронштейнов



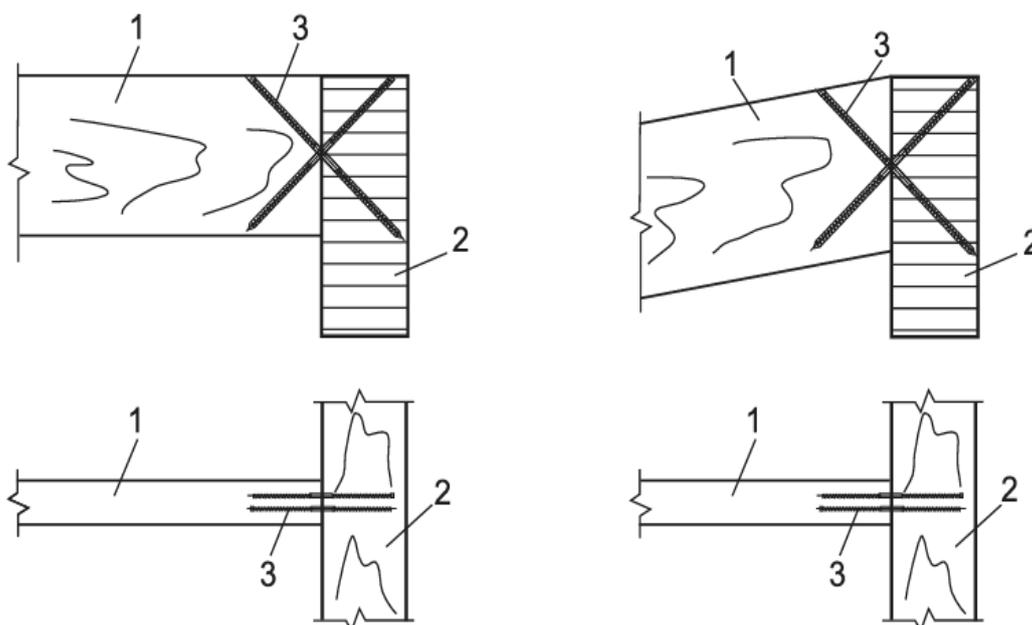
1 – разрезной прогон; 2 – дощатоклееная балка с верхним поясом, расположенным по скату; 3 – стальной столик с внутренним ребром; 4 – гвозди; 5 – монтажная шпилька (болт)

Рисунок 3.7 – Схема узла опирания разрезного прогона на скатные несущие элементы из клееной древесины с помощью стального столика с внутренним ребром



1 – разрезной прогон; 2 – дощатоклееная балка с верхним поясом, расположенным по скату; 3 – металлический кронштейн таврового сечения; 4 – гвозди; 5 – нагели

Рисунок 3.8 – Схема узла опирания разрезного прогона на несущие элементы из клееной древесины с помощью кронштейнов таврового сечения



1 – разрезной прогон; 2 – деревянная балка; 3 – винты

Рисунок 3.9 – Схема узла опирания разрезного прогона на несущие элементы из древесины с помощью винтов с различным шагом

Проверку предельных состояний несущей способности прогонов выполняют с учетом СП 5.05.01 [1] (подразд. 7.3), т. е. должны соблюдаться следующие условия:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq 1; \quad (3.1)$$

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1; \quad (3.2)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1, \quad (3.3)$$

где  $M_{Ed,y}$ ,  $M_{Ed,z}$  – расчетные значения изгибающего момента в сечении прогона при изгибе относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно, обусловленного внешними воздействиями;

$M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$  – расчетные значения сопротивления изгибу в сечении прогона относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;

$V_{Ed}$  – расчетное значение сдвигающего усилия в сечении прогона, обусловленного внешним воздействием;

$V_{Rd}$  – расчетное значение сопротивления сдвигу в сечении прогона.

Значения  $M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$  и  $V_{Rd}$  определяют с учетом СП 5.05.01 [1] (пп. 7.3.2 и 7.3.3).

Расчетные значения изгибающих моментов  $M_{Ed,y}$  и  $M_{Ed,z}$  в сечениях прогонов, нагруженных по всему пролету равномерно распределенной нагрузкой  $g_y$  и  $g_z$  в направлении осей  $y$  и  $z$ , определяют по формулам:

– для разрезного прогона

$$M_{Ed,y} = \frac{g_z l_d^2}{8}; \quad (3.4)$$

$$M_{Ed,z} = \frac{g_y l_d^2}{8}; \quad (3.5)$$

– для консольно-балочного прогона

$$M_{Ed,y} = \frac{g_z l_d^2}{16}; \quad (3.6)$$

$$M_{Ed,z} = \frac{g_y l_d^2}{16}; \quad (3.7)$$

– для неразрезного (спаренного) прогона

$$M_{Ed,y} = \frac{g_z l_d^2}{12}; \quad (3.8)$$

$$M_{Ed,z} = \frac{g_y l_d^2}{12}; \quad (3.9)$$

где  $g_y$ ,  $g_z$  – расчетные значения равномерно распределенных нагрузок в направлении осей  $y$  и  $z$ ; определяют с учетом их комбинационных сочетаний по СП 5.05.01 [1] (п. 5.3.5);

$l_d$  – расчетное значение длины пролета прогона.

При расположении прогонов на поясах стропильных конструкций, когда уклон  $\text{tg}\alpha$  покрытия находится в пределах от 0,05 до 0,13, расчет прогонов допускается выполнять на составляющую  $g_z$ . Если к прогонам и верхней кромке стропильной конструкции прикреплен двухслойный косой настил, при расчете прогонов скатную составляющую  $g_y$  не учитывают, независимо от значения уклона покрытия.

Проверку предельного состояния эксплуатационной пригодности прогонов выполняют, с учетом СП 5.05.01 [1] (разд. 8), из условия

$$u_{Ed} \leq u_{Cd}, \quad (3.10)$$

где  $u_{Ed}$  – расчетное (окончательное) значение прогиба прогона в условиях предельного состояния эксплуатационной пригодности; определяют на основе расчета;

$u_{Cd}$  – предельно допустимое значение прогиба прогона.

Расчетное значение прогиба  $u_{Ed}$  определяют от действия нагрузок, с учетом ползучести древесины, по формуле

$$u_{Ed} = u_{inst} + u_{creep}, \quad (3.11)$$

где  $u_{inst}$  – начальный прогиб от действия нагрузок для их характеристического сочетания;

$u_{creep}$  – прогиб от ползучести древесины для практически постоянного сочетания нагрузок.

Начальный прогиб  $u_{inst}$  определяют по формулам:

– для разрезного прогона

$$u_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{k_{FI}(g_k + q_k) \cdot I_d^A}{E_{0,mean} I_d}, \quad (3.12)$$

– для консольно-балочного прогона

$$u_{inst} = \frac{2}{384} \cdot \frac{k_{FI}(g_k + q_k) \cdot I_d^A}{E_{0,mean} I_d}, \quad (3.13)$$

– для неразрезного прогона

$$u_{inst} = \frac{1}{384} \cdot \frac{k_{FI}(g_k + q_k) \cdot I_d^A}{E_{0,mean} I_d}. \quad (3.14)$$

Составляющую прогиба в результате ползучести древесины определяют по формуле

$$u_{creep} = u_{inst,g} k_{def}, \quad (3.15)$$

где  $u_{inst,g}$  – прогиб для практически постоянного сочетания нагрузок.

## 4 Конструирование и расчет деревянных ферм

### 4.1 Теоретические сведения

Для покрытий строительных сооружений применяют однопролетные фермы. При пролетах более 12 м используют фермы с верхним поясом из клееной древесины:

а) при рулонных кровлях – сегментные, многоугольные, пятиугольные, шпренгельные и с параллельными поясами или с уклоном верхнего пояса от 1/10 до 1/20. В сегментных и многоугольных фермах, а также в пятиугольных при уклоне верхнего пояса не менее 1/4 допускается применение стальных кровель;

б) при асбестоцементных, стальных и т. п. кровлях – треугольные.

Рекомендуется назначать следующие значения высоты ферм  $h$  (расстояние между осями поясов посередине пролета):

- сегментных, многоугольных, пятиугольных, шпренгельных и с параллельными поясами, а также металлодеревянных всех типов –  $1/6$  пролета;
- треугольных –  $1/5$  пролета.

Минимальная допустимая высота треугольных металлодеревянных ферм –  $1/8$ , других типов ферм –  $1/7$  пролета.

Пролеты ферм принимают:

- сегментных, многоугольных, пятиугольных, с параллельными поясами и треугольных – до 36 м;
- шпренгельных – до 21 м;
- линзообразных – до 100 м.

Сечение верхнего пояса ферм всех типов принимают прямоугольным из горизонтальных слоев. При соответствующем технико-экономическом обосновании верхний пояс треугольных ферм допускается принимать иного поперечного сечения. Нижний пояс выполняют из профильной или круглой стали или дощатоклееной древесины. Решетку выполняют из цельных или дощатоклееных элементов. Высокие треугольные фермы из шпренгельных элементов проектируют с размещением затяжки в конструкции пола или без затяжки с опиранием верхних поясов непосредственно на фундамент.

Верхний пояс сегментных ферм рекомендуется выполнять неразрезным на весь пролет или на половину пролета либо разрезным в узлах и собираемым из гнутоклееных блоков, если по условиям заводской технологии и транспортирования пояс не может быть изготовлен на весь пролет фермы. Применение неразрезного пояса предусматривает заводскую сборку фермы и ее перевозку предпочтительно в целом виде с учетом большей жесткости пояса, снижения трудоемкости монтажа и расхода материалов.

При неразрезном верхнем поясе рекомендуется нижний пояс разбивать на панели одинаковой длины, а раскосы назначать таким образом, чтобы длина первой от опорного узла панели верхнего пояса составляла не более  $0,7$  длины остальных панелей. При выполнении верхнего пояса из отдельных блоков, стыкуемых в узлах, верхний пояс разбивают на панели одинаковой длины.

Верхний пояс многоугольных ферм проектируют из отдельных блоков, стыкуемых в узлах.

В фермах с прямолинейным верхним поясом последний выполняют неразрезным от опорного до конькового узла. В фермах с параллельными поясами пролетом до 30 м весь верхний пояс рекомендуется проектировать неразрезным. В случаях, когда не может быть обеспечено изготовление или транспортирование целых ферм, их изготавливают и перевозят в виде отдельных укрупненных блоков или элементов, собираемых на месте строительства.

Фермы проектируют с минимально возможным количеством узлов. Длину панелей верхнего пояса принимают в зависимости от шага ферм и перекрываемого пролета.

Стыки элементов верхнего пояса выполняют в узлах или вблизи узлов непосредственным упором. В случае присоединения в стыке раскосов с большими усилиями стыковку торцов допускается производить через вкладыш,

к которому прикрепляют стальные пластины решетки. Стыки перекрывают деревянными или стальными накладками.

Решетку к поясам присоединяют с соблюдением центрирования в узлах. Внецентренное прикрепление элементов решетки к поясам допускается в исключительных случаях в системах с малонагруженной решеткой.

При эксцентричном решении узла учитывают возникающие в поясах изгибающие моменты. При отсутствии стыка в поясе вблизи узла значение момента принимают распределенным поровну между двумя смежными панелями пояса. При наличии в одной из панелей стыка у рассматриваемого узла момент должен быть полностью воспринят панелью пояса, не имеющей стыка. Влияние узлового момента на соседние узлы не учитывают. Стыки сжатых поясов ферм перекрывают деревянными накладками на болтах.

Разность усилий в смежных панелях пояса  $\Delta N_{Ed}$  определяют для случаев полного и неравномерного расположения переменной (снеговой) нагрузки по схемам согласно СН 2.01.04 [3].

Поясам ферм придают строительный подъем, равный  $1/200$  пролета.

Продольные усилия в элементах ферм с соотношениями высоты и пролета определяют в предположении шарниров в узлах. Проверку прогиба при этом допускается не производить.

Фермы с меньшим соотношением высоты и пролета рассчитывают с учетом дополнительных напряжений, возникающих в неразрезных поясах в результате прогиба ферм с учетом деформаций ползучести и начального модуля скольжения  $K_u$  для механических соединений по СП 5.05.01 [1] (п. 5.3.10).

При определении расчетных значений усилий в элементах фермы принимают следующие сочетания нагрузок:

- а) сочетание I – постоянная и переменная (снеговая) нагрузки;
- б) сочетание II – постоянная и переменная (снеговая) нагрузки по всему пролету – для определения продольных усилий в поясах всех типов ферм, а также во всех элементах треугольных ферм;
- в) сочетание III – постоянная нагрузка по всему пролету и переменная (снеговая) на всем пролете – для определения продольных усилий в решетке всех типов ферм, кроме треугольных.

Сегментные фермы целесообразно проектировать с приложением вертикальной нагрузки по всему верхнему поясу. Поэтому при устройстве эксплуатируемого подвесного потолка рекомендуется подвешивать его к верхнему поясу.

Расчет разрезных верхних сжато-изгибаемых поясов ферм при внеузловой нагрузке выполняют по СП 5.05.01 [1] (подразд. 7.5), а при узловой нагрузке в случае разрезного пояса из прямолинейных элементов – как для центрально-сжатых элементов по СП 5.05.01 [1] (подразд. 7.2).

Верхний пояс ферм проверяют, с учетом СП 5.05.01 [1] исходя из условий обеспечения прочности древесины в наиболее нагруженном сечении и устойчивости как в плоскости, так и из плоскости ферм.

Расчетную длину сжатых элементов ферм при проверках на устойчивость в

плоскости фермы принимают равной расстоянию между центрами узлов, из плоскости – между точками их раскрепления.

Для линзообразных ферм усилия в поясах определяют из условия их неразрезности с учетом изгибающих моментов, возникающих в опорных узлах, выполненных на наклонно вклеенных или ввинченных связях; усилия в элементах решетки – из условия их шарнирного соединения с поясами.

Линзообразные фермы выполняют из клееной древесины с криволинейным поясом. Фермы могут быть деревянными и металлодеревянными. Рекомендуемые пролеты таких ферм составляют от 18 до 100 м.

Сборные линзообразные фермы могут состоять из нескольких отправочных марок. Расположение укрупнительных узлов определяют в соответствии с технологическими требованиями и требованиями к транспортированию. В нижнем поясе предусматривают минимальное количество стыков.

Линзообразные фермы могут иметь жесткие узлы сопряжений как в опорных узлах, так и по длине поясов.

Элементы решетки линзообразных ферм располагают под углом от  $30^\circ$  до  $60^\circ$  к вертикали. Решетки к поясам крепят при помощи нагелей, вклеенных или ввинченных стержней.

Опорные узлы линзообразных ферм являются наиболее нагруженными. При жестком сопряжении поясов их проектируют на наклонно вклеенных или ввинченных стержнях. При пролетах ферм более 40 м опорные узлы предпочтительно выполнять с использованием вклеенных стержней, необходимое количество которых определяют с учетом СП 5.05.01 [1].

Растянутые и сжатые стыки поясов проверяют на монтажные усилия при кантовке и подъеме ферм. Они должны обладать достаточной жесткостью из плоскости и воспринимать усилия с учетом изменения их знака в поясах.

## ***4.2 Статический расчет фермы***

Тип стропильной фермы выбирается по заданию в соответствии с приложением А (см. рисунок А.1). Определение усилий, возникающих в стержнях фермы от внешних воздействий, осуществляется с помощью использования любых программных комплексов, поддерживающих действующие ТНПА, или ручными методами расчета. Расчеты должны выполняться с учетом действующих сочетаний нагрузок, описанных в СП 5.05.01 [1] и СП 5.05.02 [4].

Результаты вычислений должны быть представлены в табличном виде и использованы для подбора сечений верхнего и нижнего поясов фермы, а также раскосов и стоек.

## ***4.3 Расчет стержней фермы***

Подбор сечения отдельных стержней фермы осуществляется для наиболее неблагоприятных усилий, полученных на основании данных статического расчета. Расчеты проводятся по СП 5.05.01 [1].

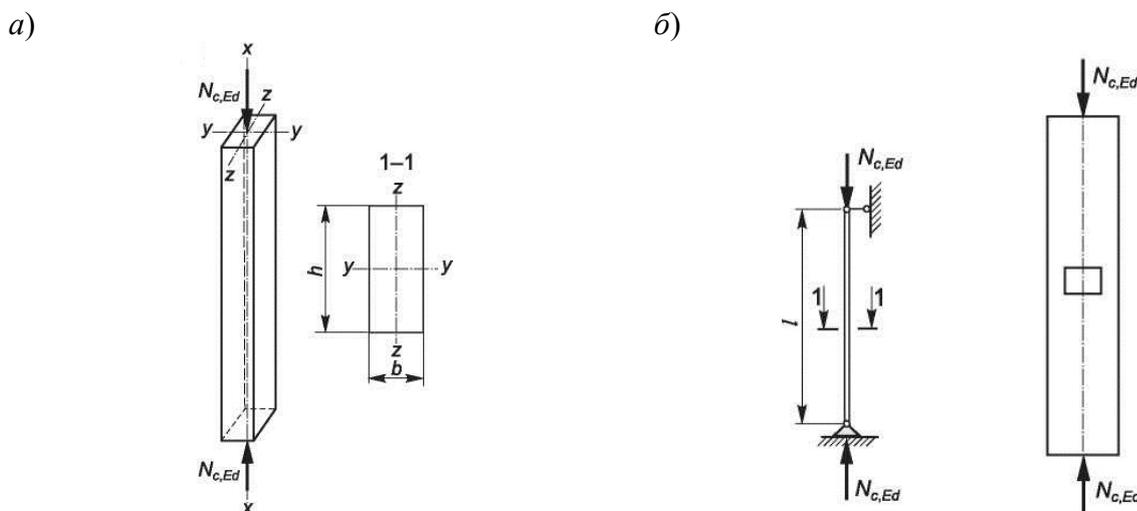
### 4.3.1 Расчет сжатых стержней фермы

При проверке центрально-сжатых элементов (рисунок 4.1) постоянного сплошного сечения должно соблюдаться условие

$$N_{c,Ed} \leq N_{c,Rd}, \quad (4.1)$$

где  $N_{c,Ed}$  – расчетное значение сжимающего усилия, действующего в элементе, обусловленного внешними воздействиями;

$N_{c,Rd}$  – расчетное значение сопротивления элемента сжатию вдоль волокон в наиболее нагруженном сечении.



*a* – общий вид и расчетная схема элемента; *б* – ослабления, не выходящие на кромку

Рисунок 4.1 – Схема центрально-сжатого элемента

Расчетное значение сопротивления элемента сжатию вдоль волокон в наиболее нагруженном сечении  $N_{c,Rd}$  рассчитывают по формулам:

– при  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$  и/или  $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$  (короткие массивные элементы)

$$N_{c,Rd} = A_{net} f_{c0d}; \quad (4.2)$$

– при  $\lambda_{rel,y} > 0,3$  и/или  $\lambda_{rel,z} > 0,3$

$$N_{c,Rd} = A_d k_{c,y} f_{c0d} \text{ и } N_{c,Rd} = A_d k_{c,z} f_{c0d}, \quad (4.3)$$

где  $A_{net}$  – площадь нетто поперечного сечения элемента. При определении  $A_{net}$  отверстия и пазы в поперечном сечении элемента не учитывают, как ослабление его сечения, если они заполнены соединительными элементами, жесткость которых не менее жесткости древесины или используемых материалов на основе древесины;

$f_{c0d}$  – расчетное значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон; определяют по формуле

$$f_{c0d} = \frac{k_{mod} k_{sys} f_{c0k}}{\gamma_M}, \quad (4.4)$$

где  $k_{mod}$  – коэффициент модификации; принимают по таблице 5.4 СП 5.05.01 [1];  
 $k_{sys}$  – коэффициент, учитывающий перераспределение усилий в системе; определяют в соответствии с 5.6.3 СП 5.05.01 [1];

$f_{c0k}$  – характеристическое значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон; определяют по разд. 6 в зависимости от класса прочности;

$\gamma_M$  – частный коэффициент свойств материала или изделий; принимают по таблице 5.6 СП 5.05.01 [1];

$A_d$  – расчетная площадь поперечного сечения элемента; принимают:

–  $A_d = A_{br}$  – при отсутствии ослаблений или ослаблениях в опасных сечениях, не выходящих на кромки (см. рисунок 4.1, б), если площадь ослаблений не превышает 25 % площади брутто;

–  $A_d = (4/3)A_{net}$  – при ослаблениях, не выходящих на кромки, если площадь ослаблений превышает 25 % площади брутто;

–  $A_d = A_{net}$  – при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки;

$k_{c,y}$ ,  $k_{c,z}$  – коэффициенты продольного изгиба относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно.

Коэффициенты продольного изгиба  $k_{c,y}$  и  $k_{c,z}$  следует определять по формулам

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 + \lambda_{rel,y}^2}}; \quad (4.5)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 + \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (4.6)$$

где  $\lambda_{rel,y}$ ,  $\lambda_{rel,z}$  – приведенная гибкость элемента относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;

$k_y$ ,  $k_z$  – коэффициенты, определяемые по формулам

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2]; \quad (4.7)$$

$$k_z = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2], \quad (4.8)$$

где  $\beta_c$  – коэффициент приведенной длины, принимают равным: для пиломатериалов – 0,2; для клееной древесины, шпонового бруса, LVL – 0,1.

Приведенную гибкость элемента относительно осей  $y$  и  $z$  следует определять по формулам

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{0,05}}}; \quad (4.9)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{0,05}}}, \quad (4.10)$$

где  $\lambda_y, \lambda_z$  – гибкость элемента относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;  
 $E_{0,05}$  – 5-процентный квантиль модуля упругости древесины.

Гибкость элемента сплошного сечения относительно осей  $y$  и  $z$  определяют по формулам

$$\lambda_y = \frac{l_{d,y}}{i_y}; \quad (4.11)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{d,z}}{i_z}, \quad (4.12)$$

где  $l_{d,y}, l_{d,z}$  – расчетные длины элемента;

$i_y, i_z$  – радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто относительно осей  $y$  и  $z$ .

Для прямоугольного сечения гибкость  $\lambda_y$  и  $\lambda_z$  определяют по формулам

$$\lambda_y = \frac{l_{d,y}}{\frac{h}{\sqrt{12}}}; \quad (4.13)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{d,z}}{\frac{b}{\sqrt{12}}}, \quad (4.14)$$

где  $h, b$  – высота и ширина поперечного сечения элемента.

Расчетную длину  $l_d$  элемента следует определять по формуле

$$l_d = l\beta_0, \quad (4.15)$$

где  $l$  – свободная длина элемента;

$\beta_0$  – коэффициент приведения.

Для определения расчетной длины прямолинейных элементов, нагруженных продольными усилиями по концам, коэффициент  $\beta_0$  следует принимать равным: при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента – 1; при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце – 0,85; при одном защемленном и другом свободном нагруженном конце – 2,25; при обоих защемленных концах – 0,7.

В случае равномерно распределенной по длине элемента продольной нагрузки коэффициент  $\beta_0$  следует принимать равным: при обоих шарнирно-закрепленных концах – 0,73; при одном защемленном и другом свободном конце – 1,2.

### 4.3.2 Расчет растянутых стержней фермы

При проверке центрально-растянутых элементов (рисунок 4.2) должно соблюдаться условие

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd}, \quad (4.16)$$

где  $N_{t,Ed}$  – расчетное значение растягивающего усилия, действующего в элементе, обусловленного внешними воздействиями;

$N_{t,Rd}$  – расчетное значение сопротивления элемента растяжению вдоль волокон в наиболее нагруженном сечении.

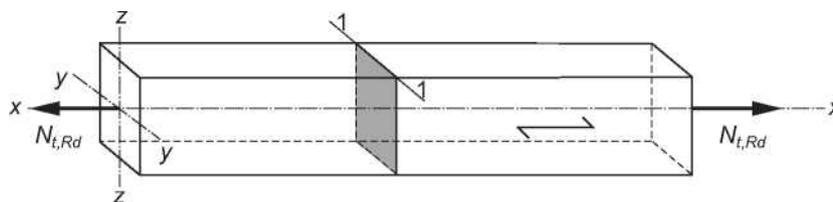


Рисунок 4.2 – Схема центрально-растянутого элемента

Расчетное значение сопротивления элемента растяжению вдоль волокон определяют по формуле

$$N_{t,Rd} = f_{t0d} A_{net}, \quad (4.17)$$

где  $A_{net}$  – площадь нетто поперечного сечения элемента;

$f_{t0d}$  – расчетное значение прочности древесины или материала на ее основе при растяжении вдоль волокон; определяют по формуле

$$f_{t0d} = \frac{f_{t0k} k_{mod} k_{sys} k_h}{\gamma_M}, \quad (4.18)$$

где  $f_{t0k}$  – характеристическое значение прочности древесины или материала на ее основе при растяжении вдоль волокон;

$k_{mod}$  – коэффициент модификации; принимают по таблице 5.4 СП 5.05.01 [1];

$k_{sys}$  – коэффициент, учитывающий перераспределение усилий в системе; определяют в соответствии с 5.6.3 СП 5.05.01 [1];

$k_h$  – коэффициент; определяют в соответствии с 5.6 СП 5.05.01 [1];

$\gamma_M$  – частный коэффициент свойств материала или изделий; принимают по таблице 5.6 СП 5.05.01 [1].

При определении  $A_{net}$  в элементах соединений следует руководствоваться следующими правилами:

– в нагельных соединениях с предварительным сверлением отверстий или без него площадь ослаблений равняется площади отверстий или площади поперечных сечений соединительных элементов (нагелей), определенной из

величины их номинального диаметра;

– в многорядных соединениях элементов при определении поперечного сечения нетто следует учитывать все отверстия как расположенные в одном сечении, которые отдалены не более чем на 200 мм по направлению волокон от рассматриваемого поперечного сечения; ослабление поперечного сечения не учитывается в случае использования нагелей, винтов или гвоздей, диаметр которых менее 6 мм, если они устанавливаются без предварительного сверления отверстий.

При несимметричном расположении ослаблений в поперечном сечении элемента следует рассматривать его как внецентренно-растянутый элемент.

При проектировании деревянных конструкций следует учитывать влияние на прочностные характеристики материала размеров поперечных сечений элементов, а также распределение усилий между элементами системы путем умножения характеристических значений прочности на коэффициенты  $k_h$  или  $k_b$  и  $k_{sys}$ .

При изгибе и растяжении элементов из цельной древесины хвойных пород, многослойной клееной древесины и LVL, а также в двускатных, изогнутых и криволинейных балках эффекты размеров учитываются путем умножения характеристических значений прочности на соответствующие значения коэффициентов  $k_h$  или  $k_b$ .

Для деревянных элементов прямоугольного поперечного сечения из пиломатериалов с высотой  $h$  сечения при изгибе или шириной  $b$  при растяжении менее 150 мм коэффициент  $k_h$  определяют по формуле

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\}, \quad (4.19)$$

где  $h$  – высота сечения элемента при изгибе (при растяжении вместо  $h$  подставляют ширину  $b$ ), мм.

При  $h > 150$  мм (или  $b > 150$  мм)  $k_h = 1$ .

Для деревянных элементов прямоугольного поперечного сечения из многослойной клееной древесины высотой  $h$  сечения при изгибе или шириной  $b$  при растяжении менее 600 мм коэффициент  $k_h$  определяют по формуле

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}, \quad (4.20)$$

где  $h$  – высота сечения элемента при изгибе (при растяжении вместо  $h$  подставляют ширину  $b$ ), мм.

При  $h \geq 600$  мм (или  $b \geq 600$  мм)  $k_h = 1$ .

Для деревянных элементов прямоугольного поперечного сечения из LVL с однонаправленными волокнами шпона при высоте сечения  $h$  и при изгибе менее 300 мм коэффициент  $k_h$  определяют по формуле

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{300}{h} \right)^s, 1,2 \right\}, \quad (4.21)$$

где  $s$  – коэффициент, определяемый в соответствии с СТБ EN 14374;

$h$  – высота сечения при изгибе (при растяжении вместо  $h$  подставляют ширину  $b$ ), мм; при  $h \geq 300$  мм  $k_h = 1$ .

Эти правила не относятся к плитным материалам, таким как фанера, ОСП, ДВП, ЦСП и т. п.

Значения коэффициента  $k_{sys}$  принимаются в соответствии с нижеприведенными правилами. Если несколько одинаковых равноудаленных элементов конструкций или сборных элементов системы соединены протяженной распределенной системой связей, обеспечивающей непрерывное перераспределение нагрузки (усилий) между элементами системы, то значения прочностных характеристик материала рассчитываемого элемента могут быть увеличены путем умножения на коэффициент  $k_{sys} = 1,1$ .

Распределение нагрузки (усилий) между элементами системы (покрытия, перекрытия, стен и т. п.) является непрерывным в следующих случаях:

- несущий как минимум двухпролетный неразрезной настил соединен не менее чем с четырьмя балками перекрытия, а стыки элементов настила расположены в шахматном порядке;

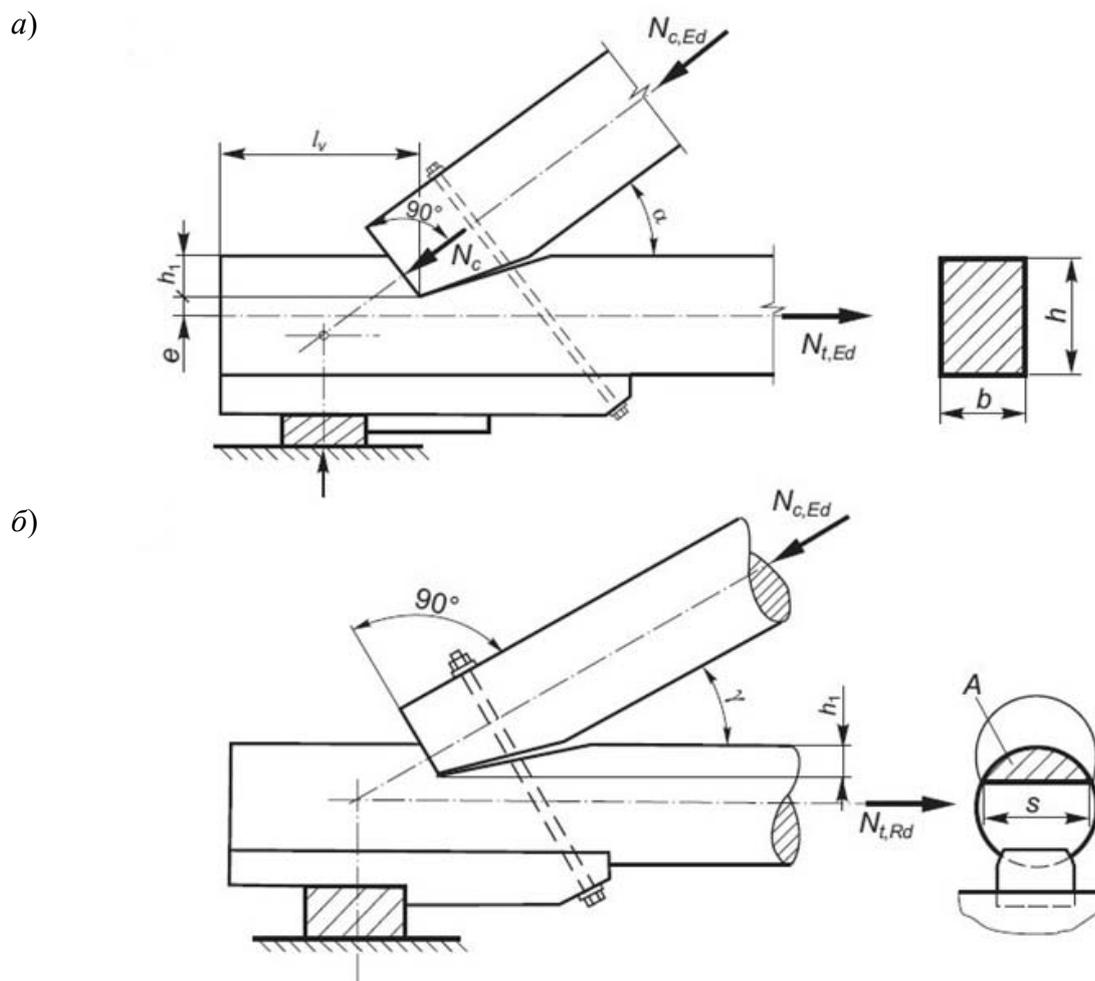
- каркасные стены соединены с помощью обшивки, прикрепленной к стойкам в соответствии с рекомендациями производителя или требованиями проекта, а максимальное расстояние между стойками в осях не превышает 610 мм;

- обрешетка, прогоны или плиты покрытия являются как минимум двухпролетными неразрезными элементами, соединенными с четырьмя и более стропильными конструкциями, шаг которых не превышает 1,2 м, а стыки расположены в шахматном порядке. Для всех остальных случаев  $k_{sys} = 1,0$ .

При проектировании деревянных конструкций и их элементов за расчетные значения геометрических параметров (размеры конструкции и ее элементов, а также допустимое максимальное отклонение от прямолинейности) принимаются номинальные значения, полученные из стандартов на изделия или рабочих чертежей.

### 4.3.3 Расчет узлов фермы

Расчет узлов фермы производится в соответствии с требованиями СП 5.05.01 [1] и СП 5.05.02 [4]. Примером выполнения такого расчета может служить расчет лобовой врубки для опорного узла треугольной фермы. Врубкой называют соединение (рисунок 4.3), в котором усилие элемента, работающего на сжатие, передается другому элементу непосредственно без вкладышей или других рабочих связей.



*a* – из брусьев; *б* – из бревен

Рисунок 4.3 – Конструкция лобовой врубки

В соединениях с непосредственным упором контактных поверхностей соединяемых элементов усилия от одного элемента к другому передаются непосредственно через контактирующие поверхности с работой древесины на сжатие (смятие) вдоль, поперек или под углом к направлению волокон. В данном виде соединения элементов могут возникать случаи скалывания древесины элемента вдоль волокон.

За этим видом соединения сохранилось старое название «врубка», хотя в настоящее время врезка и гнезда выполняются не топором, а электромотопилой и т. д.

$$N_{c,\alpha,Rd} = \frac{f_{c,\alpha,bh_1}}{\cos\alpha}, \quad (4.22)$$

где  $f_{c,\alpha,bh_1}$  – расчетное значение прочности древесины при сжатии (смятии) под углом  $\alpha$  к направлению волокон; определяют по формуле (7.54) СП 5.05.01 [1];

$b$  – ширина поперечного сечения растянутого элемента;

$h_1$  – глубина врубки.

Если в ослабленном сечении узла лобовой врубки растягивающее усилие  $N_{t,Rd}$  приложено по его центру, то значение  $N_{t,Rd}$  определяют по формуле

$$N_{t,Rd} = f_{t0d} A_{net}, \quad (4.23)$$

где  $f_{t0d}$  – расчетное значение прочности древесины при растяжении вдоль волокон; определяют по формуле (7.3) СП 5.05.01–2021 [1];

$A_{net}$  – площадь нетто в ослабленном сечении; рассчитывают по формуле

$$A_{net} = b \cdot (h - h_1), \quad (4.24)$$

где  $b$  – ширина поперечного сечения элемента;

$h$  – высота поперечного сечения растянутого элемента;

$h_1$  – глубина врубки.

В случае, когда растягивающее усилие приложено с эксцентриситетом  $e$  по отношению к центру ослабленного сечения, расчетное значение несущей способности  $N_{t,Rd}$  растянутого элемента определяют, как для случая внецентренно-растянутого элемента, согласно п. 7.4 СП 5.05.01 [1].

Расчетное значение несущей способности соединения  $V_d$  при сдвиге в поперечном сечении растянутого элемента узла определяют по формуле

$$V_d = \frac{f_{v,d}}{1 + k_{v1} \cdot \left(\frac{l_v}{e}\right)}, \quad (4.25)$$

где  $f_{v,d}$  – расчетное значение прочности древесины при сдвиге вдоль волокон; определяют по формуле (7.28) СП 5.05.01 [1];

$k_{v1}$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига по длине площадки скалывания в растянутом элементе; принимают равным 0,25;

$l_v$  – расчетная длина плоскости скалывания;

$e$  – эксцентриситет; принимают равным  $0,5 \cdot (h - h_1)$ .

Длину плоскости скалывания  $l_v$  лобовых врубок следует принимать не менее  $1,5 h$ , где  $h$  – полная высота сечения скалываемого элемента, и не более  $10h_1$ .

Глубину врубки  $h_1$  следует принимать не более  $1/3h$  в промежуточных узлах сквозных конструкций и не более  $1/4h$  в остальных случаях, при этом глубина врубок  $h_1$  в брусках должна быть не менее 2 см, а в круглых лесоматериалах – не менее 3 см.

## 5 Конструирование и расчет клееных деревянных стропильных балок

### 5.1 Теоретические сведения

Деревянные балки используют в качестве несущих конструкций покрытий и перекрытий в строительных сооружениях пролетами от 3 до 30 м.

В зависимости от применяемых материалов деревянные балки изготавливают из цельной древесины (пиломатериалов) или клееной древесины. Балки из цельной древесины могут быть сплошного и составного поперечного сечения (на механических связях).

Балки из клееной древесины, в зависимости от ее вида, классифицируют по типам:

- дощатоклееные прямолинейные, изготовленные из горизонтально склеенных по пласти ламелей (слоев досок);
- гнутоклееные двускатные;
- балки клееные из шпона;
- балки из клееной древесины с перекрестным расположением слоев;
- балки комбинированного поперечного сечения (фанера, ОСП, пиломатериал, ДВП).

Тип балок принимают в зависимости от длины перекрываемого пролета и воздействий. Геометрические параметры балок определяют на основании расчетов.

Для покрытий используют следующие виды клееных балок:

- прямолинейные постоянного сечения горизонтальные или наклонные (односкатные);
- двускатные или односкатные с нижней горизонтальной гранью под рулонную кровлю с уклоном не более  $1/10$ ;
- двускатные гнутоклееные постоянного сечения под рулонную кровлю с уклонами не более  $1/10$ , имеющие в коньке гнутоклееный участок;
- двускатные гнутоклееные переменного поперечного сечения под рулонную кровлю с уклонами не более  $1/10$ .

По виду поперечного сечения клееные балки бывают:

- из массивной клееной древесины прямоугольного сечения (дощатоклееные);
- из комбинированной древесины (дощато-фанерные) с поясами из массивной клееной древесины и плоскими стенками из водостойкой фанеры: двутавровые (с одной стенкой) и коробчатые (с двумя стенками). Этот вид сечения используют для односкатных и двускатных балок с горизонтальной нижней гранью и для прямолинейных балок постоянного сечения.

Дощатоклееные балки применяют, как правило, для пролетов до 24 м.

Применение клееных балок с пролетом более 24 м допускается использовать при соответствующем обосновании.

Высота сечения балок назначается не менее  $1/15$  пролета. Соединение досок по длине и ширине в слои и склеивание их по высоте выполняют с учетом

требований СТБ EN 408. Толщину слоев принимают не более 40 мм. Двускатные и односкатные балки с горизонтальной нижней гранью склеивают из горизонтально расположенных слоев разной длины и после отверждения клея опиливают по скату. Двускатные гнутоклееные балки изготавливают из слоев равной длины: выгиб гнутоклееного участка в коньке выполняется с радиусом кривизны не менее 250-кратной толщины досок пакета.

При изготовлении балок всех типов рекомендуется придавать им строительный подъем, равный  $1/200$  пролета, путем выгиба досок в процессе склеивания.

Проверку предельных состояний несущей способности дощатоклееных балок выполняют как изгибаемых элементов по СП 5.05.01 [1] (подразд. 7.3).

Расчетное сечение в двускатных, а также в односкатных с горизонтальной нижней гранью балках прямоугольного сечения при симметричном нагружении тремя и более сосредоточенными нагрузками или равномерно распределенной нагрузкой (сечение с наибольшими нормальными напряжениями) расположено на расстоянии  $x$  от опоры балки.

Для обеспечения устойчивости балок от потери устойчивости плоской формы деформирования при изгибе они должны быть раскреплены элементами покрытия, присоединенными к горизонтальным связевым фермам или устойчивым стенам.

Дощато-фанерные балки с плоскими стенками используют в покрытиях зданий пролетом до 18 м. Высота поперечного сечения таких балок назначается в пределах от  $1/12$  до  $1/15$  пролета. Для изготовления балок используют материалы, характеристики которых приведены в СП 5.05.01 [1] (таблицы 6.2–6.4).

Пояса дощато-фанерных балок выполняют из слоев с вертикальным расположением пласти, толщина которых не более 4,5 см. В двутавровых балках каждый пояс состоит, как правило, из четырех слоев (по два с каждой стороны) шириной не более 100 мм, присоединяемых непосредственно к стенке с зазором между ними по 5 мм, и широких слоев (на всю высоту пояса) – с наружной стороны. В балках коробчатого сечения со стороны стенок также размещают по два узких слоя. Допускается выполнять пояса балок коробчатого сечения из горизонтально расположенных слоев; при этом, если высота пояса более 100 мм, в нем со стороны стенки устраивают пропилы на глубину от 30 до 50 мм так, чтобы к стенке прилегали слои шириной не более 100 мм.

По длине балки устанавливают ребра жесткости из досок с шагом от  $1/8$  до  $1/10$  пролета, которые разделяют балку на панели: в двутавровых балках – снаружи, в коробчатых – внутри, между стенками. В крайних панелях балки применяется более частое расположение ребер жесткости, при необходимости, с дополнительными горизонтальными ребрами. Допускается применение в крайних панелях диагональных подкосов, что позволяет при проверке стенки на устойчивость расчетное расстояние между ребрами принимать равным  $2/3$  фактического расстояния. Опорное сечение в двутавровых балках усиливают с

наружной стороны двумя дополнительными листами фанеры, прикрепленными к поясам и ребрам жесткости.

Фанерные листы располагают таким образом, чтобы волокна наружных слоев фанеры совпадали с продольной осью балки, при этом вертикальные стыки стенки выполняются «на ус» длиной не менее 10-кратной ее толщины. Рекомендуется совмещать стыки с расположением ребер. Стык в пределах первой от опоры панели не устраивают.

При расположении волокон наружных рубашек фанеры перпендикулярно продольной оси балки стыки фанерных листов выполняют впритык, совмещая их с ребрами жесткости.

Расчет дощато-фанерных балок с плоской стенкой при поперечном расположении волокон наружных слоев выполняют без учета работы стенки на изгиб. Расчет дощато-фанерных балок с плоской стенкой при продольном расположении волокон наружных рубашек фанеры выполняют с учетом совместной работы поясов из древесины и фанерной стенки и приведением момента инерции, статического момента и площади поперечного сечения по модулю упругости к материалу, в котором проверяются напряжения.

Расчеты дощато-фанерных балок выполняют с учетом СП 5.05.01 [1] (подразд. 10.3).

## **5.2 Расчет и конструирование фермы клееной деревянной стропильной балки**

При проверке элементов постоянного сплошного поперечного сечения, подверженных изгибу только в одной плоскости (изгиб только относительно оси  $y$  или  $z$ ), и когда приведенная гибкость элемента при изгибе  $\lambda_{rel,m} < 0,75$  (исключена потеря устойчивости плоской формы деформирования), должны соблюдаться условия

$$M_{y,Ed} \leq M_{y,Rd}; \quad (5.1)$$

$$M_{z,Ed} \leq M_{z,Rd}; \quad (5.2)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (5.3)$$

где  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – расчетные значения изгибающего момента в сечении элемента, если изгиб происходит только относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;

$M_{y,Rd}$ ,  $M_{z,Rd}$  – расчетные значения сопротивления в нормальном сечении элемента, подверженного изгибу относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;

$V_{Ed}$  – расчетное значение сдвигающего усилия в сечении изгибаемого элемента, обусловленного внешним воздействием;

$V_{Rd}$  – расчетное значение сопротивления сдвигу в сечении изгибаемого элемента.

Расчетные значения сопротивления элемента изгибу относительно осей  $y$  и  $z$  следует определять по формулам

$$M_{y,Rd} = f_{m,y,d} W_{y,d}; \quad (5.4)$$

$$M_{z,Rd} = f_{m,z,d} W_{z,d}, \quad (5.5)$$

где  $f_{m,y,d}$ ,  $f_{m,z,d}$  – расчетные значения прочности древесины при изгибе относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;

$W_{y,d}$ ,  $W_{z,d}$  – расчетные значения моментов сопротивления поперечного сечения элемента относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно. Для элементов сплошного поперечного сечения, имеющих ослабления,  $W_d = W_{net}$ . При определении  $W_{net}$  ослабления сечений, расположенные на участке элемента длиной не более 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении.

Расчетные значения прочности древесины при изгибе элемента относительно осей  $y$  и  $z$  находят по следующим формулам:

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} k_{sys} k_h f_{m,k}}{\gamma_M}; \quad (5.6)$$

$$f_{m,z,d} = \frac{k_{mod} k_{sys} k_b f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (5.7)$$

где  $k_{mod}$  – коэффициент модификации;

$k_{sys}$  – коэффициент, учитывающий перераспределение усилий в системе; определяют в соответствии с разд. 1;

$k_h$ ,  $k_b$  – коэффициенты, определяемые для высоты  $h$  сечения элемента, если изгиб элемента происходит относительно оси  $y$ , а если относительно оси  $z$ , то за высоту сечения принимают ширину  $b$ ;

$f_{m,k}$  – характеристическое значение прочности древесины или материала на ее основе при изгибе элемента (см. таблицу 1.1 для соответствующего материала);

$\gamma_M$  – частный коэффициент свойств материала или изделий.

Расчетное значение сопротивления сдвигу в сечении изгибаемого элемента  $V_{Rd}$  следует определять по формуле

$$V_{Rd} = \frac{J_{br} b_{ef} f_{v,d}}{S_{br}}, \quad (5.8)$$

где  $J_{br}$  – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$b_{ef}$  – расчетное значение ширины сечения элемента;

$f_{v,d}$  – расчетное значение прочности древесины при сдвиге (скалывании) вдоль волокон при изгибе элемента;

$S_{br}$  – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси.

Расчетное значение ширины поперечного сечения изгибаемого элемента  $b_{ef}$  определяют исходя из возможного появления в процессе эксплуатации поверхностных трещин на уровне нейтральной оси по формуле

$$b_{ef} = bk_{cr}, \quad (5.9)$$

где  $b$  – ширина поперечного сечения изгибаемого элемента;

$k_{cr}$  – коэффициент, учитывающий снижение сопротивления сечения сдвигу из-за возможного образования поверхностных трещин в опорных сечениях, принимают равным: 0,67 – для балок, прогонов из пиломатериала (брусья) и клееной древесины; 1,0 – для материалов на основе древесины.

Расчетное значение прочности древесины при сдвиге (скалывании) вдоль волокон в изгибаемых элементах  $f_{v,d}$  находят по формуле

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}k_{sys}f_{v,k}}{\gamma_M}, \quad (5.10)$$

где  $k_{mod}$  – коэффициент модификации (см. таблицу 1.3);

$k_{sys}$  – коэффициент, учитывающий перераспределение усилий в системе;

$f_{v,k}$  – характеристическое значение прочности древесины при сдвиге вдоль волокон;

$\gamma_M$  – частный коэффициент свойств материала или изделий.

Приведенную гибкость изгибаемого элемента  $\lambda_{rel,m}$  следует определять по формуле

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}, \quad (5.11)$$

где  $f_{m,k}$  – характеристическое значение прочности древесины при изгибе;

$\sigma_{m,crit}$  – критическое напряжение при изгибе элемента, соответствующее его потере устойчивости, определяемое по формуле

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi b^2}{hl_{ef}} \cdot \sqrt{E_{0,05}G_{0,05} \cdot (1 - 0,63 \frac{b}{h})}, \quad (5.12)$$

где  $M_{y,crit}$  – критический изгибающий момент;

$W_y$  – момент сопротивления поперечного сечения относительно оси  $y$ ;

$E_{0,05}$  – 5-процентный квантиль модуля упругости древесины вдоль волокон;

$G_{0,05}$  – 5-процентный квантиль модуля сдвига древесины вдоль волокон;

$l_{ef}$  – эффективная длина элемента, зависящая от граничных условий элемента.

Для шарнирного опирания изгибаемого элемента при постоянном значении момента по всей длине  $l_{ef} = 1,0$ , при равномерно распределенной нагрузке  $l_{ef} = 0,9$ , при сосредоточенной нагрузке в середине пролета  $l_{ef} = 0,8$ , при сосредоточенных нагрузках на четверть пролета  $l_{ef} = 0,96$ .

При проверке предельных состояний несущей способности дощатоклееных двускатных и гнутоклееных балок должны быть проверены сечения на действие максимальных нормальных и сдвигающих напряжений от изгиба.

Расчетное значение нормальных напряжений, действующих в поперечном сечении балки,  $\sigma_{m,\alpha,d}$  должно удовлетворять условию

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m0d} = \frac{M_{Ed}}{W_d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d}, \quad (5.13)$$

где  $\sigma_{m,\alpha,d}$ ,  $\sigma_{m0d}$  – расчетные значения нормальных напряжений при изгибе балки;

$M_{Ed}$  – расчетное значение изгибающего момента от действия нагрузки в сечении на расстоянии  $x$  от опоры;

$W_d$  – расчетное значение момента сопротивления поперечного сечения балки на расстоянии  $x$  от опоры, мм<sup>3</sup>;

$f_{m,d}$  – расчетное значение прочности древесины;

$k_{m,\alpha}$  – коэффициент; определяют по формуле

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha\right)^2}}. \quad (5.14)$$

При расчете дощатоклееных двускатных балок на изгиб необходимо учитывать нормальные напряжения  $\sigma_{m,\alpha,d}$ , действующие в сечении параллельно верхней грани балки, где расстояние от опоры до расчетного сечения при действии равномерно распределенной нагрузки  $x$  определяют по формуле

$$x = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_s}{h_{ap}}, \quad (5.15)$$

где  $l$  – пролет балки, мм;

$h_s$  – высота сечения балки на опоре, мм;

$h_{ap}$  – высота сечения балки в коньке, мм; определяют по формуле

$$h_{ap} = h_s + \frac{l}{2} \cdot \frac{h_s}{h_{ap}} \operatorname{tg} \alpha_{ap}, \quad (5.16)$$

При проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности должен быть определен прогиб.

Для балок таких очертаний в дополнение к расчетным проверкам в скатной зоне должно быть проверено напряженное состояние в зоне конька с учетом:

- остаточных напряжений, возникших при изготовлении балки;
- распределения напряжений и объемных эффектов;
- совместного действия напряжений от сдвига и радиальных растягивающих поперек древесины напряжений, вызванных изгибом.

Объем коньковой зоны балок  $V$  следует принимать не более  $2/3V_b$ , где  $V_b$  – общий объем балки.

Для двускатных и гнутоклееных балок необходимо выполнить проверку в сечении коньковой зоны на действие нормальных и растягивающих поперек волокон древесины напряжений, вызванных действием изгибаемого момента, и на совместное действие скалывающих вдоль волокон и растягивающих поперек волокон древесины напряжений от действия поперечной силы (при ее наличии) в соответствии с условиями

$$\sigma_{m0d} \leq k_r f_{m,0,d}; \quad (5.17)$$

$$\sigma_{t90d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t90d}, \quad (5.18)$$

где  $\sigma_{m0d}$  – расчетное значение напряжения в сечении коньковой зоны при изгибе балки;

$f_{m0d}$  – расчетное значение прочности клееной слоистой древесины в коньковой зоне при изгибе балки;

$k_r$  – понижающий коэффициент, учитывающий снижение прочности клееной древесины в гнуто клееных элементах из-за внутренних напряжений, вызванных изгибом слоев при их изготовлении;

$k_{dis}$  – коэффициент, учитывающий распределения напряжения в коньковой зоне; для двускатных и гнутоклееных балок принимают равным 1,4;

$k_{vol}$  – объемный коэффициент;

$\sigma_{t90d}$  – расчетное значение напряжения, растягивающего древесину поперек волокон в коньковой зоне;

$f_{t90d}$  – расчетное значение прочности клееной древесины балки при растяжении поперек волокон.

При действии расчетного момента  $M_{ap,d}$  в коньке двускатных балок максимальное напряжение от изгиба  $\sigma_{m0d}$  в поперечном сечении определяют по формуле

$$\sigma_{m0d} = k_l \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2}, \quad (5.19)$$

где  $b, h_{ap}$  – ширина и высота поперечного сечения балки в коньке;

$k_l$  – коэффициент; определяют по следующим выражениям:

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \cdot \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^3; \quad (5.20)$$

$$k_1 = 1 + 1,14 \operatorname{tg}(\alpha_{ap}) + 5,4 \operatorname{tg}^2(\alpha_{ap}); \quad (5.21)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \operatorname{tg}(\alpha_{ap}); \quad (5.22)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \operatorname{tg}(\alpha_{ap}) - 7,8 \operatorname{tg}^2(\alpha_{ap}); \quad (5.23)$$

$$k_4 = 6 \operatorname{tg}^2(\alpha_{ap}); \quad (5.24)$$

$$r = r_{in} + 0,5h_{ap}. \quad (5.25)$$

При действии в коньке расчетного момента  $M_{ap,d}$  двускатной балки максимальное напряжение от изгиба  $\sigma_{m0d}$  определяют по формуле

$$\sigma_{t90d} = k_r \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}, \quad (5.26)$$

где  $b, h_{ap}$  – ширина и высота поперечного сечения балки в коньке;

$k_p$  – коэффициент; принимают равным  $0,2\text{tg}(\alpha_{ap})$ .

Значение коэффициента  $k_r$  зависит от величины  $r_{in}/t$  и может принимать следующие значения:

– при  $r_{in}/t \geq 240$  –  $k_r = 1$ ;

– при  $r_{in}/t < 240$  –  $k_r = 0,76 + 0,001 \cdot (r_{in}/t)$ ,

где  $r_{in}$  – внутренний радиус криволинейного участка балки;

$t$  – толщина слоя (доски).

Значение объемного коэффициента  $k_{vol}$  для клееных элементов и LVL рассчитывают по формуле

$$k_{vol} = \left( \frac{V_0}{V} \right)^{0,2}, \quad (5.27)$$

где  $V_0$  – базовый объем, принимаемый равным  $0,01 \text{ м}^3$ ;

$V$  – объем в коньковой зоне с максимальным значением  $2V_b/3$ , в котором возникают растягивающие поперек волокон напряжения,  $\text{м}^3$ .

## 6 Сравнение вариантов стропильных систем

Сравнение вариантов стропильных систем для дальнейшего проектирования должно осуществляться по следующим критериям:

- материалоемкость конструкций;
- количество соединительных узлов, расход материалов на их устройство в каждом элементе и трудоемкость их изготовления;
- трудоемкость изготовления стропильной конструкции;
- сложность и условия монтажа на строительной площадке;
- расходы на логистику.

## 7 Расчёт деревянной стойки

### 7.1 Теоретические сведения

Деревянные колонны являются сжатыми или сжато-изгибаемыми несущими конструкциями, опирающимися на фундаменты.

Колонны могут быть как из клееной, так и цельной древесины. В клееных колоннах допускается сочетать древесину разных классов прочности, используя

в крайних зонах поперечного сечения на 0,15 высоты более высокий класс прочности.

## 7.2 Расчет и конструирование фермы клееной деревянной стойки

Расчет сжато-изгибаемых элементов производится согласно п. 7.5 СП 5.05.01 [1]. При этом выбор расчетной ситуации зависит от показателей приведенной гибкости элемента относительно осей  $y$  и  $z$ , а также приведенной гибкости элемента при изгибе. Следовательно, сначала требуется определить показатели гибкости колонны.

Приведенную гибкость элемента относительно осей  $y$  и  $z$  следует определять по формулам

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{0,05}}}; \quad (7.1)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{0,05}}}, \quad (7.2)$$

где  $\lambda_y, \lambda_z$  – гибкость элемента относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;  
 $E_{0,05}$  – 5-процентный квантиль модуля упругости древесины.

Гибкость элемента сплошного сечения относительно осей  $y$  и  $z$  определяют по формулам

$$\lambda_y = \frac{l_{d,y}}{i_y}; \quad (7.3)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{d,z}}{i_z}, \quad (7.4)$$

где  $l_{d,y}, l_{d,z}$  – расчетные длины элемента;

$i_y, i_z$  – радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто относительно осей  $y$  и  $z$ .

Для прямоугольного сечения гибкость  $\lambda_y$  и  $\lambda_z$  определяют по формулам

$$\lambda_y = \frac{l_{d,y}}{\frac{h}{\sqrt{12}}}; \quad (7.5)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{d,z}}{\frac{b}{\sqrt{12}}}, \quad (7.6)$$

где  $h, b$  – высота и ширина поперечного сечения элемента.

Расчетную длину  $l_d$  элемента следует определять по формуле

$$l_d = l\beta_0, \quad (7.6)$$

где  $l$  – свободная длина элемента;

$\beta_0$  – коэффициент приведения.

Для определения расчетной длины прямолинейных элементов, нагруженных продольными усилиями по концам, коэффициент  $\beta_0$  следует принимать равным: при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента – 1; при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце – 0,85; при одном защемленном и другом свободном нагруженном конце – 2,25; при обоих защемленных концах – 0,7.

В случае равномерно распределенной по длине элемента продольной нагрузки коэффициент  $\beta_0$  следует принимать равным: при обоих шарнирно-закрепленных концах – 0,73; при одном защемленном и другом свободном конце – 1,2.

Приведенную гибкость изгибаемого элемента  $\lambda_{rel,m}$  следует определять по формуле

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}, \quad (7.7)$$

где  $f_{m,k}$  – характеристическое значение прочности древесины при изгибе;

$\sigma_{m,crit}$  – критическое напряжение при изгибе элемента, соответствующее его потере устойчивости, определяемое по формуле

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi b^2}{hl_{ef}} \cdot \sqrt{E_{0,05} G_{0,05} \cdot \left(1 - 0,63 \frac{b}{h}\right)}, \quad (7.8)$$

где  $M_{y,crit}$  – критический изгибающий момент;

$W_y$  – момент сопротивления поперечного сечения относительно оси  $y$ ;

$E_{0,05}$  – 5-процентный квантиль модуля упругости древесины вдоль волокон;

$G_{0,05}$  – 5-процентный квантиль модуля сдвига древесины вдоль волокон;

$l_{ef}$  – эффективная длина элемента, зависящая от граничных условий элемента.

Для шарнирного опирания изгибаемого элемента при постоянном значении момента по всей длине  $l_{ef} = 1,0$ , при равномерно распределенной нагрузке  $l_{ef} = 0,9$ , при сосредоточенной нагрузке в середине пролета  $l_{ef} = 0,8$ , при сосредоточенных нагрузках на четверть пролета  $l_{ef} = 0,96$ .

Выбор дальнейшей формы расчета осуществляется согласно п. 7.5 СП 5.05.01 [1] в зависимости от значения параметров гибкости. Так, при  $\lambda_{rel,y} > 0,3$  и/или  $\lambda_{rel,z} > 0,3$  и  $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$  расчет стойки производится согласно п. 7.5.2 СП 5.05.01 [1]. При этом должны соблюдаться условия

$$\frac{N_{c,Ed}}{k_{c,y} N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + k_m \cdot \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1; \quad (7.9)$$

$$\frac{N_{c,Ed}}{k_{c,z} N_{c,Rd}} + k_m \cdot \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1, \quad (7.10)$$

где  $N_{c,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – расчетные значения осевого усилия сжатия и изгибающих моментов относительно осей  $y$  и  $z$ , действующих в сечении элемента, обусловленные внешними воздействиями;

$N_{c,Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$ ,  $M_{z,Rd}$  – расчетные значения сопротивления элемента сжатию вдоль оси  $x$  и изгибу относительно осей  $y$  и  $z$  в нормальном сечении элемента;

$k_{c,y}$ ,  $k_{c,z}$  – коэффициенты продольного изгиба относительно осей  $y$  и  $z$ ;

$k_m$  – коэффициент, учитывающий распределение нормальных напряжений по вы соте поперечного сечения в зависимости от его формы. Для элементов прямо угольного поперечного сечения из цельной или клееной древесины, а также LVL  $k_m = 0,7$ . Для других форм поперечного сечения  $k_m = 1$ .

Коэффициенты продольного изгиба  $k_{c,y}$  и  $k_{c,z}$  следует определять по формулам

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 + \lambda_{rel,y}^2}}; \quad (7.11)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 + \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (7.12)$$

где  $\lambda_{rel,y}$ ,  $\lambda_{rel,z}$  – приведенная гибкость элемента относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;

$k_y$ ,  $k_z$  – коэффициенты, определяемые по формулам

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} 0,3) + \lambda_{rel,y}^2]; \quad (7.13)$$

$$k_z = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} 0,3) + \lambda_{rel,z}^2], \quad (7.14)$$

где  $\beta_c$  – коэффициент приведенной длины, принимают равным: для пиломатериалов – 0,2; для клееной древесины, шпонового бруса, LVL – 0,1.

Расчетные значения сопротивления элемента изгибу относительно осей  $y$  и  $z$  следует определять по формулам

$$M_{y,Rd} = f_{m,y,d} W_{y,d}; \quad (7.15)$$

$$M_{z,Rd} = f_{m,z,d} W_{z,d}; \quad (7.16)$$

где  $f_{m,y,d}$ ,  $f_{m,z,d}$  – расчетные значения прочности древесины при изгибе относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;

$W_{y,d}$ ,  $W_{z,d}$  – расчетные значения моментов сопротивления поперечного сечения элемента относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно. Для элементов сплошного поперечного сечения, имеющих ослабления,  $W_d = W_{net}$ . При определении  $W_{net}$  ослабления сечений, расположенные на участке элемента длиной не более 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении.

Расчетные значения прочности древесины при изгибе элемента относительно осей  $y$  и  $z$  находят по следующим формулам:

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod}k_{sys}k_h f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (7.17)$$

$$f_{m,z,d} = \frac{k_{mod}k_{sys}k_b f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (7.18)$$

где  $k_{mod}$  – коэффициент модификации;

$k_{sys}$  – коэффициент, учитывающий перераспределение усилий в системе; определяют в соответствии с разд. 1;

$k_h, k_b$  – коэффициенты, определяемые для высоты  $h$  сечения элемента, если изгиб элемента происходит относительно оси  $y$ , а если относительно оси  $z$ , то за высоту сечения принимают ширину  $b$ ;

$f_{m,k}$  – характеристическое значение прочности древесины или материала на ее основе при изгибе элемента (см. таблицу 1.1 для соответствующего материала);

$\gamma_M$  – частный коэффициент свойств материала или изделий.

## 8 Обеспечение пространственной жесткости здания при эксплуатации и монтаже

Деревянные конструкции должны проектироваться с учетом предъявляемых к ним требований по эксплуатации в соответствии с назначением и заданной степенью надежности восприятия воздействий, которые могут возникнуть во время транспортирования, монтажа, эксплуатации и реконструкции.

Материалы, применяемые для деревянных конструкций, должны быть в установленном порядке согласованы с органами соответствующего государственного надзора.

При расчетах следует рассматривать все возможные условия, в которых конструкция выполняет свои функции, и выбирать наиболее неблагоприятные расчетные ситуации, для которых проверяются условия соответствующих предельных состояний.

Нагрузки и воздействия на конструкции, а также расчетные ситуации следует принимать в соответствии с требованиями ТНПА.

Деревянные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (первая группа предельных состояний) и по деформациям, не препятствующим нормальной эксплуатации (вторая группа предельных состояний), с учетом характера и длительности действия нагрузок и воздействий. При расчете деревянных конструкций следует рассмотреть все расчетные ситуации и случаи нагружения.

Расчеты должны выполняться на основе соответствующих расчетных моделей конструкции, а в случае необходимости – испытаний с учетом всех факторов.

Расчетные модели должны соответствовать действительной работе конструкции при рассматриваемом предельном состоянии.

Для изготовления деревянных конструкций следует применять цельную и клееную древесину хвойных пород. Древесину твердых лиственных пород следует использовать для нагелей, подушек и других ответственных деталей и конструкций.

Для несущих элементов деревянных конструкций должна применяться древесина надлежащего класса по прочности в соответствии с требованиями СТБ EN 338–2011 [5].

Для расчетов деревянных конструкций нагрузки, в зависимости от продолжительности их действия, классифицируются в соответствии с требованиями СН 2.01.02–2019 [6].

Все пиломатериалы в соответствии с требованиями СТБ EN 338–2011 [5] в зависимости от значений прочностных и упругих характеристик древесины подразделяются на классы прочности.

Для обеспечения пространственной жесткости зданий обычно применяют системы связей. Связи бывают:

- горизонтальные (или наклонные для скатной кровли);
- вертикальные в покрытии, а также по продольным и торцовым стенам.

Связи обеспечивают общую устойчивость здания, воспринимают ветровые и крановые тормозные нагрузки и передают их на фундамент.

В зданиях с деревянным каркасом применяют два основных вида связей:

1) связевые фермы, располагаемые вертикально, наклонно или горизонтально поперек здания по наружным поясам (или наружному контуру) несущих конструкций;

2) продольные связи (тоже фермы), плоскость которых располагается перпендикулярно плоскости несущих конструкций; эти связи закрепляют нижние пояса (или внутреннюю кромку) несущих конструкций.

Связевые фермы, расположенные по наружным поясам конструкций, соединяют ригели двух соседних рам и их стойки в пространственный блок жесткости, способный воспринимать нагрузки, направленные перпендикулярно плоскости основных несущих конструкций. Поясами являются верхние пояса ригелей (ферм, клефанерных балок и т. п.) или все сечение несущих конструкций (дощатоклееных арок, рам, стоек). Решетка связевых ферм может быть деревянной раскосной или перекрестной из стальных тяжей. Эти связи воспринимают ветровые и технологические нагрузки, направленные вдоль здания (ветер, продольное торможение кранов), обеспечивают устойчивость каркаса в процессе его монтажа.

Роль стоек в решетке связевых ферм выполняют прогоны или панели. Связевые фермы устанавливаются с интервалом не более 30 м (чаще всего от 18 до 24 м), не менее двух на здание.

Связевые фермы у торцов здания могут не устанавливаться, если торцевые стены в состоянии самостоятельно воспринимать горизонтальные нагрузки.

Связи закрепляют две крайние точки несущих конструкций и одну или несколько промежуточных точек.

Расчет связевых ферм производят на горизонтальные нагрузки, которые

складываются из внешних горизонтальных нагрузок (ветра, тормозных усилий кранов и т. п.) и дополнительных усилий от вертикальной нагрузки вследствие возможных несовершенств формы (отклонение от вертикали и других дефектов).

Связевые фермы рассчитывают так же, как и обычные фермы.

Продольные связи соединяют несущие конструкции попарно и устанавливаются с интервалом, равным шагу несущих конструкций.

Шаг продольных связей определяют из условия обеспечения устойчивости раскрепляемых конструкций.

Продольные связи рассчитывают на горизонтальную силу при установке связей в карнизных узлах рам и в арках.

Для наглядности покажем связи в здании с каркасом, состоящим из стоек и шарнирно опертых на них балок (или ферм).

## **9 Мероприятия по защите деревянных конструкций от гниения и возгорания**

### **9.1 Защита от загнивания**

Использование для изготовления деревянных конструкций древесины с влажностью более 30 %, увлажнение конструкций при эксплуатации, нарушение осушающего режима в помещении и другие причины приводят к загниванию древесины и резкому сокращению сроков службы деревянных конструкций.

Под гниением древесины понимают процесс жизнедеятельности грибов, разрушающих целлюлозу – самую прочную часть древесины. Грибы относятся к группе низших споровых растений, в клетках которых нет хлорофилла. В эксплуатируемых зданиях и сооружениях деревянные конструкции поражаются в основном домовыми грибами. Точно определить вид домового гриба можно лишь после лабораторных микологических исследований, однако в большинстве случаев этого и не требуется, т. к. способы борьбы с домовыми грибами практически не зависят от конкретного вида гриба.

Процесс развития грибов происходит при средней влажности древесины более 20 % в условиях повышенной влажности воздуха при отсутствии проветривания и температуре окружающего воздуха от 0 °С до 45 °С.

Характерные признаки поражения древесины грибами в конструкциях:

- появление на поверхности древесины грибницы – белых скоплений грибных нитей (гифов), а также наличие характерного грибного запаха;
- изменение цвета древесины: в начале процесса – на красноватый, затем бурый или темно-коричневый;
- наличие в древесине глубоких трещин, по которым она распадается на отдельные призматические кусочки – деструктивная гниль.

Для оценки степени поражения древесины грибами установлено пять групп:

- 0 – здоровая древесина;
- 1 – снижение прочности древесины на 10 %...20 %;
- 2 – снижение прочности на 40 %;

– 3 и 4 – аварийное состояние при снижении прочности на 50 % и более.

Основными мероприятиями конструктивной профилактики против загнивания деревянных конструкций являются защита их от постоянного или систематически повторяющегося увлажнения и создание осушающего режима эксплуатации.

Увлажнение деревянных конструкций может быть:

непосредственное - атмосферными осадками из-за протечек кровли;

– капиллярное – грунтовыми водами при повреждении гидроизоляции;

– биологическое – самоувлажнение в процессе гниения;

– конденсационное – увлажнение за счет оседания воды из паров, содержащихся в воздухе.

Основные конструктивные (профилактические) меры против загнивания:

– использование сухого пиломатериала с влажностью  $W = 12\%$  – для изготовления клееных деревянных конструкций и  $W < 20\%$  – для неклееных конструкций;

– защита конструкций от увлажнения при транспортировке и монтаже;

– размещение деревянных конструкций полностью в пределах отапливаемого помещения;

– установка опорных частей балок, ферм на деревянные опорные подушки или в открытые гнезда;

– устройство опорных узлов рам, арок так, чтобы низ деревянного элемента был на 300...500 мм выше уровня чистого пола;

– обеспечение свободного доступа к опорным узлам конструкций для осмотра и проветривания;

– устройство гидроизоляции в местах соприкосновения древесины с каменной кладкой, бетоном, металлом;

– обеспечение зазора не менее 250 мм между нижним поясом ферм и утеплителем в зданиях с утеплением для осмотра и проветривания;

– вентиляция утепленных деревянных перекрытий через щелевые плинтуса и решетки в полу, вентиляция подполья через продухи в цокольных стенах;

– правильное расположение слоев пароизоляции и теплоизоляции в ограждающих конструкциях

В тех случаях, когда одними конструктивными мерами невозможно гарантировать надежную защиту деревянных конструкций от загнивания, конструкции обрабатываются специальными химическими препаратами – антисептиками – веществами, оказывающими отравляющее воздействие на биологических разрушителей древесины.

Требования к антисептикам:

– быть токсичными для дереворазрушающих грибов и насекомых и безопасными для человека и домашних животных;

– не влиять на механическую прочность древесины и не способствовать коррозии металлических соединительных деталей;

– легко проникать в древесину и не вымываться из нее, иметь постоянный химический состав, не иметь резкого запаха, быть экономически выгодными для

применения. Применяемые в строительстве антисептики делятся на:

- водорастворимые (неорганические или минеральные);
- маслянистые (органические); комбинированные,
- комплексные (обладающие антисептическими и огнезащитными свойствами).

Деревянные конструкции каркасов, покрытий и перекрытий защищаются водорастворимыми антисептиками, а элементы конструкций, соприкасающиеся с землей, пропитываются маслянистыми антисептиками.

## **9.2 Защита от возгорания**

Степень огнестойкости здания определяется огнестойкостью его строительных конструкций. Строительные конструкции, в свою очередь, характеризуются огнестойкостью и пожарной опасностью. Показателем огнестойкости является предел огнестойкости. Пожарную опасность конструкции характеризует класс ее пожарной опасности.

Предел огнестойкости строительных конструкций – это время (в минутах) наступления одного или последовательно нескольких, нормируемых для данной конструкции, признаков предельных состояний: потери несущей способности; потери целостности; потери теплоизолирующей способности.

Пределы огнестойкости строительных конструкций определяются по результатам огневых испытаний в специальных лабораторных печах с соблюдением стандартного режима нарастания температуры и проверяются при натуральных испытаниях.

Горение древесины - процесс быстрого соединения продуктов термического разложения древесины с кислородом воздуха, сопровождающийся выделением тепла или дыма, появлением пламени. При горении происходит химическая деструкция (пиролиз) древесины. Возгорание древесины происходит в результате кратковременного нагрева ее до температуры 250 °С или длительного воздействия более низких температур. При нагревании древесины до температуры пожаров (800 °С...900 °С) происходит ее термическое разложение с образованием смеси газообразных продуктов и твердого остатка в виде угля. Различают две фазы горения древесины: первая – пламенная; вторая – тление угля. Тление прекращается, если на поверхности древесины образуется тончайшая пленка золы. Интенсивность горения зависит от подачи и количества кислорода воздуха.

В пожарном отношении деревянные конструкции часто необоснованно считаются более опасными, чем металлические или железобетонные с предварительно напряженной арматурой. Опыт обследования зданий, поврежденных пожаром, показывает, что незащищенные металлические и железобетонные конструкции с предварительно напряженной арматурой быстро теряют несущую способность и внезапно обрушаются.

Деревянные конструкции допускается применять в зданиях и сооружениях при температуре окружающего воздуха не более 35 °С – для клееных деревянных конструкций и не более 50 °С – для деревянных конструкций из брусьев и досок.

Применение деревянных конструкций, как и других видов строительных конструкций, требует соблюдения конструктивных и химических мер защиты их от возгорания.

Конкретные конструктивные меры защиты от пожарной опасности зависят от функционального назначения зданий и сооружений и устанавливаются соответствующими нормами проектирования. Для одноэтажных производственных и складских зданий наиболее распространены следующие конструктивные меры защиты:

- соблюдение противопожарных разрывов между зданиями;
- устройство противопожарных разрывов длиной не менее 6...12 м в протяженных зданиях;
- разделение зданий на отсеки (через 50 м) брандмауэрными стенами из негорючих материалов высотой 600 мм (от поверхности кровли);
- проектирование клееных деревянных конструкций массивного прямоугольного сечения;
- защита (обшивка) поперечного сечения деревянных элементов листовыми материалами из асбеста, оштукатуривание растворами;
- применение негорючих теплоизоляционных материалов и кровель, разделение на отсеки, не сообщающиеся между собой, кровельных и стеновых панелей, имеющих пустоты.

При невозможности обеспечить требуемую пожарную безопасность зданий конструктивными мерами используются химические меры защиты, которые включают обработку деревянных элементов огнезащитными составами – антипиренами.

Антипирены – вещества, которые при нагревании плавятся и покрывают поверхность древесины огнезащитной пленкой, препятствующей доступу воздуха к древесине, или разлагаются с выделением большого количества негорючих газов, которые оттесняют воздух от древесины. В состав антипиренов входят фосфорнокислый и сернокислый аммоний, бура, борная кислота и другие химические вещества.

Пропитка антипиренами снижает прочностные свойства древесины в среднем на 10 %. Соединительные металлические детали (накладки, болты) снижают предел огнестойкости деревянных конструкций, они также должны быть защищены огнезащитными составами.

Выбор способов антисептирования и антипирирования зависит от вида и габаритных размеров конструкций, требований к сроку службы конструкций, условий эксплуатации и производственных возможностей.

## Список литературы

- 1 Деревянные конструкции: СП 5.05.01–2021. – Введ. 01.06.2021. – Минск: Минстройархитектуры, 2021. – 115 с.
- 2 Основы проектирования строительных конструкций: СН 2.01.01–2022. – Взамен СН 2.01.01–2019; введ. 23.11.2022. – Минск: Минстройархитектуры, 2022. – 89 с.
- 3 Воздействия на конструкции. Снеговые нагрузки: СН 2.01.04–2019. С отменой ТКП EN 1991-1-3–2009 (02250); введ. 16.11.2019. – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 42 с.
- 4 Деревянные конструкции. Правила расчета: СП 5.05.02. – Введ. 10.01.2024. – Минск: Минстройархитектуры, 2024. – 133 с.
- 5 Древесина конструкционная. Классы прочности: СТБ EN 338–2011. – Минск: Стройтехнорм, 2012. – 12 с.
- 6 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: СН 2.01.02–2019. – С отменой ТКП EN 1991-1-1–2016 (33020); введ. 16.11.2019. – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 39 с.

## Приложение А (обязательное)

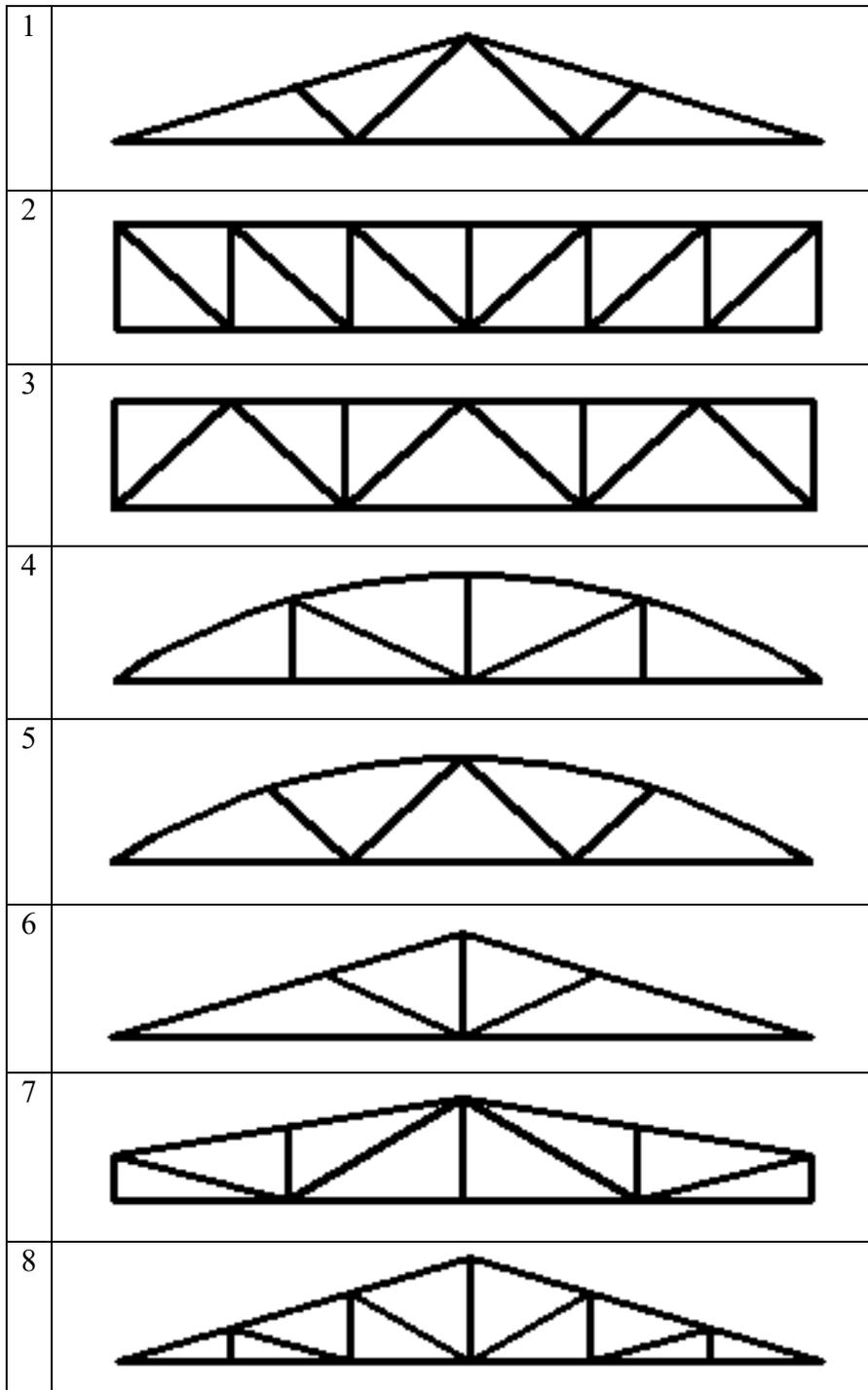


Рисунок А.1 – Типы стропильных ферм