

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Рязанский институт (филиал)
федерального государственного бюджетного образовательного учреждения
высшего образования
«Московский политехнический университет»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

Н.А. Антоненко

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Учебное пособие



Рязань
2019

УДК 624.011.1
ББК 38.55
A72

Антоненко, Н.А.

A72 Строительные конструкции зданий и сооружений из дерева и пластмасс: учебное пособие./ Н.А. Антоненко - Рязань: Рязанский институт (филиал) Московского политехнического университета, 2019 – 96 с.

В учебном пособии рассмотрены соединения деревянных элементов, дощатые и клефанерные настилы покрытия, балки, плоские сквозные конструкции, рамные конструкции, основные положения по их расчету, конструированию и изготовлению.

Учебное пособие по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» разработано в соответствии с учетом требований нормативных документов и предназначено для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», направления подготовки 08.03.01 «Строительство» очной и заочной форм обучения.

Данное учебное пособие является продолжением пособия «Конструкции из дерева и пластмасс».

Печатается по решению методического совета Рязанского института (филиала) Московского политехнического университета

УДК 624.011.1
ББК 38.55

© Антоненко Н.А., 2019
© Рязанский институт (филиал)
Московского политехнического
университета, 2019

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	4
1 Соединения деревянных элементов	5
2 Соединения со связями, работающими на сжатие, соединения со связями, работающими на изгиб.....	13
3 Соединения со связями, работающими на растяжение. Соединения со связями, работающими на сдвиг.....	24
4 Дощатые и клефанерные настилы покрытия.....	34
5 Балки и прогоны цельного сечения. Составные балки на податливых связях. Клееные балки.....	42
6 Плоские сквозные конструкции. Фермы: основные виды, расчет.....	62
7 Рамные конструкции.....	79
Библиографический список.....	90
Приложение А.....	91
Приложение В	93
Приложение Г	96

ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «Конструкции из дерева и пластмасс» (*КДuП*) является одной из профилирующих по специальности.

Целью изучения дисциплины является подготовка специалистов, уровень знаний которых соответствует квалификации инженер-строитель по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» специализации «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений», бакалавров по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство».

Изучение дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс» должно обеспечить специалиста знаниями и умениями для решения профессиональных задач.

Задачи освоения дисциплины: привитие студентам компетенций, необходимых для разработки рабочей документации при проектировании конструкций из дерева и пластмасс; проведения обследований конструкций для сравнения их по экономическим показателям; обоснованного выбора материала конструкции при заданных условиях ее эксплуатации; использования современных методов расчета и компьютерного проектирования; возможности применения полученных знаний для решения конкретных задач с умелым использованием отечественного и зарубежного опыта по проектированию конструкций зданий и сооружений; осуществления авторского надзора при изготовлении, возведении, монтаже и сдаче в эксплуатацию запроектированных объектов и сооружений из древесины и пластмасс.

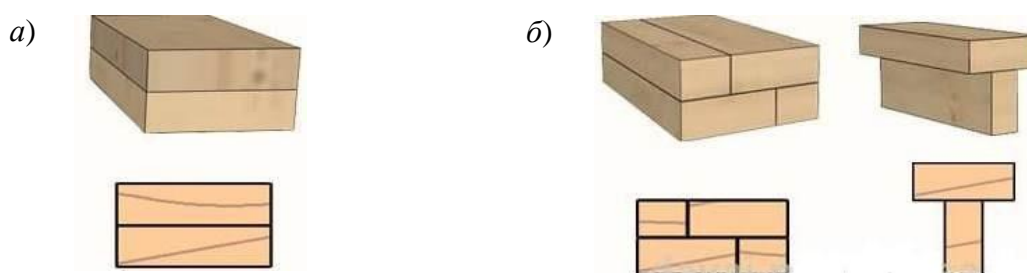
1 СОЕДИНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1.1 Способы соединения деревянных элементов

Размеры лесоматериалов (длина и сечения) ограничены, поэтому отдельно они могут быть применены только в виде стоек и балок невысокой несущей способности. Пиломатериалы имеют стандартную длину 1,0 – 6,5 м с градацией через каждые 0,25 м. Ширина пиломатериалов колеблется от 75 до 275 мм, толщина – от 16 до 250 мм.

Для создания конструкций больших пролетов или высоты необходимо соединять отдельные элементы. Соединения являются наиболее ответственными деталями, так как разрушение деревянных конструкций обычно начинается в них. При изготовлении многих соединений в элементах конструкций выполняют отверстия и врезки, ослабляющие их сечения, повышающие деформативность, в результате которой возникают повышенные прогибы деревянных конструкций.

Более широкая сторона пиломатериалов - пласть, а узкая – кромка. На рисунке 1.1 показаны соединения по пластям (рисунок 1.1 а), по кромкам и пластям (рисунок 1.1 б).



а – соединения по пластям, б - соединения по кромкам и пластям.

Рисунок 1.1 – Соединения по пластям, по кромкам и пластям

На рисунке 1.2 приведены способы соединения деревянных элементов.



Рисунок 1.2 – Способы соединений деревянных элементов

Анизотропия строения, малая прочность древесины при скалывании, растяжении поперек волокон и смятии являются причиной большой сложности и многообразия соединений элементов из дерева.

Сжатые деревянные элементы – в элементах усилия передаются непосредственно от элемента, к элементу, специальных рабочих связей не требуется, конструкции соединений сжатых деревянных элементов просты и надежны.

Растянутые деревянные элементы – в элементах существует опасность хрупкого разрушения древесины по ослабленным сечениям, скалывание и растяжение поперек волокон. Применение в соединениях растянутых элементов податливо работающих связей уменьшает опасность их хрупкого разрушения.

По характеру работы соединений деревянных конструкций связи подразделяются: **податливые и жесткие**.

Податливость – способность связей давать возможность соединяемым элементам сдвигаться друг относительно друга.

Деформации в податливых соединениях возникают в результате неплотностей, образующихся при изготовлении, от усушки и смятия древесины, особенно поперек волокон и изгиба связей. Величина этих деформаций при длительном действии расчетных нагрузок в соединениях, где древесина работает поперек волокон, принимается равной - 3,0 мм, а во всех других случаях— 1,5 — 2,0 мм.

Жесткие соединения – соединения, не обладающие податливостью. К жестким соединениям относятся клеевые соединения.

Все соединения деревянных конструкций являются податливыми, за исключением клеевых.

Основные требования, предъявляемые ко всем соединениям деревянных элементов: обеспечение в узлах и стыках **вязкости, дробности и плотности**.

Металлические соединения являются универсальными и широко используются при изготовлении деревянных конструкций.

По характеру работы все основные соединения деревянных конструкций подразделены на группы:

а) **соединения без специальных связей**, требующих расчета - упоры и врубки;

б) **соединения со связями, работающими на сжатие** - шпонки и колодки;

в) **соединения со связями, работающими на изгиб** - нагели-болты, штыри, гвозди, винты, деревянные пластинки;

г) **соединения со связями, работающими на растяжение** - болты, гвозди, винты и хомуты;

д) **соединения со связями, работающими на сдвиг** - клеевые швы.

Различают три группы соединений деревянных конструкций:

- **контактные соединения** (без использования рабочих механических связей: врубки и другие соединения «впритык»);

- **соединения с механическими связями** (нагельные: болтовые, гвозде-

вые; шпоночные, соединения на шайбах, нагельных пластинках и т.п.);

- **клеевые соединения** и соединения комбинированного типа.

Клеевые соединения являются основными соединениями элементов при заводском изготовлении деревянных конструкций.

В большинстве соединений деревянных конструкций, кроме клеевых, в результате действия сжимающих усилий или начального обжима, между соединяемыми элементами возникают силы трения, которые уменьшают усилия в связях, в виду незначительности расчетом не учитываются.

Силы трения учитываются только при кратковременном действии сжатия:

- с коэффициентами трения по пласти - 0,2;
- с коэффициентами трения торца - 0,3;
- при дополнительных напряжениях коэффициент трения - 0,6.

1.2 Соединения без специальных связей

Соединения без специальных связей, подлежащих расчету – **«конструктивные врубки»**, **«лобовые упоры»** и **«лобовые врубки»**. В этих соединениях действуют незначительные усилия или усилия передаются непосредственно от одного элемента к другому.

1.2.1 «Конструктивные врубки» являются соединениями, в которых возникают усилия намного меньше их несущей способности, и они не нуждаются в расчете (рисунки 1.3 - 1.6). В деревянных конструкциях наибольшее применение находят конструктивные врубки: в **«четверть»**, **«в шпунт»**, **«в полдерева»** и **«косой прируб»**.

Соединение **«в четверть»** (рисунок 1.3) - сплачивание досок кромками по ширине, для чего в них вырезают односторонние пазы глубиной, несколько большей половины толщины, в которые входят образовавшиеся выступы кромок соседних досок. Обшивки стен из досок, соединенных в четверть, препятствуют продуванию стен, проникновению атмосферных осадков.

Сосредоточенные нагрузки в таких обшивках распределяются на две соседние доски.

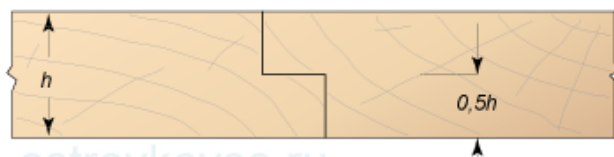


Рисунок 1.3 – Соединение «в четверть»

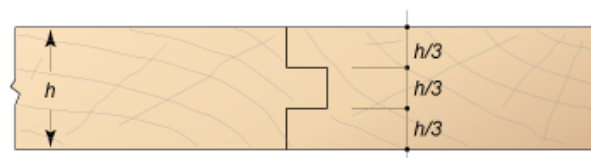


Рисунок 1.4 – Соединение «в шпунт»

Соединение **«в шпунт»** (рисунок 1.4) представляет собой сплачивание досок или брусьев кромками, в одной из которых вырезаны двусторонние пазы, в другой - один средний паз (шпунт), равный примерно $h/3$ толщины, в который входит образовавшийся выступ (гребень) соседней доски. Настилы из досок, соединены в шпунт, препятствуют просыпанию засыпок, и сосредото-

точные нагрузки на них распределяются на ряд соседних досок.

Соединение «*косой прируб*» (рисунок 1.5) - продольное сращивание брусьев или бревен концами, в которых сделаны односторонние наклонные врезки длиной, равной удвоенной высоте сечения, с торцами, равными 0,15 высоты сечения. Косые прирубы стягиваются конструктивными болтами и применяются для соединения прогонов и балок по длине.

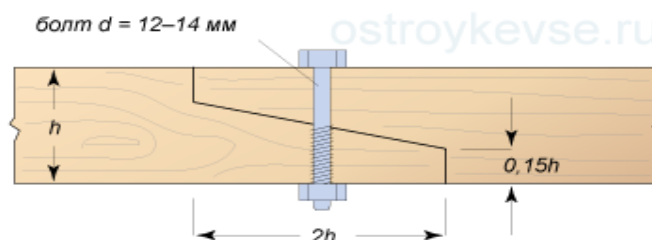


Рисунок 1.5 – Соединение «косой прируб»

Соединение «*врубка в полдерева*» (рисунок 1.6) представляет собой соединение концов брусьев или бревен с врезками до половины толщины под углом в одной плоскости, стянутых конструктивным болтом. Так соединяются, например, концы стропильных ног в коньке крыш.

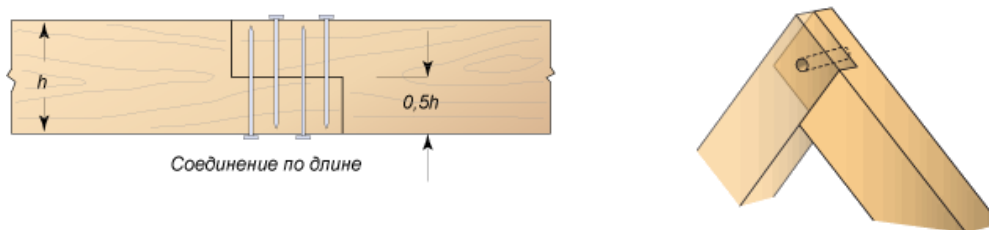


Рисунок 1.6 – Соединение «врубка в полдерева»

1.2.2 «Лобовые упоры» (рисунки 1.7 – 1.9) являются наиболее простыми и надежными соединениями, применяемыми в большинстве видов деревянных конструкций для крепления сжатых стержней, работают и рассчитываются на смятие, возникающее в них от действия сжимающих усилий. На растяжение они работать не могут.

Лобовые упоры бывают **продольными, поперечными и наклонными.**

Соединение «*продольный лобовой упор*» (рисунок 1.7) - соединение обрезанного под прямым углом конца сжатого стержня с опорой или торца другого стержня в сжатом стыке.

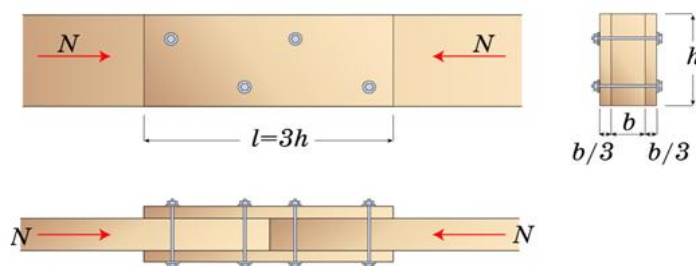


Рисунок 1.7 – Соединение «продольный лобовой упор»

Соединение перекрывается конструктивно установленными двусторонними накладками толщиной не менее $\frac{1}{3}$ толщины стержней и длиной не менее трех высот сечений на болтах. В продольном лобовом упоре древесина работает на смятие вдоль волокон и имеет наиболее высокое расчетное сопротивление.

Соединение «*поперечный лобовой упор*» - это соединение двух стержней под прямым углом, когда торец сжатого стержня упирается в пластъ другого и закрепляется конструктивными накладками на болтах (рисунок 1.8). Так, соединяются стойки с верхними и нижними элементами каркаса. В соединении древесина торца работает на смятие вдоль волокон, а древесина пласти - поперек волокон и нуждается в расчете.

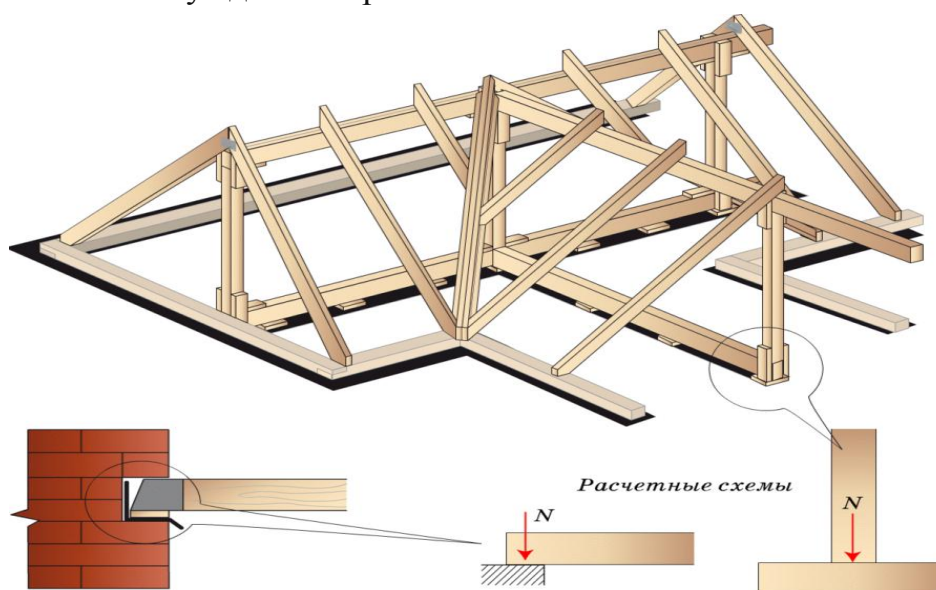


Рисунок 1.8 – Соединение «поперечный лобовой упор»

Прочность стыка проверяется только для пласти элемента, в который упирается торец другого.

Расчетное сопротивление древесины местному сжатию и смятию поперек волокон на части длины $R_{см.90}$ (при длине ненагруженных участков не менее длины площади смятия и толщины элемента), кроме смятия в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов при углах смятия от $90^\circ - 60^\circ$, вычисляют по формуле:

$$R_{см.90}^A = R_{с.90}^A \left(1 + \frac{80}{(l_{см} + 12)} \right), \quad (1.1)$$

где $R_{см.90}^A$ - расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон;

$l_{см}$ - длина площадки смятия вдоль волокон древесины, см.

Расчетное сопротивление древесины на сжатие и смятие под углом, α , к направлению волокон занимает промежуточное положение между значениями прочности древесины на смятие вдоль и поперек волокон определяется по формуле:

$$R^A_{см.α} = \frac{R^A_{см}}{1 + \left(\frac{R^A_{см}}{R^A_{см.90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} \quad (1.2)$$

Расчет прочности элементов на сжатие и смятие поперек волокон производится по формуле:

$$\sigma_{см.90} = \frac{N_{см}}{F_{см}} \leq R^A_{см.90}, \quad (1.3)$$

где $N_{см}$ - расчетная сжимающая (сминающая) сила;

$F_{см}$ - расчетная площадь сжатия (смятия);

$R^A_{см.90}$ - расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию поперек волокон.

Соединение «*наклонный лобовой упор*» представляет собой соединение двух сжатых стержней под углом меньше прямого. При этом конец одного из них образуется под прямым углом. Так, например, соединяются подкосы с ригелями в подкосных конструкциях (рисунок 1.9).

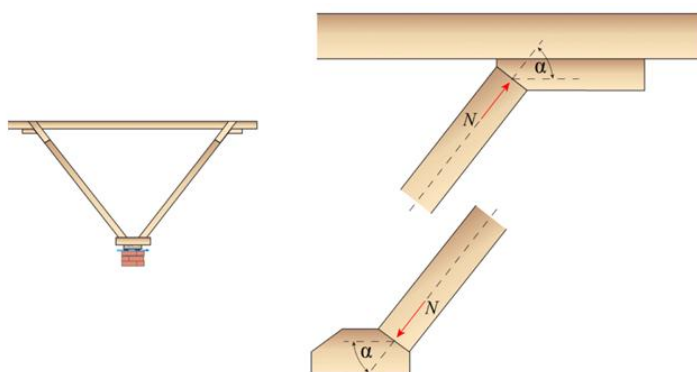


Рисунок 1.9 – Соединение «наклонный лобовой упор»

В этом соединении площадь, где смятие происходит под углом к волокнам древесины, имеет меньшее сопротивление смятию и должна быть проверена по прочности при общем смятии под углом по формулам (1.1, 1.2, 1.3).

1.2.3 Лобовые врубки - лобовая врубка с одним зубом, лобовая врубка с двумя зубьями.

Лобовая врубка с одним зубом является простым в изготовлении соединением двух стержней углом (рисунок 1.10 а). Она применяется главным образом для соединения стержней малопролетных ферм и подкосных систем в узлах при их построечном изготовлении, причем один из врубаемых стержней, должен быть обязательно сжат. Примером лобовой врубки является опорный узел треугольной брусчатой фермы малого пролета.

Врубаемый стержень верхнего пояса фермы частью обрезанного под прямым углом и срезанного снизу конца «зубом» вводится во врезку в стержне нижнего пояса и упирается в ее рабочую поверхность. Узкий клино-

видный зазор исключает нежелательное сжатие нерабочих поверхностей врубки.

Глубину врубки, $h_{вр}$, принимают не более $h/4$ в промежуточных узлах сквозных конструкций и не более $1/3h$ в остальных случаях; расстояние от вершины до конца нижнего пояса, $l_{ск}$, не менее $1,5h$ (h - высота сечения) для получения достаточных площадей растяжения и скалывания. При этом глубина врубки, $h_{вр}$, в брусках должна быть не менее 2,0 см, а в круглых лесоматериалах — не менее 3,0 см.

Врубка должна быть центрирована по осям опоры, верхнего пояса и ослабленного врубкой сечения нижнего пояса, для того чтобы в этом сечении не возникло кроме растяжения еще и изгиба от эксцентриситета растягивающего усилия.

Врубка стягивается дополнительно наклонным болтом, перпендикулярным верхнему поясу и называемым аварийным. **Аварийный болт** препятствует расхождению стержней в процессе монтажа фермы в случае возникновения в верхнем поясе растяжения. При разрушении врубки от скалывания, болт включается в работу и предотвращает опасность внезапного обрушения фермы.

Опорная подбалка, прибиваемая гвоздями, предохраняет нижний пояс от местного смятия на опоре и необходимости устройства в нем ослабляющей его врезки для шайбы аварийного болта.

Лобовая врубка работает и рассчитывается на смятие от действия сжимающего усилия во врубаемом стержне, N , и скалывание от действия горизонтальной проекции этого усилия, T , равного растягивающему усилию в нижнем поясе фермы.

Расчет врубки на смятие выполняется по формуле:

$$T = F_{см} \cdot R_{см,\alpha}, \quad (1.4)$$

где T — расчетная несущая способность соединения;

N — сжимающее усилие, приложенное к наклонному элементу;

$R_{см,\alpha}$ — расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон, определяется по формуле (1.2);

$F_{см}$ — расчетная площадь смятия.

Площадь смятия находится по формуле:

$$F_{см} = \frac{bh_{вр}}{\cos \alpha}, \quad (1.5)$$

где b — ширина поперечного сечения растянутого элемента;

Расчет врубки на скалывание выполняется по формуле:

$$T = R_{ск}^{cp} \cdot F_{ск}, \quad (1.6)$$

где $F_{ск}$ — расчетная площадь скалывания, определяемая по формуле:

$$F_{ск} = b \cdot \ell_{ск}, \quad (1.7)$$

где $l_{ск}$ - расчетная длина площадки скалывания, принимаемая по величине не более $10 h_{вр}$;

$R_{ск}^{cp}$ - расчетное среднее по длине площадки скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон, определяемое для лобовых врубок по формуле:

$$R_{ск}^{cp} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{l_{ск}}{e}\right)}, \quad (1.8)$$

где $R_{ск}$ - расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон при расчете по максимальному напряжению, $R_{ск} = 2,1 \text{ МПа}$:

$l_{ск}$ - расчетная длина площадки скалывания, принимаемая не более 10 глубин врезки в элемент, отношение, $l_{ск}/e$ должно быть не менее 3 ;

e - плечо сил скалывания, см., принимаемое:

- для элементов с несимметричной врезкой, например, в лобовых врубках, $e = 0,5h$;

- при расчете симметрично загруженных элементов с симметричной врезкой $e = 0,25h$;

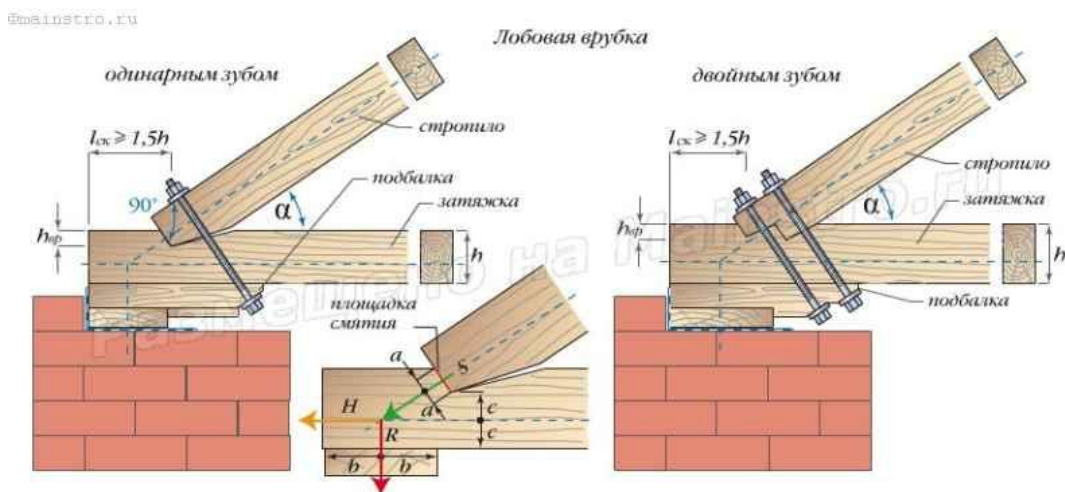
h - полная высота поперечного сечения элемента;

β - коэффициент, зависящий от вида скалывания древесины:

- при одностороннем скалывании $\beta = 0,25$;

- при двухстороннем скалывании $\beta = 0,125$.

Лобовая врубка с двумя зубьями отличается тем, что сжатый стержень врубается в другой двумя зубьями, в результате чего во врубке образуется две площади смятия и скалывания (рисунок 1.10 б). Эта врубка является более сложной, трудоемкой и требует повышенной точности изготовления для обеспечения совместной работы всех рабочих площадей. Такая врубка применяется в некоторых случаях для соединения стержней под углом 45° и более.



a - лобовая врубка с одним зубом, b - лобовая врубка с двумя зубьями.

Рисунок 1.10 – Соединения «лобовые врубки»

2 СОЕДИНЕНИЯ СО СВЯЗЯМИ, РАБОТАЮЩИМИ НА СЖАТИЕ. СОЕДИНЕНИЯ СО СВЯЗЯМИ, РАБОТАЮЩИМИ НА ИЗГИБ

2.1 Соединения со связями, работающими на сжатие

Соединения со связями, работающими на сжатие - трудоемкие и устаревшие соединения построечного изготовления. Связями служат здесь небольшие деревянные вкладыши, которые плотно вставляются в соответствующие отверстия в соединяемых элементах - бревнах или брусьях - и обеспечивают их совместную работу на изгиб, воспринимая сдвигающие усилия. Применяют в некоторых временных деревянных конструкциях и гидротехническом строительстве соединения *на шпонках, пластинках и штырях*.

Соединение на деревянных шпонках (рисунок 2.1) применяют, в основном, для увеличения высоты изгибаемых балок. Шпонки, препятствующие взаимному сдвигу соединяемых деревянных элементов, работают на сжатие и скалывание. Для нормальной работы шпонок, соединяемые элементы стягиваются болтами или хомутами.

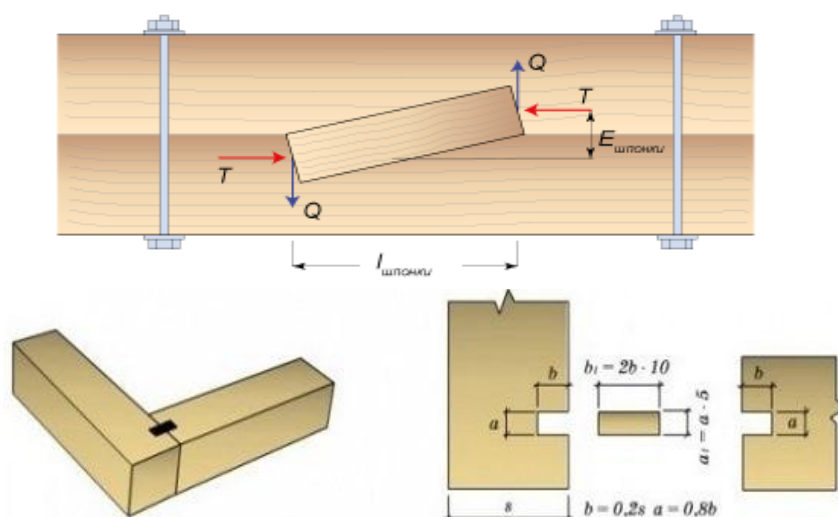


Рисунок 2.1 - Соединение на деревянных шпонках

В соединении рассчитывается несущая способность одной шпонки и подбирается их количество в зависимости от величины сдвигающего напряжения.

Величина усилия, Q , распора в пределах одной шпонки определяется по формуле:

$$Q = T \cdot E_{шп} / l_{шп}, \quad (2.1)$$

где T — расчетная величина сдвигающего усилия в шве сплачивания балки в рассматриваемом поперечном сечении;

$E_{шп}$ — расстояние по вертикали между осью шпонки на её концах;

$l_{шп}$ — горизонтальная проекция длины шпонки.

2.2 Соединения со связями, работающими на изгиб

Соединения со связями, работающими на изгиб (соединения со стальными связями) - соединения, в которых усилия отсутствуют или действуют растягивающие, сжимающие или сдвигающие силы. В число этих связей входят цилиндрические нагели, металлические зубчатые пластины, болты, гвозди, винты, и некоторые другие связи. Наиболее распространенными стальными связями являются болты и гвозди.

Стальные связи в зависимости от характера их работы могут входить в состав стяжных, растянутых или изгибаемых - нагельных соединений. Они являются наиболее универсальными и применяются как при заводском, так и построечном изготовлении деревянных конструкций.

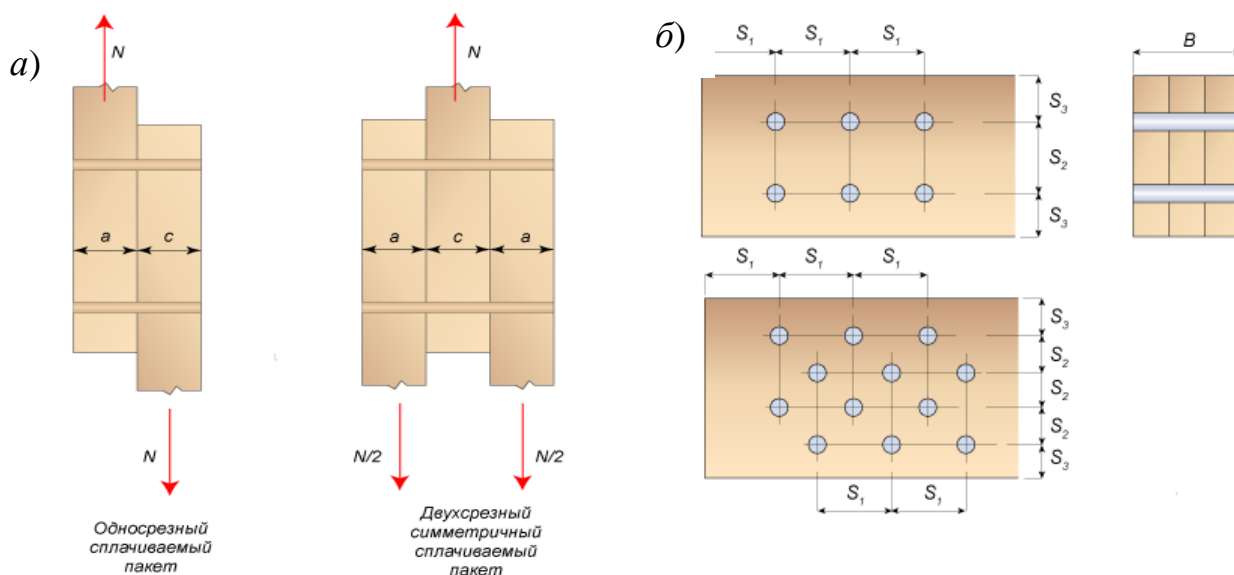
2.2.1 Соединения на цилиндрических и пластинчатых нагелях

К *цилиндрическим нагелям* относятся: болты, штыри, гвозди и винты.

К *пластинчатым нагелям* относятся: дубовые пластинки (закладываемые в гнездо) и стальные пластинки (закладные и забивные).

Нагель - стержень, который соединяет элементы деревянных конструкций, препятствует их взаимному сдвигу, а сам при этом работает на изгиб и срез.

Существуют несимметричный и симметричный нагельные стыки (рисунок 2.2а). Для того чтобы в нагельном соединении не произошло раскалывания древесины, нагели устанавливают на определенном расстоянии друг от друга (рисунок 2.2 б).



S_1 — расстояния между нагелями и от нагеля до торца элемента вдоль волокон;
 S_2 — расстояния между нагелями поперек волокон; S_3 — расстояние от нагеля до грани элемента поперек волокон; d — диаметр нагеля в см;
 a - несимметричный и симметричный нагельные стыки, b - порядок расстановки нагелей.
Рисунок 2.2 - Несимметричный и симметричный нагельные стыки. Порядок расстановки нагелей

Расчетное количество нагелей определится по формуле:

$$n_n \geq N/T \cdot n_{ш} \geq 2, \quad (2.2)$$

где n_n — количество нагелей, шт;

N — расчетное усилие, действующее на нагельный стык, кН (кгс);

$n_{ш}$ — число расчетных швов одного нагеля, шт;

T — наименьшая расчетная несущая способность одного условного среза нагеля, кгс (кН).

Нагели устанавливают в предварительно просверленные отверстия.

Диаметр отверстий для нагеля делают равным диаметру самого нагеля, чем обеспечивается плотность соединения и уменьшается опасность раскалывания.

Нагели в растянутых стыках конструкций из цельной древесины следует располагать в 2 или 4 продольных ряда, а в конструкциях из круглых лесоматериалов допускается шахматное расположение нагелей в два ряда с расстоянием между осями нагелей вдоль волокон $2S_1$, и поперек волокон — $S_2 = 2,5d$.

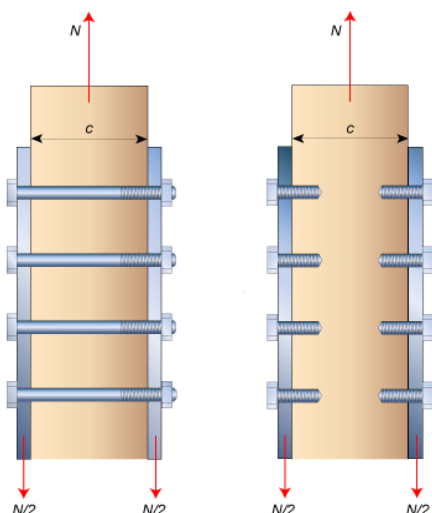


Рисунок 2.3 - Нагельные соединения со стальными накладками на болтах и на глухих цилиндрических нагелях

При обеспечении достаточной плотности посадки нагелей могут применяться соединения со стальными накладками.

Чаще всего в них используются гвозди, шурупы, глухие стальные цилиндрические нагели (рисунок 2.3).

Глухие стальные цилиндрические нагели должны иметь заглубление в древесину сплавливаемого элемента на величину не менее $5d$.

2.2.2. Болтовые соединения со стяжными и изгибаемыми болтами

Болты представляют собой стандартизованные изделия из строительной стали марки С38/23.

Болты, применяемые в большинстве деревянных конструкций, называются **черными** (рисунок 2.4 а) и изготавливаются без точной обработки. Они от-

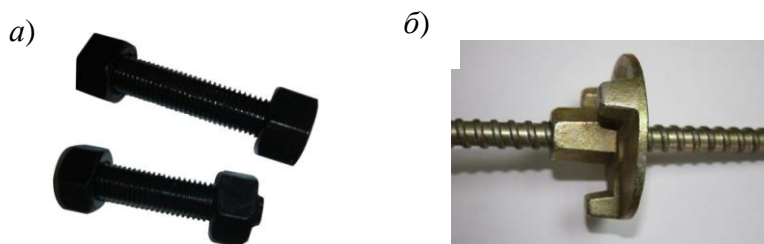
личаются значительной длиной, соответствующей крупным сечениям деревянных элементов, и снабжаются большими квадратными шайбами, необходимыми для распределения усилия в болте на достаточную площадь древесины.

Наибольшее распространение получили болты диаметром 12, 16 и 20 мм.

Для постановки болтов в соединяемых элементах просверливают отверстия такого же диаметра, как и болт. Для надежного совпадения отверстий при сборке конструкций сверлить отверстия следует одним проходом сверла через соединяемые элементы или в отдельных элементах по шаблонам.

Соединения со стяжными болтами служат для плотного соединения отдельных элементов при их поперечном сплачивании и в некоторых узлах конструкций. В них могут возникать лишь незначительные усилия, и расчет их не требуется. Сечения стяжных болтов устанавливаются по конструктивным соображениям. Диаметр болтов не должен быть меньше 12 мм и меньше $\frac{1}{20}$ общей толщины соединяемых элементов.

Шайбы стяжных болтов должны иметь ширину не менее 3,5 и толщину не менее 0,25 размера их диаметра. В первые годы эксплуатации стяжные болты нередко ослабевают и нуждаются в подтяжке (рисунок 2.4 б).



а – черные болты, б - стяжные болты.
Рисунок 2.4 – Черные болты, стяжные болты

Соединения с изгибаемыми болтами (рисунок 2.5) относятся к классу нагельных, в которых связи, в данном случае болты, работают главным образом на изгиб без распора, применяются в стыках и узлах деревянных конструкций, препятствуя взаимным сдвигам соединяемых элементов, причем усилия в них могут быть знакопеременными.

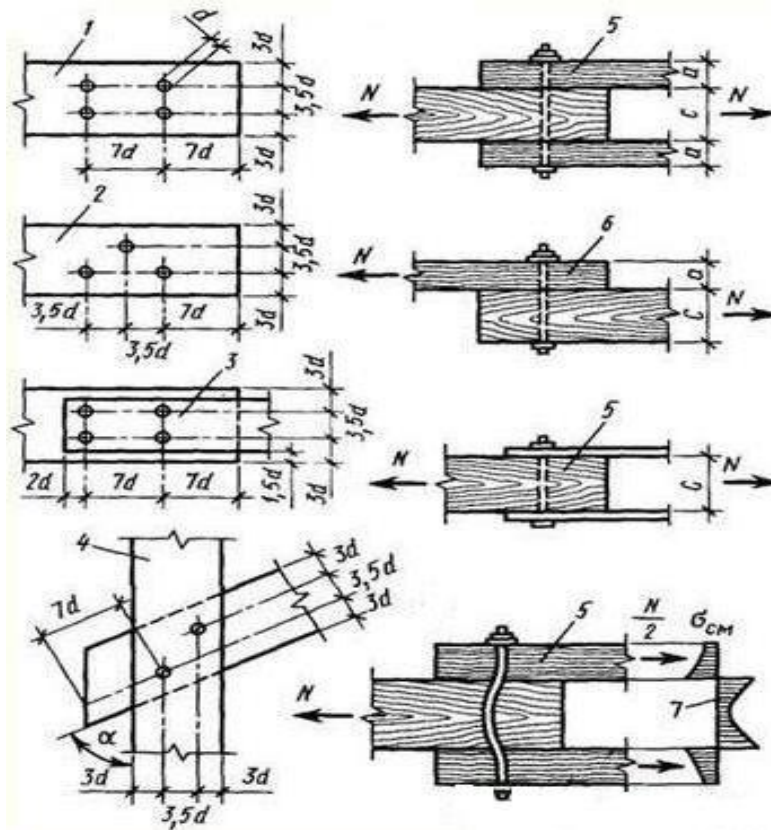
Шайбы этих болтов не воспринимают расчетных усилий и имеют те же размеры, что и стяжные болты. От продольных усилий, действующих в таком соединении, по площади контакта болта с отверстием в древесине соединяемых элементов возникают неравномерные по периметру и длине напряжения смятия, а также скалывания и растяжения поперек волокон между отверстиями. В результате реактивного давления древесины в болте возникают усилия изгиба и среза.

Расстановку болтов в соединении производят по правилам, исключая опасность преждевременного разрушения древесины элементов от скалывания и растяжения поперек волокон. Расстояние между осями болтов вдоль волокон и до торцов элементов должно быть не меньше $7d$, а поперек

волокон между осями — $3,5 d$ и до кромок — $3 d$.

Болтовые соединения могут быть **симметричными**, когда продольные силы действуют вдоль одной оси, относительно которой симметрично расположены элементы, и **несимметричными**, когда оси элементов не совпадают и симметрия соединения отсутствует. Соединяемые элементы могут располагаться по одной оси вдоль волокон или под углом друг к другу.

Наиболее распространенный болтовой стык растянутых стержней с двухсторонними деревянными накладками является **симметричным двухсрезным соединением**, стык элементов, расположенных в разных плоскостях, без накладок - несимметричным односрезным соединением.



a - схемы расстановки; *б* - расчетные схемы; 1 - прямая расстановка; 2 - шахматная; 3 - в стальных накладках; 4 - в соединениях под углом; 5 - симметричная двухсрезная схема; 6 - несимметричная односрезная; 7 - двухсрезная со стальными накладками; 8 - условные эпюры напряжений смятия.

Рисунок 2.5 – Соединения с изгибаемыми болтами

Срезами в болтовых соединениях называются пересечения болтов с плоскостями сдвига между элементами, от числа которых прямо зависит несущая способность соединения. Расчет болтового соединения производят по несущей способности в одном срезе болта по изгибу и древесины соединяемых элементов по смятию.

Несущая способность одного среза болта, T , зависит от размеров (m) его диаметра, d , толщины среднего элемента симметричных и более толстого или равного элемента несимметричных соединений, c , толщины крайнего элемента

симметричных и более тонкого элемента несимметричных соединений и угла наклона волокон соединяемых элементов, α и определяется по следующим формулам:

- по изгибу болта

$$T_u = (18d^2 + 0,2a^2) \sqrt{k_\alpha}, \quad (2.3)$$

но не более $25d^2 \sqrt{k_\alpha}$;

- по смятию среднего элемента

$$T_c = 5c \cdot d \cdot k_\alpha; \quad (2.4)$$

- по смятию крайнего и тонкого элемента

$$T_a = 5a \cdot d \cdot k_\alpha; \quad (2.5)$$

- по смятию более толстого элемента

$$T_c = 3.5c \cdot d \cdot k_\alpha. \quad (2.6)$$

Расчетная несущая способность болта в одном срезе, T , является наименьшей из величин, определенных по этим формулам. Несущая способность болтового соединения прямо пропорциональна количеству болтов n , количеству срезов, n_{cp} , и несущей способности одного среза болта.

Количество болтов в соединении, где действует усилие, N , определяют по формуле

$$n \geq N / (T_{\min} \cdot n_{cp}). \quad (2.7)$$

В симметричных стыках это количество должно быть удвоено.

Болтовые соединения со стальными накладками применяются в узлах конструкций. Накладки обычно делаются двусторонними из листовой стали. Расстояние от осей болтов до краев накладок должно быть не менее двух диаметров болтов вдоль и полутора - поперек усилия. Соединения на изгибаемых болтах являются симметричными и двусрезными.

Несущую способность одного среза болта по смятию древесины определяют по формуле (2.4). Несущую способность по изгибу болта, учитывая его частичное защемление в накладках, определяют по формуле:

$$T_u = 25d^2 \sqrt{k_\alpha}, \quad (2.8)$$

Соединения с изгибаемыми стальными стержнями также относятся к классу нагельных с цилиндрическими нагельями и выполняются из арматурной стали класса А240 со снятыми фасками.

Эти соединения расставляются, работают и рассчитываются так же, как и соединения с изгибаемыми болтами.

В болтовых соединениях с целью снижения их стоимости может быть заменено до 75% болтов стержнями. Короткие стержни в соединениях со стальными накладками, **глухие нагели**, вставляются в несквозные отверстия в древесине, работают и рассчитываются как односрезные, несимметричные изгибаемые соединения.

Подбор сечений болтов, и стержней производят из условия, чтобы сумма допускаемых расстояний между продольными осями и до кромок элемента, зависящих от их диаметра, не превышала высоты сечения элемента.

Так, например, диаметр болтов, d , при расстановке в два продольных ряда в элементе высотой сечения, h , должен быть не более $3d + 3,5d + 3d \leq h$, $d \leq h/9,5$.

2.2.3 Соединения на изгибаемых гвоздях

Гвозди в соединениях работают как нагели.

Так как гвозди забиваются в древесину, при диаметре гвоздей менее 6 мм их несущая способность на сдвиг не зависит от угла, образованного направлениями силы и волокон; заостренный конец гвоздя перерезает и раздвигает волокна, увеличивая опасность раскалывания. Эту опасность уменьшают более редкой расстановкой гвоздей, по сравнению с нагелями. Недостатком гвоздевых соединений является их ползучесть.

Гвозди изготавливают из холодноотянутой проволоки в соответствии с ГОСТ 4028—63. Острие гвоздя имеет четырехгранную форму и длину, равную полутора диаметрам. Круглая шляпка имеет диаметр, равный двум диаметрам гвоздя. Наибольшее применение в деревянных конструкциях находят гвозди диаметром 3, 4, 5 и 6 мм и длиной соответственно 80, 100, 150 и 200 мм.

Гвоздь при забивке частично разрывает, а частично раздвигает волокна древесины, образуя в ней отверстие с уплотненными стенками. Благодаря этому он прочно зажимается в древесине и хорошо сопротивляется выдергиванию, однако по этой же причине в ней возникают дополнительные усилия растяжения поперек волокон. Кроме того, малая изгибная жесткость гвоздей приводит к повышенной ползучести гвоздевых соединений. Расхождению соединений препятствуют стяжные болты.

Длина гвоздей применяется такой, чтобы гвоздь пробивал все сплавляемые элементы, но при этом не выходил наружу. Заостренный конец длиной $1,5d$ (d — диаметр гвоздя, в см) не учитывается в работе (рисунок 2.6). Если применяются гвозди короче толщины сплавляемого пакета, то при расчете учитываются только те, глубина защемления которых в древесине составляет не менее $4d$.

Несущая способность одного гвоздя вбитого в строительные элементы из сосны и ели определяется по формулам [1].

Деревянные элементы рассчитываются на смятие от давления гвоздя, а гвозди рассчитываются на срез (изгиб) по нескольким швам («условным срезам»).

За расчетную несущую способность гвоздя принимается наименьшее из полученных значений. Гвоздей должно быть установлено такое количество, чтобы они не были срезаны (изогнуты) растягивающими или сжимающими усилиями и не сминали древесину вокруг себя.

Для того, чтобы гвозди не «измочалили» и не раскололи древесину, их нужно вбивать на определенном расстоянии друг от друга. При встречной забивке гвоздей, если их концы заходят один на другой не более чем на $1/3$ толщины среднего элемента, разрешается сохранять одинаковую разметку гвоздей с каждой стороны соединения.

Расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины следует принимать:

$S_1 \geq 15d$ — при толщине пробиваемого элемента $c \geq 10d$;

$S_1 \geq 25d$ — при толщине пробиваемого элемента $c = 4d$.

Для промежуточных значений толщины наименьшее расстояние следует определять по интерполяции.

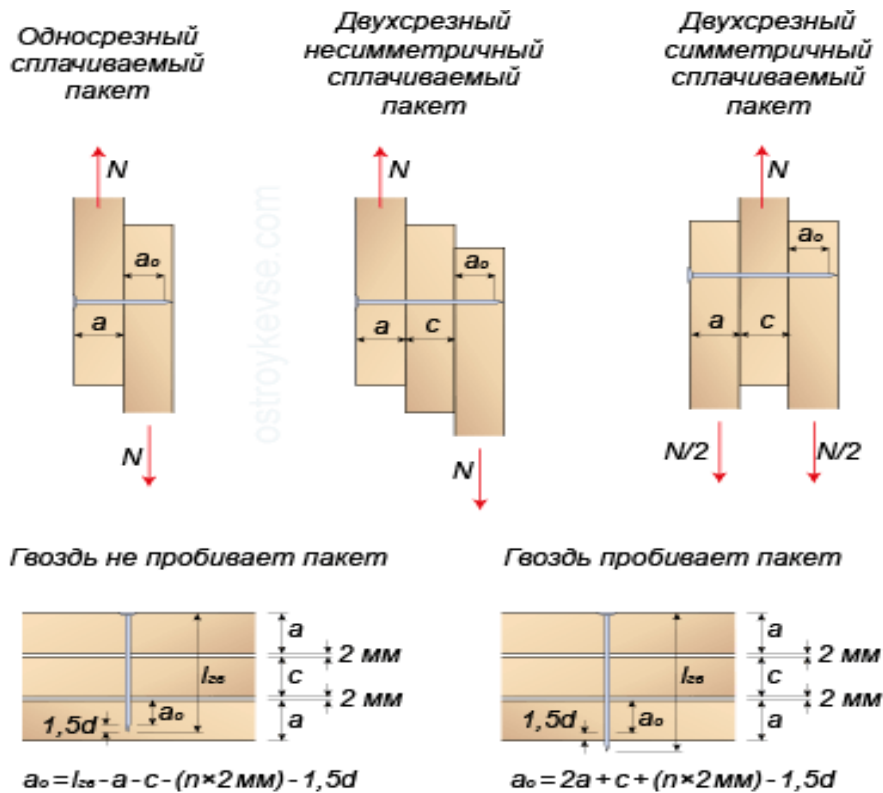


Рисунок 2.6 - Несимметричные и симметричные гвоздевые стыки

Диаметр гвоздей следует принимать не более 0,25 толщины пробиваемых элементов. Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины, расстояние между осями гвоздей, S_1 , следует принимать равным или более $15d$ (рисунок 2,7). Также расстояние вдоль волокон древесины от гвоздя до торца элемента, S_1 , во всех случаях следует принимать равным или более $15d$.

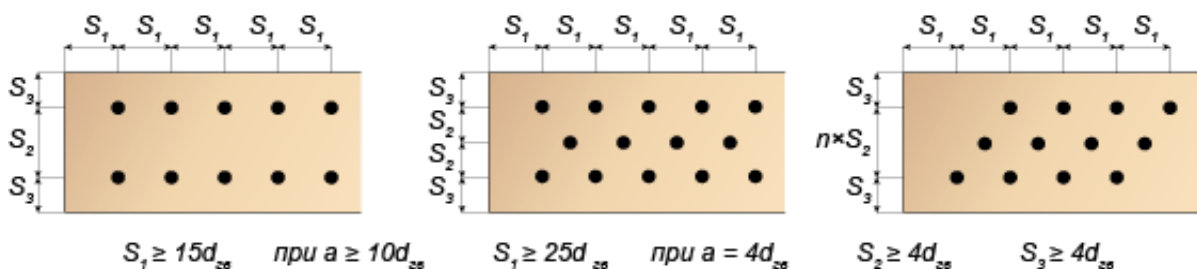


Рисунок 2.7 - Порядок расстановки гвоздей

Расстояние между осями гвоздей поперек волокон древесины при прямой расстановке гвоздей, S_2 , следует принимать не менее $4d$.

При шахматной расстановке или расстановке их косыми рядами под углом 45° расстояние S_2 может быть уменьшено до $3d$.

Гвозди диаметром более 6 мм, а также гвозди, устанавливаемые в древесину лиственницы и замороженную древесину, забивают в предварительно рассверленные отверстия диаметром $0,9d$.

2.2.4 Соединения с винтами

Винты - стандартизованные стальные изделия, состоящие из головки, ненарезанной и нарезанной частей, их диаметр, d , измеряют по ненарезанной части.

Винты диаметром меньше 12 мм называют шурупами. Они имеют сферические или плоские головки с прорезями для заворачивания их отверткой. Винты диаметром 12 мм и более называют *глухарями*, они имеют шестигранные или квадратные головки для заворачивания их ключом (рисунки 2.8 и 2.9).

Винты применяют для крепления стальных накладок и деталей к деревянным элементам в узлах конструкций, их заворачивают через отверстия в накладках в отверстия, просверленные в древесине.

Диаметр отверстий в древесине должен быть равным $0,8d$ ненарезанной части винта, для того чтобы нарезка полностью врезалась в древесину.

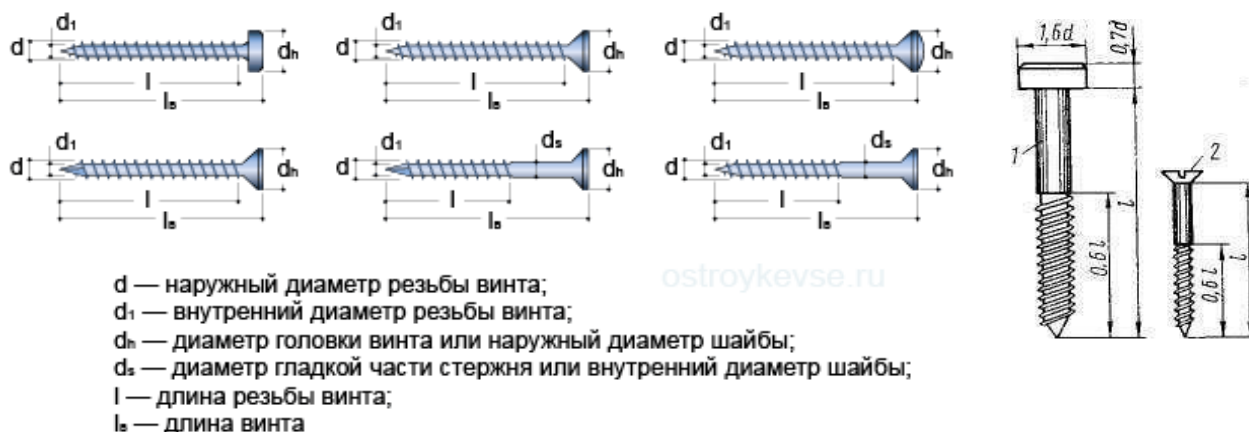


Рисунок 2.8 - Типы винтов

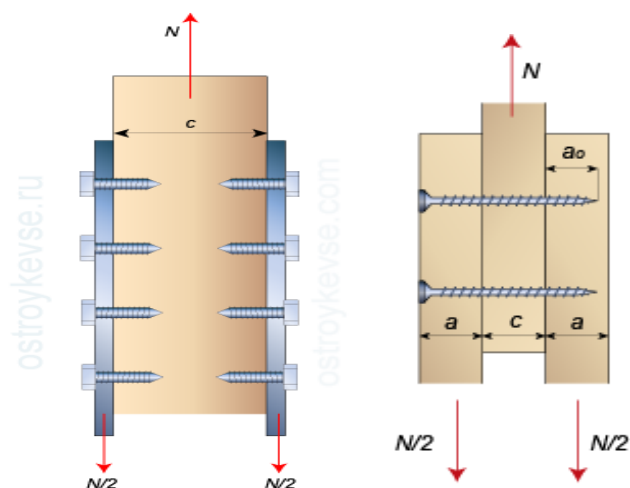


Рисунок 2.9 - Несимметричные и симметричные винтовые стыки

Винты расставляют в соединениях на больших расстояниях, чем болты. Вдоль волокон между их осями должно быть не менее $10d$, а поперек — $5d$, поскольку уменьшенный диаметр отверстия вызывает дополнительные напряжения растяжения поперек волокон.

Глубина защемления ненарезанной части винта в древесине должна быть не менее $4d$.

2.2.5 Соединения на металлических зубчатых пластинах (МЗП)

Металлические зубчатые пластины (МЗП) (рисунок 2.10) - стальные пластины толщиной 1 – 2 мм, на одной стороне которых после выштамповки на специальных прессах получают зубья различной формы и длины. МЗП ставят попарно по обе стороны соединяемых элементов таким образом, чтобы их располагались в направлении волокон, присоединяемого деревянного элемента, в котором действуют наибольшие усилия.

Антикоррозийную защиту МЗП выполняют оцинковкой или покрытием на основе алюминия. Изготовление конструкции должно производиться специализированными организациями, оснащенными оборудованием для сборки конструкций, запрессовки МЗП и контрольных испытаний конструкций. Ручная запрессовка МЗП не рекомендуется.

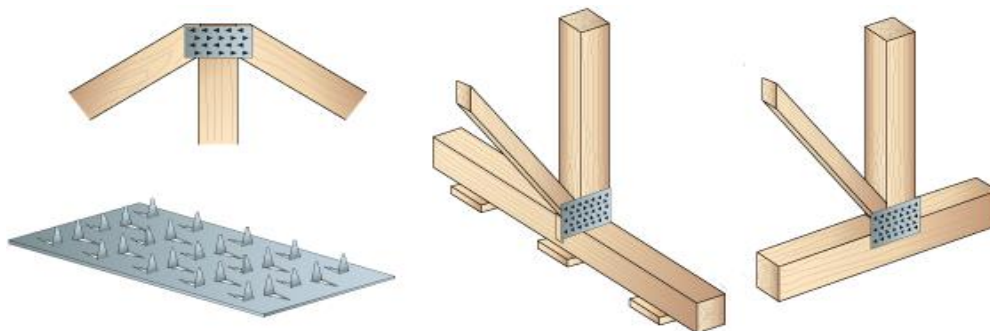


Рисунок 2.10 - Примеры соединений на металлических зубчатых пластинах (МЗП)

Применяют соединения на металлических зубчатых пластинах в соответствии с толщиной применяемой стали типа МЗП - 1,2 (длина пластин 160 – 340 мм, ширина 80 – 140 мм с длиной зубьев 14,8 мм) и МЗП - 2 (длина пластин 160 – 400 мм, ширина 80 – 200 мм с длиной зубьев 23,5 мм).

Несущую способность деревянных конструкций на МЗП определяют по условиям смятия древесины в гнездах и изгиба зубьев пластин, а так же по условиям прочности пластин при работе на растяжение, сжатие и срез.

Несущую способность из условия смятия древесины и изгиба зубьев при сдвиге и сжатии, когда элементы воспринимают усилия под углом к волокнам древесины, определяют по формуле

$$N_c = 2R \cdot F_p, \quad (2.9)$$

где R — расчетная несущая способность по таблице;

F_p — расчетная площадь поверхности МЗП на стыковом элементе, определяемая за вычетом площадей участков пластины.

Несущую способность при растяжении находят по формуле:

$$N_p = 2b \cdot R_p, \quad (2.10)$$

где b — размер пластины в направлении, перпендикулярном направлению усилия, см;

R_p — расчетная несущая способность пластины на растяжение, кН/м, по таблице.

Несущую способность, $Q_{ср}$, при срезе определяют по формуле

$$Q_{ср} = 2l_{ср} \cdot R_{ср}, \quad (2.11)$$

где $l_{ср}$ — длина среза пластины без учета ослаблений, см;

$R_{ср}$ — расчетная несущая способность пластины на срез, кН/м, определяемая по таблице.

При совместном действии на пластину усилий среза и растяжения должно выполняться условие:

$$(N_p / 2b \cdot R_p)^2 + (Q_{ср} / 2l_{ср} \cdot R_{ср})^2 \leq 1, \quad (2.12)$$

Площадь соединения на каждом элементе (с одной стороны) должна быть для конструкции пролетом до 12,0 м не менее 50,0 см², а для конструкций пролетом до 18,0 м — не менее 75,0 см².

Минимальное расстояние от плоскости соединения элементов должно быть не менее 60,0 мм.

МЗП следует располагать таким образом, чтобы расстояния от боковых кромок деревянных элементов до крайних зубьев были не менее 10,0 мм.

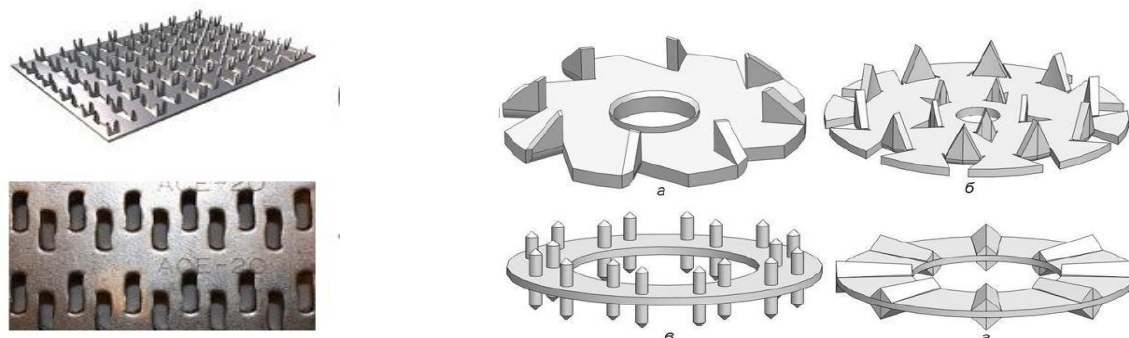
2.2.6 Соединения с когтевыми шайбами - относятся к классу соединений на шайбах шпоночного типа. Соединения представляют собой стальные пластинки, в которых методом штамповки образованы многочисленные односторонние острия — когти.

Шайбы забиваются или впрессовываются с двух сторон в древесину

соединяемых элементов. Известны два основных типа когтевых шайб — шайбы «Ганг-Нейл» (рисунок 2.11 а) и шайбы В.Г. Леннова (рисунок 2.11 б).

Шайбы В.Г. Леннова имеют круглую форму и центральное отверстие для болта. При сборке конструкций элементы соединяются стальными накладками, прикрепляемыми к гайкам болтами.

Шайбы «Ганг-Нейл» имеют прямоугольную форму, впрессовываются одновременно в соединяемые элементы при сборке и не требуют стальных накладок и болтов. Острия шайб работают на изгиб, а окружающая древесина — на смятие. Несущую способность шайб определяют экспериментально.



а - шайбы «Ганг-Нейл», б - шайбы В.Г. Леннова.

Рисунок 2.11 - Примеры соединений на металлических когтевых шайбах

3 СОЕДИНЕНИЯ СО СВЯЗЯМИ, РАБОТАЮЩИМИ НА РАСТЯЖЕНИЕ. СОЕДИНЕНИЯ СО СВЯЗЯМИ, РАБОТАЮЩИМИ НА СДВИГ

3.1 Соединения со связями, работающими на растяжение

3.1.1 Соединения с растянутыми болтами применяются при анкерном креплении деревянных конструкций к опорам, при подвеске к конструкциям перекрытий и оборудования и в узловых соединениях (рисунок 3.1). Они воспринимают действующие в соединениях растягивающие усилия, N .

Болт работает и рассчитывается на растяжение по площади сечения ослабленной нарезкой, F .

Расчетное сопротивление стали принимается уменьшенным на 20% с учетом концентрации растягивающих напряжений в зоне нарезки. Расчет производят по формуле:

$$\sigma = N / F \leq 0,8R. \quad (3.1)$$

По этой же формуле, переписанной относительно требуемой площади сечения болта, F_{mp} , с помощью табличных данных можно подобрать сечение болта.

Древесина под шайбами болта работает и рассчитывается на местное смятие. Расчетное сопротивление смятию под шайбами при углах смятия от 90 до 60° принимается с учетом малой площади смятия и значительного поддер-

живающего действия окружающих участков древесины, с повышенным коэффициентом условий работы, $m_{см3} = 2,2$ и составляет $R_{ск90} = 18 \cdot 2,2 = 4 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление смятию под шайбами под углом, α , к волокнам определяют по формуле, которая после подстановки числовых значений расчетных сопротивлений имеет вид:

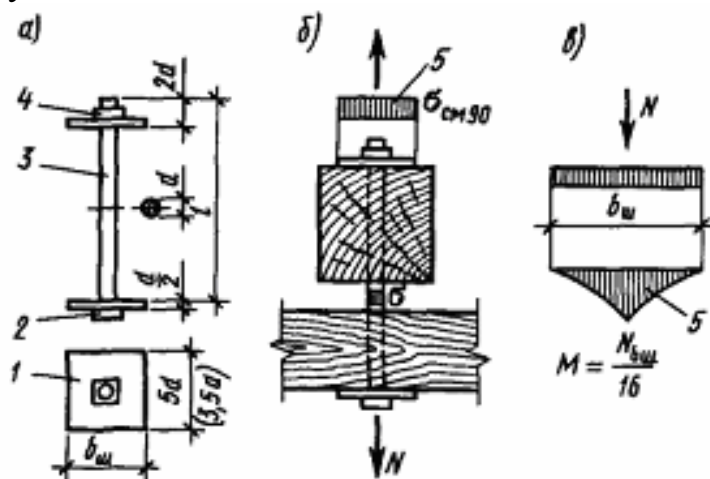
$$R_{см\alpha} = \frac{13}{1 - 2,25 \cdot \sin^3 \alpha}. \quad (3.2)$$

Шайбы болтов работают и рассчитываются на изгиб от реактивного давления сминаемой древесины как квадратные пластинки шириной b , опертые в центре на гайку болта. Наибольший изгибающий момент, M , в среднем сечении шайбы, ослабленном отверстием диаметром, d , и требуемую толщину шайбы, δ_{mp} , можно приближенно определить из выражений:

$$M = \frac{N \cdot b}{16}, \quad (3.3)$$

$$\delta_{mp} = \sqrt{\frac{6M}{(b-d) \cdot R}}. \quad (3.4)$$

Аналогично рассчитывают растянутые стержни сквозных конструкций круглого сечения с шайбами и гайками на концах. Их максимальная гибкость не должна превышать 400. Если в соединении применен ряд болтов, расчетное сопротивление снижается на 0,85, учитывая возможную неравномерность его распределения между болтами.



a - общий вид; *б* - схема работы болта и древесины; *в* - схема работы шайбы; 1 - гайка; 2 - стержень; 3 - головка; 4 - гайка; 5 - эпюра напряжений.

Рисунок 3.1 – Соединения с растянутыми болтами

3.1.2 Соединения с выдергиваемыми гвоздями (рисунок 3.2) относятся к классу соединений с растянутыми связями. Они применяются для крепления досок подшивок потолков, щитов перекрытий и опалубки. От действия нагрузок в этих соединениях возникают растягивающие усилия N , стремящиеся выдернуть гвозди из древесины элемента, к которому прибиты доски. Этому усилию сопротивляются силы трения между поверхностью гвоздей и окружающей древесиной.

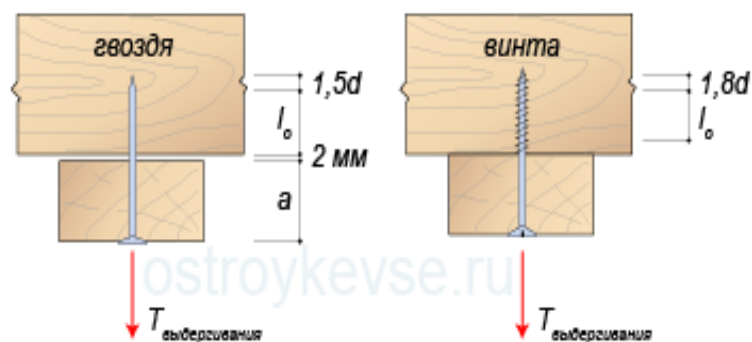


Рисунок 3.2 - Определение расчетной рабочей длины стального нагеля, работающего на выдергивание

Расчетное сопротивление выдергиванию гвоздя составляет:

- забитого в сухую древесину поперек волокон, $R_{с.з.} = 0,3 \text{ МПа}$,
- в сырую, учитывая опасность появления трещин усушки в зоне гвоздевого отверстия после высыхания древесины элементов, $R_{с.з.} = 0,1 \text{ МПа}$.

Расчетную несущую способность гвоздя диаметром, d , на выдергивание, T_z , определяют по формуле, как произведение расчетного сопротивления на площадь поверхности трения с учетом коэффициента длительной прочности, $m_{дл}$, произведения коэффициентов условий работы, Πm_i (п. 6.9 [1]), при этом расчетную длину защемленной части гвоздя, l_1 находят по п. 8.24 [1]:

$$T_z = R_{с.з.} \cdot \pi \cdot d \cdot l_1 \cdot m_{дл} \cdot \Pi m_i. \quad (3.5)$$

Требуемое количество выдергиваемых гвоздей, необходимых для восприятия растягивающего усилия, находят из выражения:

$$n = N / T_z. \quad (3.6)$$

Размеры выдергиваемых гвоздей подбирают из условий, чтобы расчетная длина гвоздя, l_1 , была не меньше $10d$ и не меньше двойной толщины прибываемых досок среднего элемента, разрешается сохранять одинаковую разметку гвоздей с каждой стороны соединения.

Шурупы и глухары относятся к глухим нагелям, защемленным в деревянном элементе частью его толщины. Шурупы и глухары устанавливаются в отверстия, диаметр которых равен $0,8d_{ш}$ ($d_{ш}$ — диаметр ненарезанной части, в см). Поэтому расстояния между осями шурупов и глухарей принимаются несколько большими. Несущая способность шурупов и глухарей определяется аналогично стальным цилиндрическим нагелям.

3.1.3 Соединения с выдергиваемыми винтами относятся к классу соединений с растянутыми связями.

Винты сопротивляются отрыву от древесины накладок или деталей, в которых действуют растягивающие усилия. Выдергиванию винта сопротивляется, в основном, древесина винтовых желобков нарезанной части длиной, l_1 , работающая на смятие, благодаря чему расчетное сопротивление выдергиванию винтов выше, чем гвоздей, и составляет $R_{с.в.} = 1,0 \text{ МПа}$.

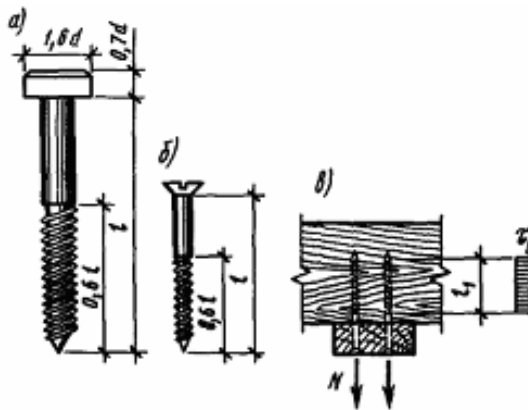
Несущую способность винта на выдергивание определяют по формуле:

$$T_{в.ш.} = R_{в.ш.} \cdot \pi \cdot d \cdot \ell_1 \cdot m_{дл} \cdot \Pi m_i \cdot \dots \quad (3.7)$$

Соединения с изгибаемыми винтами относятся к классу нагельных соединений.

Винты сопротивляются смещению накладок по поверхности древесины от действия сдвигающих усилий.

Винты работают на изгиб, а окружающая древесина — на смятие, как в несимметричных болтовых соединениях со стальными накладками (рисунок 3.3).

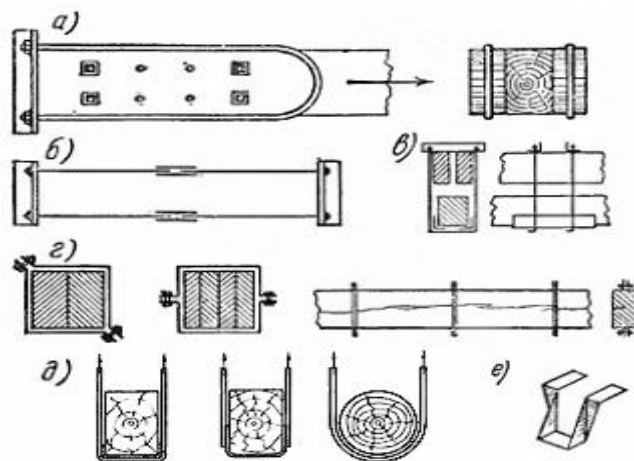


a – глухарь; *б* – шуруп; *в* – схема работы винтов на выдергивание.

Рисунок 3.3 - Соединения на винтах

3.1.4 Соединения с хомутами относятся к классу соединений с растянутыми связями. Они соединяют элементы, в которых действуют поперечные растягивающие силы N . Хомуты бывают проволочными, полосовыми со стяжными болтами и болтовыми с подкладками из листовой или профильной стали. По форме хомуты бывают круговыми в бревенчатых конструкциях и прямоугольными в конструкциях из пиломатериалов (рисунок 3.4).

Хомуты работают и рассчитываются на растяжение, а древесина — на местное смятие.



a – криволинейный; *б* – прямолинейный с муфтами;

в, д – хомуты для подвески балок; *г* – стяжные хомуты;

е – стальной карман для опирания прогонов при примыкании к балкам.

Рисунок 3.4 - Стальные хомуты

3.1.5 Соединения со скобами относятся к классу конструктивных соединений. Скобы изготовляют из арматурной стали класса А240 диаметром 10—16 мм и имеют образную форму с заостренными и зазубренными концами. Они забиваются в цельную древесину и обеспечивают проектное положение соединяемых элементов при построечном изготовлении деревянных конструкций из бревен и брусьев (рисунок 3.5).

При длине шипа скобы $(6 - 7)d_{ск}$ несущая способность скобы примерно равна несущей способности нагеля диаметром 15 мм.

При забивке скоб следует соблюдать конструктивные требования.

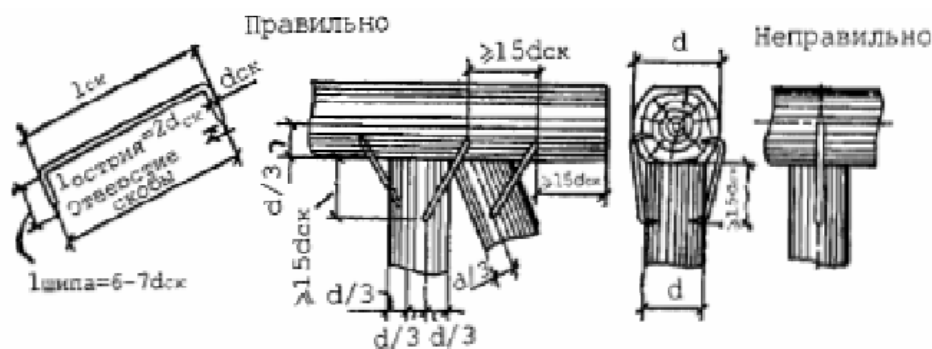


Рисунок 3.5 - Расстановка скоб в соединении

3.2 Соединения со связями, работающими на сдвиг. Клеевые соединения

Клеевые конструкции могут быть: прямыми, изогнутыми, постоянного, переменного, профильного сечения, длиной до десятков метров и высотой поперечного сечения, измеряемой метрами.

Клеевые соединения прочны и монолитны, их податливость так мала, что ее не учитывают, поэтому клееные элементы рассчитывают как элементы цельного сечения. Эти соединения водостойкие, стойки против загнивания и в химически агрессивных средах, что обеспечивает их надежность и долговечность.

Клеевые соединения являются безметалльными. Это оправдывает экономическую целесообразность применения склеивания и является причиной быстрого роста объемов производства клееных деревянных конструкций.

Клеевые соединения применяют для склеивания досок из хвойной древесины толщиной не более 50 мм и шириной по пласту не более 180 мм, влажностью не выше 12%. Доски с большими размерами при усушке и разбухании коробятся, при этом возникают растягивающие поперек волокон напряжения, которые разрушают клеевые швы. При склеивании соединений во избежание коробления конструкции, учитывают направление волокон и годовичных слоев древесины склеиваемых деталей. При нарушении этих ограничений клеевые соединения могут разрушиться от усилий, возникающих в результате коробления досок при высыхании.

По качеству древесины доски должны относиться к категориям, соответствующим условиям их работы в клееных элементах и значениям действующим

щих в них напряжений. Доски до склеивания должны быть остроганы по плоскостям склеивания, на толщину до 3 мм для обеспечения их плотного контакта и получения прочного клеевого шва минимальной толщины с наименьшими непрочными местами. Клееные элементы после склеивания должны быть остроганы по кромкам для получения гладкой поверхности. Клеевые соединения применяются также для продольного склеивания цельных клееных элементов и для склеивания досок с фанерой и со стальными деталями.

Для клеевых соединений применяют конструктивные синтетические клеи на основе термореактивных смол: для склеивания древесины и фанеры - фенолоформальдегидный клей КБ-3 и резорциновый клей РФ-12; для склеивания древесины с металлом — эпоксидный клей ЭПЦ-1.

Клеевые швы должны иметь минимальную толщину, измеряемую долями миллиметров, и высокую прочность, превосходящую прочность древесины на сжатие и скалывание вдоль волокон. Прочность швов на растяжение ввиду их хрупкости невелика и соответствует примерно прочности древесины на растяжение поперек волокон. После склеивания досок на боковых поверхностях элементов образуются провесы, которые удаляют фрезерованием.

Предел прочности клеевых швов на растяжение невелик, он примерно соответствует прочности древесины растяжению поперек волокон.

Склеивание допускается только в специально оборудованных отапливаемых цехах с приточно-вытяжной вентиляцией для удаления вредных веществ и под строгим лабораторным контролем.

Клеевые стыки по их расположению и особенностям работы: *поперечные, продольные и угловые*.

1 Поперечные стыки досок служат для создания клееных элементов с поперечными сечениями требуемых размеров и форм и придания им изогнутой формы по длине. В их число входят *стык по пласти, стык по кромке и стык по пласти и кромке* (рисунки 3.6):

- **стык по пласти** - клеевое соединение досок по пласти. Этот стык применяется для создания клееных элементов требуемой высоты сечения и для обеспечения их изогнутой формы по длине, поскольку он препятствует распрямлению, изогнутых досок в клееном элементе. В изгибаемых и сжато-изгибаемых элементах стыки *по пласти* работают и рассчитываются на скалывание при изгибе по формуле:

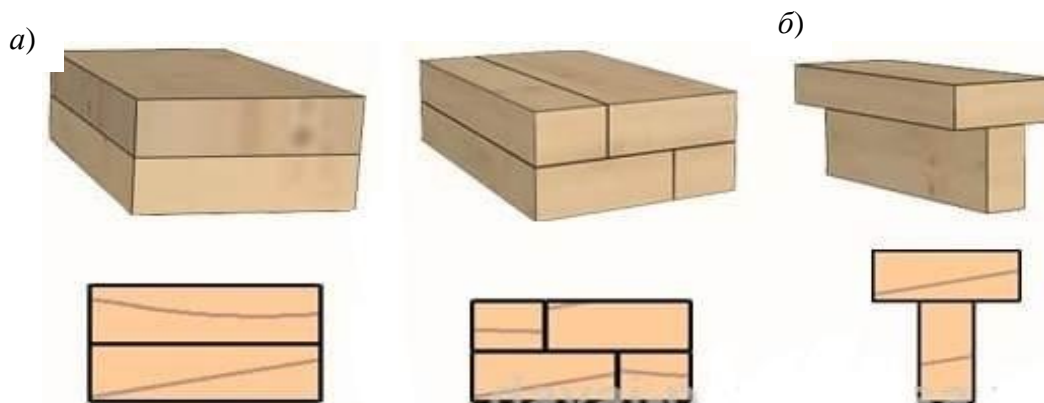
$$\tau = \frac{Q \cdot S}{j \cdot b \cdot m_{ck}} \leq R_{ck}, \quad (3.8)$$

где m_{ck} - коэффициент условий работы, учитывающий возможное возникновение непрочных мест, уменьшающих расчетную ширину шва b , равный 0,6;

- **стык по кромке** - клеевое соединение досок кромками. Его применяют для создания клееных элементов с шириной сечения, большей ширины отдельных досок. По высоте сечения эти стыки в соседних досках располага-

ются вразбежку в плоскости изгиба. В этих стыках обычно не возникают скалывающие напряжения, и они не требуют расчетных проверок.

- **стык по кромкам и пластям**- клеевое соединение пластей одной доски с кромками другой, его применяют для создания клееных элементов тавровой, двутавровой и рельсовидной формы со стенками из досок на ребро. Соединение работает и рассчитывается стык на скалывание при изгибе по формуле.



a – стык по пластям, *b* – стык по кромкам и пластям.

Рисунок 3.6 - Поперечные клеевые стыки

2 Продольные стыки служат для создания клееных элементов требуемой длины (рисунок 3.7).



1 – торцовое, 2 – ступенчатое, 3 – в паз и гребень.

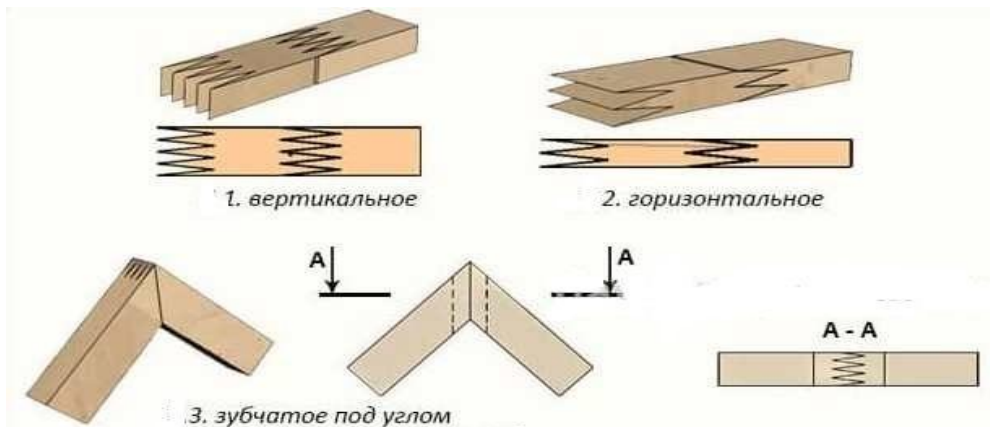
Рисунок 3.7 – Продольные клеевые соединения (по длине)

В число **продольных стыков** входят **зубчатое и усовое** соединения:

- **зубчатое соединение** применяют для стыкования досок концами по длине вдоль волокон, оно является основным видом продольного стыка (рисунок 3.8) и представляет собой соединение концов досок" клеевыми швами по зубчатой поверхности ряда острых клиньев, которые могут выходить на пласти или на кромки досок. Такая форма придается концам досок механически специальной зубчатой фрезой на станке.

Зубчатое соединение характеризуется тремя параметрами — длиной зубьев, l , шириной их у основания, t , шириной у вершины, b (затуплением). Длина зубьев обычно не превышает толщины досок, а параметры обеспечивают необходимый уклон плоскостей зубьев к оси доски — не больше 1:8 и затупление не больше 1,0 мм. Только такие параметры обеспечивают необходимую

прочность стыка в элементах несущих конструкций, например, $l = 32,0$ мм, $t = 8,0$ мм, $b = 1,0$ мм.



1 – вертикальное, 2 – горизонтальное, 3 – зубчатое соединение под углом.

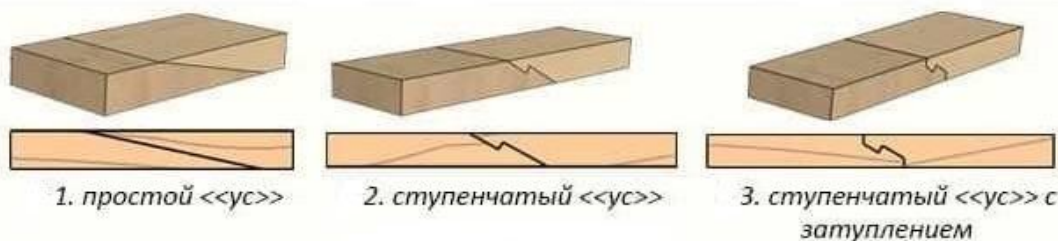
Рисунок 3.8 – Зубчатые продольные соединения

Зубчатое соединение экономично, поскольку имеет малую длину и дает возможность стыковать короткие доски, и технологично, так как изготавливается механически и не расходится при изготовлении до затвердевания клея.

От действия продольных усилий в клеевых швах зубчатого соединения возникают основные скалывающие и незначительные растягивающие напряжения. Поэтому зубчатое соединение считается равнопрочным с цельной древесиной в элементах всех категорий качества при всех видах напряженного состояния и расчета не требует. В некоторых случаях это соединение применяют и для продольного стыкования цельных клееных элементов;

- **усовое соединение** - клеевое соединение концов досок по поверхности, образованной их срезкой с уклоном к поверхности 1:10, и применяют его для продольного стыкования досок (рисунок 3.9).

Клеевой шов работает здесь аналогично швам зубчатого соединения, и усовое соединение считается равнопрочным с древесиной элементов независимо от их категории качества. Стык менее экономичен, поскольку имеет значительную длину и нерационален для стыкования коротких досок.



1 – простой «ус», 2 – ступенчатый «ус», 3 – ступенчатый «ус» с затуплением.

Рисунок 3.9 – Усовые продольные соединения

3 Угловые стыки - клеевые соединения досок и клееных элементов, расположенных под углом друг к другу.

Зубчатое соединение под углом (рисунок 3.10) применяют для соединения концов клееных элементов рам в жестких узлах, расположенных под углами более 120° . Зубья этого соединения должны выходить только на верхние и нижние кромки элементов в зоне упора их срезанных под углом концов. Соединение работает на усилия сжатия с изгибом и рассчитывается как цельное наклонное сечение по прочности на нормальные напряжения с учетом того, что они действуют под углом к волокнам, и расчетные сопротивления древесины имеют, соответствующие пониженные значения.

Соединение досок по пласти под углом - клеевое соединение досок по площади их пересечения. Так могут соединяться доски шириной до 100 мм при угле 90° и шириной 150 мм при углах $30\text{—}45^\circ$ между ними. От продольных усилий в клеевом шве возникают скалывающие и поперечные растягивающие напряжения ввиду эксцентричного действия усилий. Они рассчитываются на скалывание под углом к волокнам, а растягивающие усилия рекомендуется воспринимать болтами или шурупами.

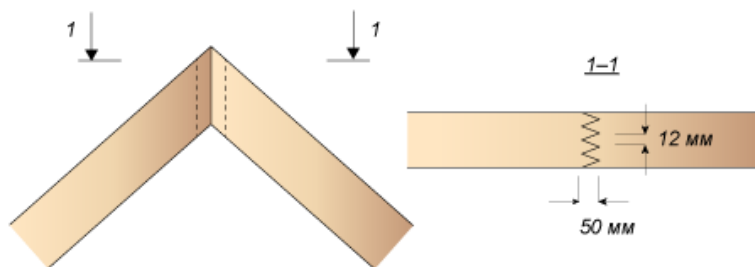


Рисунок 3.10 – Зубчатое соединение под углом

Усовое соединение фанеры с фанерой имеет ту же конструкцию и уклон склеиваемых кромок 1:12, и применяют его для соединения фанерных листов кромками по длине и по ширине. Соединение имеет пониженную прочность, ввиду неполного совпадения соответствующих слоев листов фанеры при склеивании и рассчитывается на растяжение по площади сечения, уменьшенной коэффициентом условий работы $m=0,6$.

В некоторых случаях применяют также соединение фанерных листов с фанерными накладками шириной не менее 30 толщин соединяемых листов.

Стык фанеры с досками по пласти и кромкам применяют в клеефанерных конструкциях.

При расположении волокон досок под углом 90° к наружным волокнам фанеры ширина досок должна быть не более 100 мм. При большей ширине досок возникает опасность перенапряжения клеевых швов в результате коробления древесины. Стык работает на скалывание при изгибе и рассчитывается по прочности ближайших к стыку клеевых швов между наружным и соседним слоями фанеры по формуле без учета непрочностей.

Расчетное сопротивление шва скалыванию принимается при направлении скалывающих усилий:

- вдоль наружных волокон фанеры $R_{СК.Ф} = 0,6$ МПа;
- поперек наружных волокон фанеры $R_{СК.Ф} = 0,8$ МПа.

Клееметаллические соединения - соединения деревянных клееных элементов при помощи вклеенных или наклеенных стальных деталей.

Соединения на вклеенных стержнях состоят из коротких стержней из арматуры классов А240 или А400 диаметром 12 - 32 мм, вклеенных в прямоугольные пазы или круглые отверстия клеем, обеспечивающим надежное соединение древесины с металлом, например эпоксидно-цементным.

Глубина вклеивания l должна быть не менее 10 и не более 30 диаметров стержня, ширина паза или отверстия на 5 мм больше диаметра стержня, расстояние между стержнями не менее $3d$, а до края сечения — $2d$.

Вклеенные стержни применяют для продольного и углового соединения клееных элементов, работающих на продольные силы или изгибающие моменты. Они воспринимают продольные силы, N , при растяжении (выдергивание) или сжатии (вдавливание).

Скрытые в толще древесины стержни защищены от химически агрессивной среды и быстрого нагрева при пожаре, что повышает стойкость против коррозии и огнестойкость конструкции.

Клеевые соединения стержней работают на скалывание по площади, равной произведению глубины вклеивания, l , на периметр отверстия $\pi(d + 0,5)$ см.

Напряжения скалывания распределяются по длине вклеивания неравномерно, уменьшаясь к концам стержней.

Расчет соединения на скалывание, производят с учетом коэффициента неравномерности (концентрации) распределения скалывающих напряжений, $K_{ск}$, определяемого в зависимости от диаметра стержня и глубины вклеивания.

Расчетная несущая способность соединений на скалывание определяется по формуле:

$$T = \pi \cdot l(d + 0,5)R_{ск} \cdot k_c, \quad (3.9)$$

где $k_c = 1,2 - 0,02l/d$;

$R_{ск}$ - расчетное сопротивление скалыванию, равное 1,2 МПа.

Соединения с клеестальными шайбами применяют для соединения стержней сборно-разборных ферм в узлах. Они состоят из стальных накладок, болтов, а также шайб, приклеенных к пластям элементов эпоксидным клеем и т.п.

Болты пропускают при сборке соединения через отверстия соответствующего диаметра в накладках и шайбах через отверстия большего диаметра в древесине элементов.

Соединение воспринимает растягивающие и сжимающие усилия. Клеевые швы шайб работают и рассчитываются на скалывание по формуле (3.9).

Болты рассчитываются на смятие и срез между шайбами и накладками, как в стальных соединениях, без учета древесины и имеют повышенную несущую способность.

Стальные накладки рассчитываются на растяжение или сжатие. Для беспрепятственной сборки соединения должно быть изготовлено с высокой точностью.

Клеевые соединения арматуры клееных армированных балок с древесиной выполняются путем вклеивания ее в пазы в крайних зонах сечений эпоксидно-цементным клеем. Соединения работают на скалывание с избыточными запасами прочности.

Соединения с пластмассовыми связями имеют значительные перспективы применения в деревянных конструкциях, особенно предназначенных для эксплуатации в средах, химически агрессивных по отношению к металлу. В настоящее время проводятся экспериментальные и теоретические исследования соединений в деревянных элементах с цилиндрическими нагелями из высокопрочного стеклопластика типа АГ-4с.

4 ДОЩАТЫЕ И КЛЕЕФАНЕРНЫЕ НАСТИЛЫ ПОКРЫТИЙ

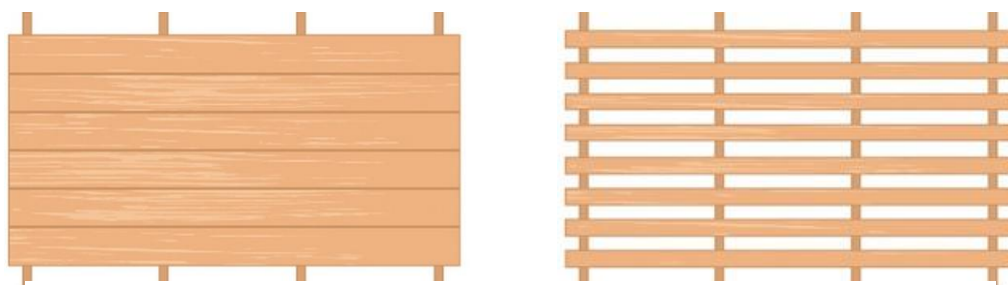
4.1 Дощатые настилы

Различают **разреженные** и **сплошные** дощатые настилы (рисунок 4.1):

- **разреженные дощатые настилы (обрешетка)** – не сплошной ряд досок, уложенных с шагом, определяемым типом кровли и расчетом. Зазоры между кромками досок для их лучшего проветривания должны быть не менее 2 мм. Разреженные дощатые настилы применяют в кровлях из асбестоцементных или стеклопластиковых листов в неутепленных покрытиях. Чешуйчатая кровля является непроницаемой благодаря неплотностям стыков, поэтому разреженный настил обеспечивает проветривание полостей под ней и высыхание древесины в процессе эксплуатации. Разреженный настил может служить основанием черепичной кровли и кровли из стальных листов.

Дощатые настилы изготавливают из досок на гвоздях и укладывают на прогоны или основные несущие конструкции покрытий при расстоянии между ними не более 3,0 м. Рабочие доски настилов должны иметь длину, достаточную для опирания их не менее, чем на три опоры - для увеличения их изгибной жесткости по сравнению с однопролетным опиранием. Для ускорения сборки этот настил целесообразно собирать из заранее изготовленных щитов, соединенных снизу поперечинами и раскосами.

- **сплошные дощатые настилы** применяют при рулонной кровле в неутепленных покрытиях. В утепленных покрытиях поверх этих настилов укладывают твердый плитный утеплитель, непосредственно по которому или по выр: а) вающему слою наклеивают рул б) ый ковер.



a – сплошной дощатый настил, *б* - разреженный дощатый настил.

Рисунок 4.1 – Сплошной и разреженный дощатый настилы

Из **сплошных настилов** наиболее распространенным является **двойной перекрестный**, который состоит из двух слоев – нижнего рабочего и верхнего защитного.

Рабочий настил представляет собой разряженный или сплошной ряд более толстых досок и несет на себе все нагрузки, действующие на покрытие.

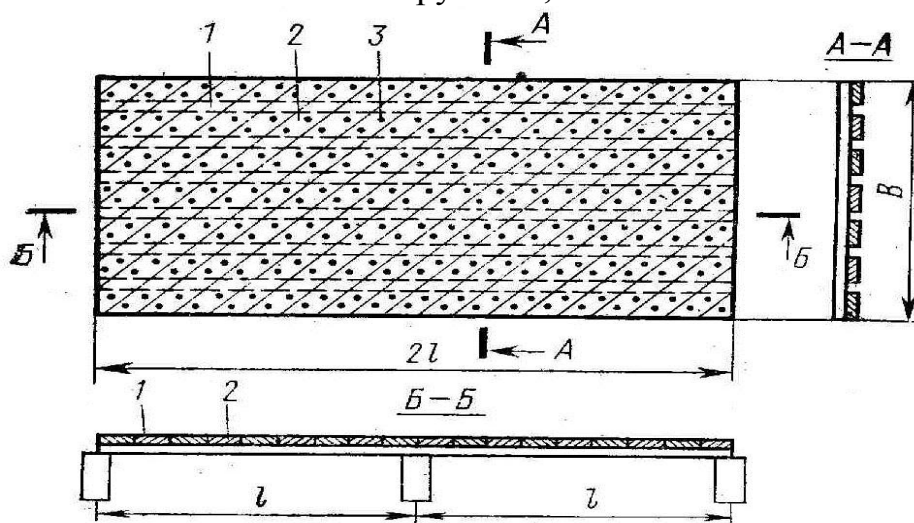
Защитный настил (рисунок 4.2) представляет собой сплошной ряд досок минимальной толщиной 16 мм. Он укладывается на рабочий настил под углом $45^\circ - 60^\circ$ и крепится к нему гвоздями.

Двойной перекрестный настил имеет значительную жесткость в своей плоскости и служит надежной связью между прогонами и основными несущими конструкциями покрытия. Этот настил целесообразно собирать тоже из заранее изготовленных крупных щитов.

Применяют так же **настилы из сплошных однослойных щитов**, соединенных внизу раскосами и поперечинами, имеющими меньшую жесткость, чем двойные.

Расчет дощатых настилов производят по прочности и прогибам при изгибе на действие расчетных и нормативных нагрузок:

- постоянных от собственной массы покрытия g , кН/м^2 ;
- временных от массы снега p , кН/м^2 ;
- временных от веса человека с грузом P , кН .



1 – косой защитный настил, 2 – рабочий настил, 3 – гвозди.

Рисунок 4.2 – Сплошной и разрезанный дощатый настилы

Нагрузки определяют с учетом формы покрытия и коэффициентов перегрузки.

Сосредоточенная нагрузка от массы человека с грузом имеет величины:

- $P^H = 1,0 \text{ кН (100 кг.)}$,
- с учетом коэффициента перегрузки $P = 1,2 \text{ кН (120 кг.)}$.

Расчет настилов и обрешеток, работающих, как правило, на поперечный изгиб, производят по схеме двухпролетной балки при двух сочетания нагрузок (рисунок 4.3).

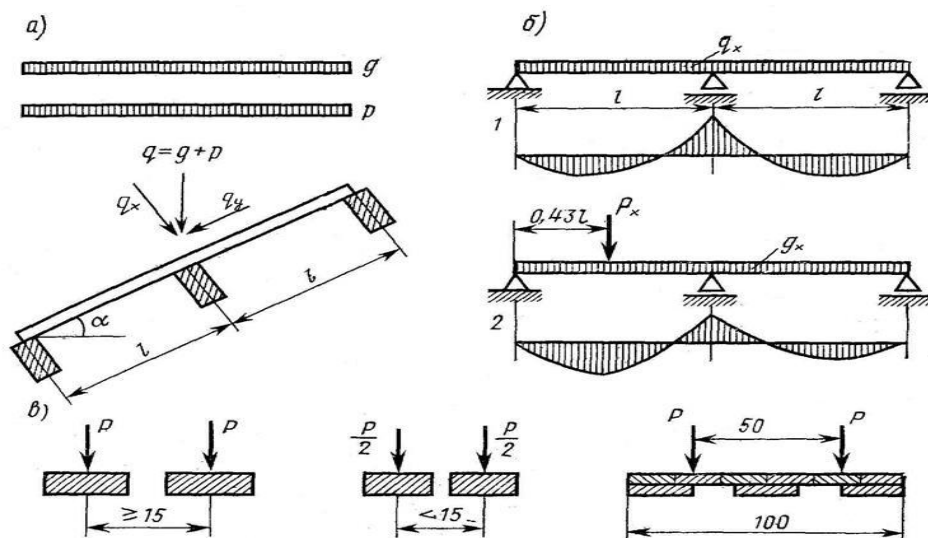
Первое сочетание нагрузок - нагрузка от собственного веса покрытия и снеговая нагрузка ($g+p$):

- **расчет по прочности** выполняется по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{расч}}} \leq R_u, \quad (4.1)$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{q_x \cdot \ell^2}{8}. \quad (4.2)$$



а) схема действия нагрузок, б) статические схемы,
в) схемы действия сосредоточенных сил,
1 – первое сочетание нагрузок, 2 – второе сочетание нагрузок.

Рисунок 4.3 – Расчетные схемы настилов

- **расчет по прогибам** выполняется по формуле:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q_x^n \cdot \ell^3}{E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right], \quad (4.3)$$

где $\left[\frac{f}{\ell} \right] = \frac{1}{150}$.

Второе сочетание нагрузок:

нагрузка от собственного веса покрытия и сосредоточенной нагрузки в одном пролете от веса человека с грузом P :

- **расчет на прочность.**

Если максимальный момент находится под сосредоточенной нагрузкой, то он определяется по формуле

$$M_{\max} = 0,07q_x \cdot \ell^2 + 0,21P_x \cdot \ell. \quad (4.4)$$

Расчет по прочности в этом случае производится по формуле (4.1).

Расчет удобно вести приняв ширину настила $b = 100$ см.

При сплошном настиле (обрешетке) при расстоянии между осями досок (брусков) не более 15,0 см принимают, что сосредоточенный груз передается двум доскам (брускам), а при расстоянии более 15 см – одной доске (бруску).

При двух настилах (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) или при однослойном настиле с распределительным брусом, подшитым снизу в середине пролета, а так же при уложении поверх настила плитного утеплителя сосредоточенный груз, $P_n=1,0кН$, принимают распределенным на ширину 0,5 м рабочего настила.

4.2 Дощатые настилы перекрытий, подшивки потоков и обшивки стен

4.2.1 Настилы перекрытий - представляют сплошные ряды досок, служащие основанием чистого пола или самим чистым полом. Их укладывают по промежуточным брускам – лагам или прямо по балкам и прибивают к ним гвоздями. Доски настила чистого пола соединяют кромками в шпунт.

Настилы перекрытий работают и рассчитывают на изгиб от действия нагрузок от собственной массы, полезных нагрузок, равных $1,5 кН/м^2$ (в жилых не менее $2,0 кН/м^2$ ($200 кг/м^2$)).

Максимальный прогиб настила не должен превышать $1/250$ пролета. Дополнительно проверяют зыбкость настила. Проверки заключаются в том, что прогиб его от сосредоточенного груза $0,6 кН$ не должен превышать $0,1 мм$.

4.2.2 Подшивки потолков - представляют сплошные ряды тонких досок прибитых к балкам внизу гвоздями. При отсутствии штукатурки доски соединяются кромками в шпунт для исключения сквозных щелей. Подшивки работают на изгиб, а гвозди – на выдергивание, как правило, с избыточным запасом прочности при нагрузке от собственной массы.

4.2.3 Обшивка стен - представляют сплошные вертикальные ряды тонких досок, расположенных горизонтально и соединенных кромками в четверть или в шпунт. Обшивки стен работают на изгиб от давления и отсоса ветра, как правило, с избыточным запасом прочности.

4.3 Клеефанерные настилы

4.3.1 Общие сведения

Клеефанерные настилы являются наиболее эффективным и перспективным видом ограждающих конструкций.

Плиты состоят из дощатого каркаса и фанерных обшивок, соединенных клеем. Они имеют длину $l = 3,0 - 6,0 м$, ширину $b = 1,0 - 1,5 м$, соответствующую размерам фанерного листа.

Каркас панелей состоит из продольных и поперечных досок - ребер, которые могут быть цельными или клееными. Продольные рабочие ребра, сплошные по длине, ставятся на расстоянии не более 50 см друг от друга.

Поперечные ребра жесткости ставятся на расстоянии не более 1,5 м, как правило, в местах расположения стыков фанеры, и прерываются в местах пересечения с продольными ребрами.

Обшивки панелей состоят из листов фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ, толщиной не менее 8 мм, состыкованных по длине «на ус». Обшивки склеиваются с каркасом таким образом, чтобы направление наружных волокон фанеры совпадало с направлением древесины продольных ребер для того, чтобы фанера работала в направлении своей большей прочности и жесткости.

Клеефанерные панели выполняют функции настила, прогонов, водо- и пароизоляции.

Панели характеризуются малой массой при значительной несущей способности, имеют большую жесткость в своей плоскости. Поверхности панелей, обращенные внутрь помещения, покрывают огнезащитными составами для повышения их степени огнестойкости.

По форме поперечного сечения клеефанерные панели могут быть:

- коробчатые;
- ребристые обшивкой вверх;
- ребристые обшивкой вниз.

Коробчатую клеефанерную панель применяют в утепленных покрытиях с рулонной кровлей и гладким потолком, используют не только в качестве ограждающих конструкций покрытия, но и в качестве стеновых панелей.

Панель имеет двухсторонние обшивки, образующие вместе с ребрами ряд полостей, в которые по слою пароизоляции укладывают утеплитель.

Полости всех панелей настила соединяются отверстиями в единую вентилируемую прослойку (осушающий продух), сообщающуюся с наружным воздухом, которая обеспечивает осушающий режим работы настила.

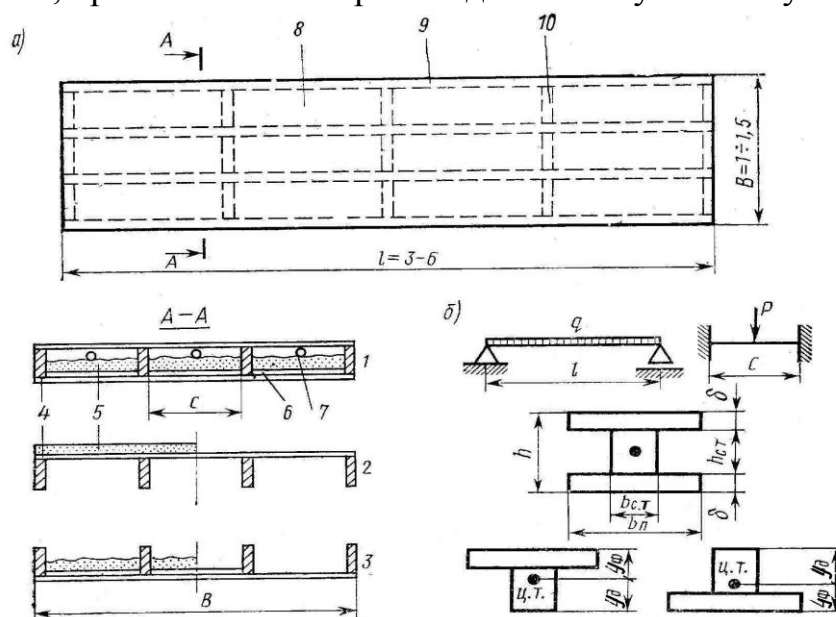
Ребристую клеефанерную панель обшивкой вверх применяют в холодных и утепленных покрытиях с рулонной кровлей без гладкого потолка. Панель имеет только одну верхнюю обшивку, поверх которой укладывают утеплитель и рулонный ковер.

Ребристую клеефанерную панель обшивкой вниз применяют в утепленных и холодных покрытиях с кровлей из волнистых асбестоцементных листов. Панель имеет только одну нижнюю обшивку. Листы кровли укладываются по продольным ребрам, а утеплитель размещают по обшивке между ребрами.

Клеефанерные панели опираются на основные несущие конструкции при ширине опорных площадок не менее 5,5 см, их прикрепляют к опорам шурупами или гвоздями (рисунок 4.4).

Для обеспечения совместных прогибов всего настила панели соединяют между собой по кромкам.

Соединять панели можно глухими нагелями, которые ставят через 1,5 – 2,0 м или гвоздями, пробиваемыми через соединительную планку через 50 см.



a – конструкция, b – расчетные схемы, 1 – коробчатая; 2 – ребристая обшивкой вверх; 3 – ребристая обшивкой вниз; 4 – клей; 5 – утеплитель; 6 – пароизоляция; 7 – осушающий продух; 8 – фанерная обшивка; 9 – продольные ребра; 10 – поперечные ребра.

Рисунок 4.4 - Клеефанерные панели, конструкция и расчетные схемы

4.3.2 Расчет клеефанерных панелей

Расчет производят по прочности и прогибам при изгибе по схеме однопролетной свободно опертой балки на нормальные составляющие нагрузок от собственной массы, g_x , и снега, p_x .

От суммы этих двух нагрузок определяют расчетный изгибающий момент, поперечные силы и максимальные прогибы.

Верхнюю обшивку дополнительно проверяют на местный изгиб от сосредоточенного груза $P = 1,0$ кН (с коэффициентом перегрузки $n = 1,2$ кН), как заделанную в местах приклеивания к ребрам пластину.

Фанерные обшивки и продольные ребра работают совместно благодаря жесткости клеевых соединений.

Сечение коробчатой панели считают условно двутавровым, а ребристой – тавровым, полкой вверх или вниз.

При этом расчетная ширина стенки равна суммарной толщин ребер (стенок) - $b_{рас} = \sum b_{ст}$, а расчетная ширина обшивок принимается равной:

- при $l \geq 6a$, $b_{расч} = 0,9b$,
- при $l < 6a$, $b_{расч} = 0,15 \frac{b \cdot l}{a}$,

где b – полная ширина сечения панели;

l – пролет панели;

a – расстояние между продольными ребрами в осях.

Геометрические характеристики сечений панели определяют с учетом различных величин модулей упругости древесины, E_d , и фанеры, E_f .

В результате определяют *приведенные* геометрические характеристики сечения.

Приведение выполняется к тому материалу, в котором определяется напряжение.

Так, площадь сечения, приведенного к фанере, определяется по формуле

$$F_{np.} = F_{\phi} + F_d \frac{E_d}{E_{\phi}}. \quad (4.5)$$

Приведенный момент инерции определяется по формуле:

$$I_{np.\phi} = I_{\phi} + I_d \frac{E_d}{E_{\phi}}, \quad (4.6)$$

Приведенный к фанере момент сопротивления поперечного сечения клееных элементов из древесины с фанерой определяется по формуле:

$$W_{np.\phi} = \frac{I_{np.\phi}}{y_o}, \quad (4.7)$$

где y_o – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до его нижней грани.

Для коробчатых панелей с одинаковыми верхней и нижней обшивками расстояние, y_o , определяется по формуле:

$$y_o = \frac{h}{2}, \quad (4.8)$$

В общем случае расстояние, y_o , определяется по формуле:

$$y_o = \frac{S_{np.\phi}}{F_{np.\phi}}. \quad (4.9)$$

Сечения панелей подбирают методом попыток, задавая сечения, затем производя все необходимые проверки и определяя способность по прочности, прогибам. При расчете клефанерной панели производят следующие проверки:

1) проверку растянутой обшивки на прочность:

$$\frac{M}{W_{np.\phi}} \leq m_{\phi} \cdot R_{\phi.p}, \quad (4.10)$$

где M – расчетный изгибающий момент;

$W_{np.}$ – момент сопротивления поперечного сечения, приведенного к фанере;

$R_{\phi.p.}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению;

m_{ϕ} - коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки, принимаемый равным при усовом соединении или с двусторонними накладками: 0,6 - для фанеры марки ФСФ; 0,4 – для бакелизированной фанеры; 0,1 – при отсутствии стыков.

2) проверку сжатой обшивки на устойчивость проводим по формуле

$$\frac{M}{\left(\frac{E}{E_{\phi}} \cdot J + \varphi_{\phi} \cdot J_{\phi} \right)} \cdot (h_{nl} - y_o) \leq R_{\phi.c}, \quad (4.11)$$

где $h_{пл}$ – высота поперечного сечения панели;

φ_ϕ – коэффициент продольного изгиба, который определяется по формуле:

- при отношении $c/\delta \geq 50$:

$$\varphi_\phi = \frac{1250}{\left(\frac{c}{\delta}\right)^2}, \quad (4.12)$$

- при отношении $c/\delta < 50$:

$$\varphi_\phi = 1 - \frac{\left(\frac{c}{\delta}\right)^2}{5000}, \quad (4.13)$$

где c – расстояние между ребрами в свету,

δ – толщина фанеры.

3) *проверку верхней обшивки на местный прогиб от сосредоточенной силы $P = 1,2 \text{ кН}$* проводят следующим образом

$$\sigma_u = \frac{M_{\max}}{W_a} \leq R_{\phi.u}, \quad (4.14)$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент, определяемый по формуле:

$$M_{\max} = \frac{Pa}{8}. \quad (4.15)$$

4) *проверку на скалывание по клеевому шву (в местах приклейке ребер к обшивкам)* выполняют по формуле:

$$\tau = \frac{Q \cdot S'_{пр.ф.}}{I_{пр.ф.} \cdot b_{расч.}} \leq R_{\phi.ск}, \quad (4.16)$$

где $b_{расч.}$ – расчетная ширина сечения равная суммарной ширине ребер каркаса;

$R_{\phi.ск.}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

5) *проверку по прогибам* выполняют по формуле:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^3}{E_\phi \cdot I_{пр.ф.}} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right], \quad (4.17)$$

где $\left[\frac{f}{\ell} \right] = \frac{1}{250}$.

Клефанерные панели стен рассчитывают на изгиб от вертикальной нагрузки и собственного веса.

Панели с деревянным каркасом и плоскими асбестоцементными обшивками применяют в холодных и утепленных покрытиях и помещениях с асбестоцементной и рулонной кровлей, потолок которых должен быть несгораемым. Обшивки соединяются с каркасом шурупами, которые обладают податливостью, необходимой для соединения разнородных материалов. Эти панели работают и рассчитываются по прочности асбестоцементной обшивки на растяжение при изгибе, по прочности соединений и по прогибам, как балки составного сечения на податливых связях.

5 БАЛКИ И ПРОГОНЫ ЦЕЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ. СОСТАВНЫЕ БАЛКИ НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ. КЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

Различают следующие основные виды сплошных балочных конструкций:

- балки и прогоны цельного сечения;
- составные балки на податливых связях;
- клеенные балки.

5.1 Балки и прогоны цельного сечения

Основное функциональное назначение балок и прогонов - они служат несущими конструкциями покрытий. Ввиду ограниченности размеров сечений и длины лесоматериалов такие балки применяют при пролетах до 6,0 м и относительно небольших нагрузках.

Балки и прогоны цельного сечения являются опорами настилов и укладываются на стены, стойки и основные несущие конструкции с шагом от 1,0 до 3,0 м.

Балки и прогоны бывают:

- а) однопролетными свободно опертыми;*
- б) многопролетными неразрезными;*
- в) консольно - балочными.*

Балки и прогоны рассчитывают на изгиб от равномерно распределенной нагрузки, q , которая состоит из собственной массы покрытия, g , и снега, p .

Максимальный относительный прогиб балок и прогонов покрытий не должен превышать $1/200l$.

5.1.1 Однопролетные свободно опертые балки и прогоны

Однопролетные балки устанавливаются в покрытиях небольших размеров наклонно вдоль скатов крыши и опираются на продольные стены и коньковые прогоны.

Такие конструкции рассчитывают на изгиб как свободно опертые балки. Кроме изгибающих моментов в балках возникают растягивающие и сжимающие продольные силы от действия скатной составляющей, однако, ввиду того, что уклоны балок, как правило, не превышают 1:2, они мало влияют на несущую способность и поэтому расчетом не учитываются.

Однопролетные прогоны (рисунок 5.1) представляют собой продольные ряды свободно опертых балок, установленных на основные несущие конструкции и поперечные стены крыши. Нейтральные оси сечений прогонов имеют такой же уклон к горизонту, как и покрытие (угол α).

От сползания по скату прогоны удерживаются отрезками толстых досок, бобышками, прибиваемыми к опорам гвоздями, или металлическими уголками. Дощатые бобышки снизу у концов прогонов предохраняют основные несущие конструкции от выхода из их плоскости, т.е. играют роль связей.

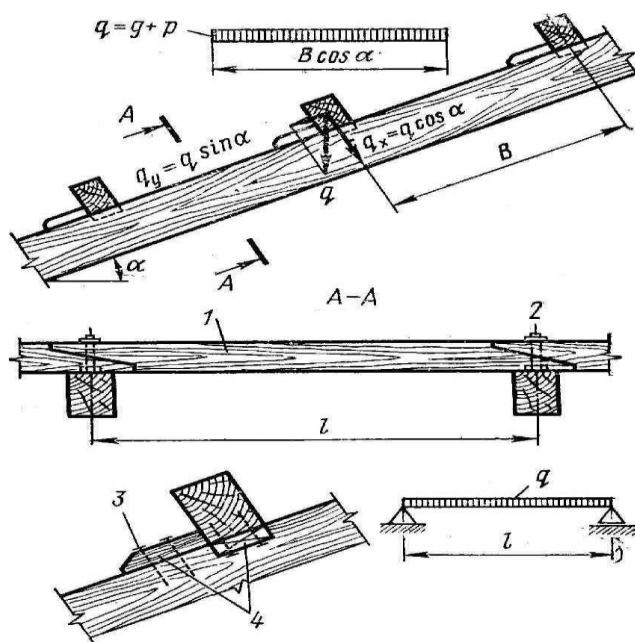
Бобышки соединяют по длине на опорах при помощи косо прируба или дощатых накладок.

Прогоны рассчитывают на изгиб от действия только нормальной составляющей нагрузки (q_x), если скатная составляющая воспринимается настилом (как, например, в двойном перекрестном настиле) (рисунок 5.1). Если такой настил отсутствует, прогон работает и рассчитывается на косо изгиб от нормальной (q_x) и скатной (q_y) составляющей нагрузки по формулам для косо изгиба:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_u, \quad (5.1)$$

$$\frac{f}{l} = \frac{\sqrt{f_x^2 + f_y^2}}{l} \leq \frac{1}{200}. \quad (5.2)$$

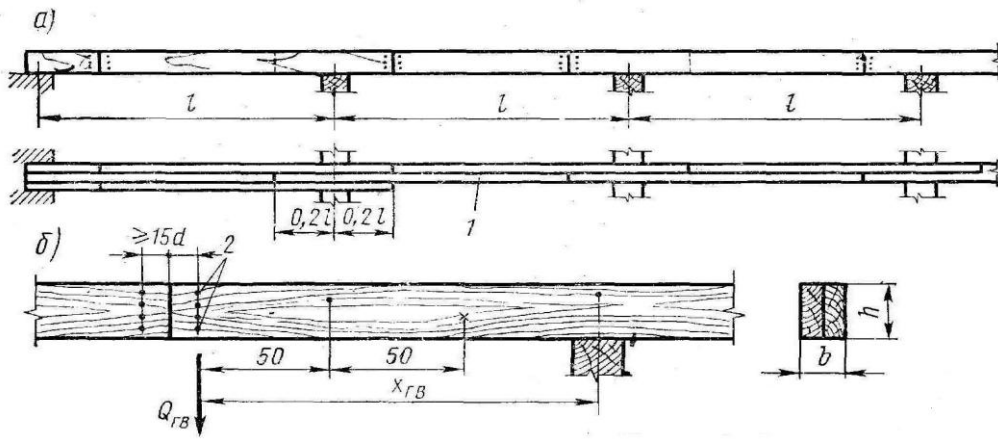
Гвозди – крепления бобышек – работают и рассчитываются на скатную составляющую опорной реакции со средних прогонов, как несимметричное односрезное соединение с изгибаемыми гвоздями. Для уменьшения расчетного пролета балок их иногда усиливают подбалками на опорах и скрепляют с балками болтами.



1 – прогон; 2 – болт; 3 – гвозди; 4 – бобышки.

Рисунок 5.1 – Цельные прогоны покрытий

5.1.2 Многопролетные неразрезные балки и прогоны из спаренных досок располагаются поперек скатов крыш и опираются на основные несущие конструкции покрытия и поперечные стены, к которым крепятся так же, как и однопролетные прогоны (рисунок 5.2). Спаренный прогон состоит из двух рядов досок на ребро, соединенных гвоздями (рисунок 5.3). Между стыками доски соединяют конструктивными гвоздями через каждые 0,5 м. Такие прогоны рекомендуется применять только в сочетании с настилами, воспринимающими скатные составляющие.



a – общий вид, *b* – деталь стыка, 1 – доски, 2 – гвозди.
 Рисунок 5.2 – Многопролетный спаренный неразрезной прогон

Расчет спаренного прогона производят по схеме многопролетной неразрезной балки на нормальную составляющую нагрузки.

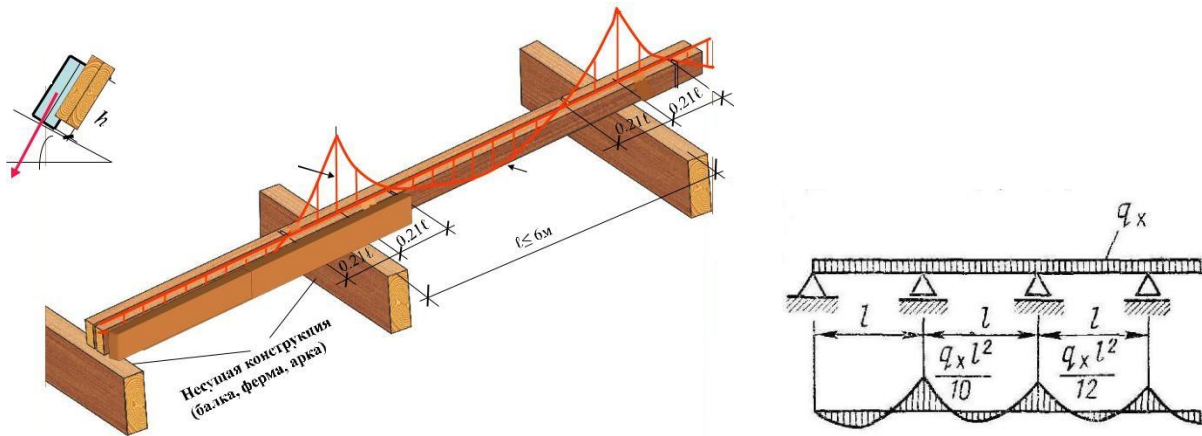


Рисунок 5.3 – Спаренный неразрезной прогон. Расчетная схема

Максимальный изгибающий момент находится над опорами и определяется:

- над второй опорой по формуле:

$$M_1 = \frac{ql^2}{10}, \quad (5.3)$$

- над промежуточными опорами по формуле

$$M = \frac{ql^2}{12}. \quad (5.4)$$

Проверку напряжений и подбор сечений выполняют по моменту на промежуточных опорах:

$$\sigma = \frac{M}{W_{расч}} \leq R_u. \quad (5.5)$$

Сечение на второй опоре, усиленное третьей доской, как правило, работает с запасом прочности.

Гвоздевые соединения работают на действующие в них поперечные силы $Q_{гв}$ в стыках. Гвозди рассчитываются на изгиб. По прогибам от нормальных составляющих нормативной нагрузки рассчитывают первый пролет прогона, где относительный прогиб имеет наибольшее значение:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^3}{E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right]. \quad (5.6)$$

В некоторых случаях имеется возможность сократить длину первых пролетов до $0,8l$. При этом изгибающие моменты на всех промежуточных опорах и прогибы всех пролетов могут считаться одинаковыми, и отпадает необходимость усиления прогона в первых пролетах.

5.1.3 Консольно - балочные прогоны - представляют собой продольные ряды брусьев или бревен со встречным расположением стыков за пределами опор (рисунок 5.4).

При этом более длинные брусья образуют в промежуточных пролетах две консоли, а в крайних – одну, на которые опираются более короткие брусья при помощи косоного прогиба, стянутого болтом. Такие прогоны применяют в покрытиях при шаге основных несущих конструкций не более 4,5 м, допускающем использование лесоматериалов стандартной длины.

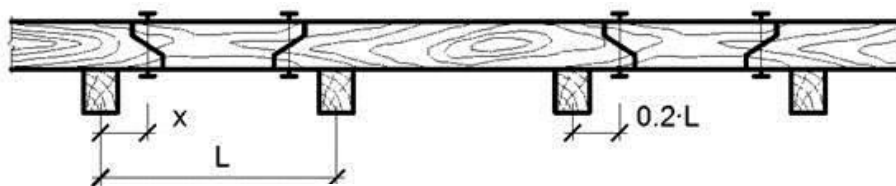


Рисунок 5.4 – Консольно - балочные прогоны

Расчет консольно-балочных прогонов производят по схеме многопролетной статически определимой балки с пролетами, l , на нормальные составляющие нагрузок.

Прогоны в зависимости от расположения стыков подразделяют на **равномоментные и равнопрогибные**.

В **равномоментных** прогонах стыки располагаются на расстоянии $0,15l$, а крайние пролеты уменьшаются до $0,85l$.

Изгибающие моменты на опорах и в пролетах равны:

$$M = \frac{ql^2}{16}, \quad (5.7)$$

Максимальные относительные прогибы равны:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{2,0}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^3}{E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right]. \quad (5.8)$$

В **равнопрогибных** прогонах стыки располагаются на расстоянии $0,2l$, а крайние пролеты уменьшаются до $0,8l$.

При этом на опорах возникают максимальные изгибающие моменты, равные:

$$M = \frac{ql^2}{12}, \quad (5.9)$$

Относительные прогибы во всех пролетах равны:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{1,0}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^3}{E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right]. \quad (5.10)$$

5.1.4 Балки перекрытий являются опорами настилов междуэтажных, чердачных перекрытий и рабочих площадок. В большинстве случаев – это однопролетные балки, свободно опертые на стены, стойки и перегородки здания. Эти балки работают на изгиб от собственной массы перекрытия и временной полезной нагрузки, рассчитываются по прочности и прогибам при изгибе, предельный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{250}$.

Дополнительно междуэтажные балки должны быть проверены на выгиб от действия сосредоточенной нагрузки $P = 0,6$ кН (60 кг) по формуле:

$$f = \frac{P \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I} \leq 0,05 \text{ см}. \quad (5.11)$$

В таких балках нередко делают подрезки на опорах. Глубина подрезки должна быть не более $\frac{1}{4}$ высоты сечения, длина – не более высоты сечения. При этом производится проверка на скалывание в опасном сечении от действия опорной реакции, R , по формуле:

$$\tau = \frac{R}{b \cdot h} \leq 0,4 \text{ МПа}. \quad (5.12)$$

5.2 Элементы деревянных конструкций составного сечения на податливых связях. Составные балки на податливых связях

5.2.1 Общие сведения

Многие деревянные конструкции (балки, рамы, арки) делают составными. Необходимость создания таких конструкций вызвана ограничениями в размерах лесоматериалов по длине и площади сечения. В составных деревянных конструкциях отдельные брусья и доски соединяются с помощью связей, которые могут быть жесткими (клеевые, обеспечивающие монолитность соединения) и податливыми. Элементы составных деревянных конструкций на податливых связях состоят из досок, соединенных гвоздями или бревен и брусьев, соединенных по высоте болтами или деревянными вкладышами.

Податливость - способность связей при деформации конструкций давать возможность соединяемым брусьям или доскам сдвинуться друг относительно друга. Податливость связей ухудшает работу составного элемента по сравнению с таким же элементом цельного сечения.

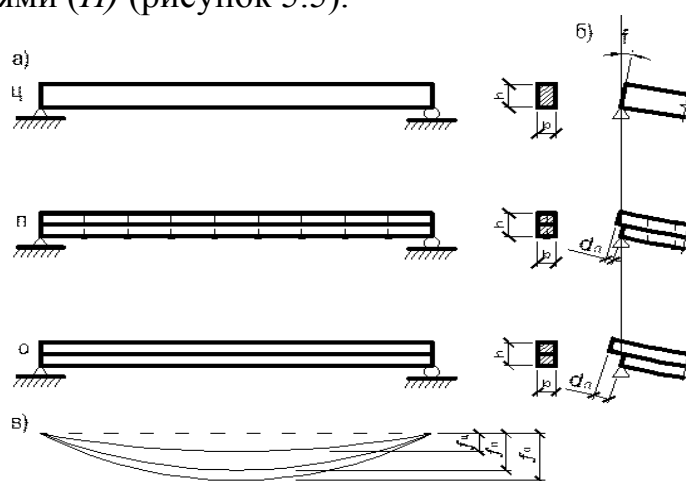
У составного элемента на податливых связях уменьшается несущая способность, увеличивается деформативность. Поэтому при расчете и

проектировании составных элементов необходимо учитывать податливость связей.

5.2.2 Основы учета податливости связей. Расчет на поперечный изгиб

Вопросы учета податливости связей при расчете составных стержней были впервые разработаны в нашей стране. В [1] приведены расчетные формулы, дающие приближенные решения, получаемые из точных решений путем ряда упрощений.

Для того чтобы понять характер работы элементов на податливых связях на поперечный изгиб, возьмем три балки, у которых нагрузки, пролеты и поперечные сечения одинаковые. Первая балка имеет цельное сечение (*Ц*), вторая – из двух брусьев без всяких связей (*О*) и третья – из двух брусьев с податливыми связями (*П*) (рисунок 5.5).



a – общий вид балок, *б* – деформации опор балок под нагрузкой, *в* – прогибы балок под нагрузкой, *Ц* – балка цельного сечения, *П* – балка составного сечения на податливых связях, *О* – балка составного сечения без связей.

Рисунок 5.5 – Балки, работающие на поперечный изгиб

При изгибе деформации составной балки на податливых связях будут больше деформаций балки цельного сечения, но меньше деформаций балки без связей:

$$f_{\text{Ц}} < f_{\text{П}} < f_{\text{О}}$$

Следовательно, составная балка на податливых связях занимает промежуточное положение между балкой цельного сечения и составной балкой без связей, поэтому можно записать, что при деформировании под нагрузкой в составной балке на податливых связях, в отличие от балки цельного сечения, произойдет кроме поворота опорного сечения, сдвиг, $\delta_{\text{П}}$, верхнего пояса относительно нижнего:

$$W_{\text{Ц}} > W_{\text{П}} > W_{\text{О}}; I_{\text{Ц}} > I_{\text{П}} > I_{\text{О}}$$

Из этих неравенств следует, что геометрические характеристики составной балки на податливых связях ($W_{\text{Ц}}$, $W_{\text{П}}$) можно выразить через

геометрические характеристики балки цельного сечения, умножением на коэффициенты k_w и $k_{жс}$, меньше 1, учитывающие податливость связей, тогда:

$$W_{II} = k_w W_{II}, k_w < 1; \quad (5.13)$$

$$I_{II} = k_{жс} I_{II}, k_{жс} < 1. \quad (5.14)$$

Прогиб балки на податливых связях увеличивается соответственно уменьшению момента инерции:

$$f_{II} = \frac{f_{II}}{k_{жс}}. \quad (5.15)$$

Значения коэффициентов k_w и $k_{жс}$ приведены в [1] в зависимости от величины пролета и количества слоев в элементе.

Расчет составной балки на податливых связях сводится, таким образом, к расчету балки цельного сечения с введением коэффициентов, учитывающих податливость связей:

1) **нормальные напряжения** определяются по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{II} \cdot k_w} \leq R_u, \quad (5.16)$$

где W_{II} – момент сопротивления составной балки, как цельной;

$k_w < 1$ – коэффициент, учитывающий податливость связей.

Аналогичным образом выполняется учет податливости связей и при расчете на устойчивость плоской формы изгиба.

2) **прогиб составной балки на податливых связях** в общем случае:

$$f_{II} = \kappa \cdot \frac{P^n \cdot \ell^3}{E \cdot I_y \cdot k_{жс}} \leq |f|_{np}, \quad (5.17)$$

где I_y – момент сопротивления балки как цельной;

$k_{жс} < 1$ – коэффициент, учитывающий сдвиг, вызванный податливостью связей.

5.2.3 Составные балки на податливых связях - трудоемкие конструкции построечного изготовления, требующие расхода брусьев и досок крупных сечений, и допускаются к применению только во временных зданиях и сооружениях.

Составные балки образуются так же при усилении балок, имеющих недостаточную несущую способность, боковыми обшивками.

К составным балкам на податливых связях относятся:

- **дощато-гвоздевые балки с перекрестной стенкой;**

- **брусчатые балки на дубовых пластинчатых нагелях.**

Эти балки работают на поперечный изгиб и рассчитываются с учетом податливости связей по общим принципам, рассмотренным ранее.

Дощато - гвоздевые балки с перекрестной стенкой могут иметь пролет до 15,0 м и высоту в середине не менее 1/7 пролета, а на опорах – не менее 0,4

высоты в середине. По очертанию верхнего пояса балки подразделяются на балки с параллельными поясами, односкатные и двускатные. В статическом отношении балка с перекрестной дощатой стенкой является фермой многорешетчатой системы с растянутыми нисходящими от опор и сжатыми восходящими раскосами, которые образуют дощатую стенку (рисунок 5.6).

Нормальные усилия воспринимаются только поясами, а стенка работает на сдвигающие усилия, возникающие между поясами и стенкой при изгибе балки.

Балки имеют двутавровое сечение, постоянное по длине в односкатных и переменное – в двускатных балках.

Пояса состоят из двойных досок на ребро, соединенных по длине болтами.

Стенки образуются из двух перекрестных слоев досок толщиной не менее толщины досок поясов, наклоненных под углом $30^\circ - 45^\circ$ к горизонту. Пояса соединяются со стенкой гвоздями с двух сторон. Стенка соединяется короткими конструктивными гвоздями. Поперечная стенка этих балок не может воспринимать нормальные напряжения, а работает и рассчитывается на восприятие поперечной силы.

Доски верхнего пояса рассчитывают на сжатие и устойчивость.

Нижний пояс рассчитывают на растяжение по сечению, ослабленному болтами стыка.

Гвозди рассчитывают на изгиб от действия поперечной силы Q . Количество гвоздей уменьшается ступенями от опор к середине пролета в соответствии с эпюрой Q .

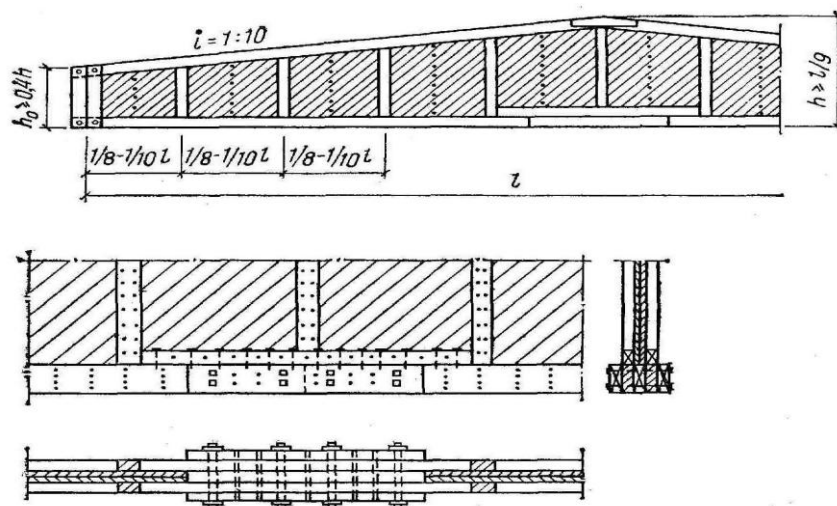


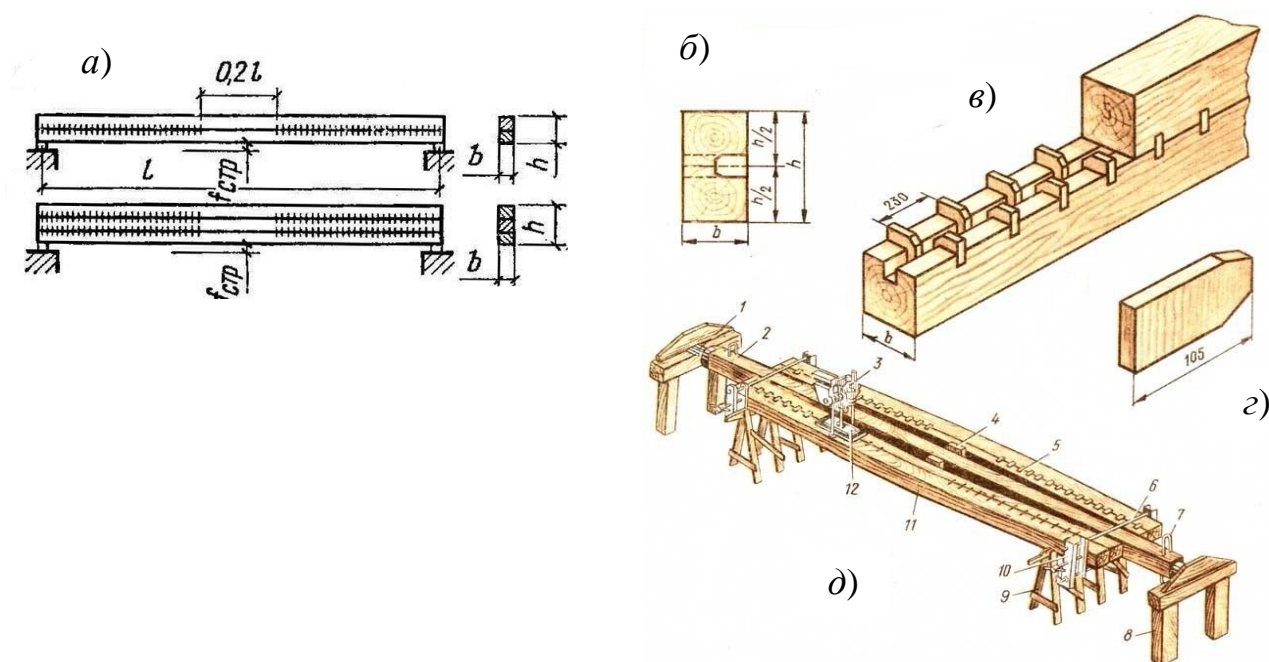
Рисунок 5.6 – Балка двутаврового сечения с перекрестной стенкой на гвоздях, с поясами из досок

Балки на пластинчатых нагелях (балки Деревягина) образуются сплачиванием по высоте двух или трех брусьев, соединенных между собой дубовыми пластинчатыми нагелями, вставленными в специальные гнезда (рисунок 5.7).



Рисунок 5.7 – Составная балка конструкции В. С. Деревягина

В процессе изготовления этим балкам придается строительный подъем, благодаря которому обеспечивается плотное защемление пластин в гнездах (рисунок 5.8).



a — общий вид балки из двух брусьев, из трех брусьев, *б* — разрез балки, *в* — порядок установки нагелей, *г* — нагель, *д* — приспособление для сборки балок на пластинчатых нагелях; 1 — втулка, 2 — вал, 3 — электродолбежник, 4 — распорки, 5 — пластинчатый нагель, 6 — тяж, 7 — скоба, 8 — стойка, 9 — козелки, 10 — швеллер, 11 — брус балки, 12 — отметка центрирования.

Рисунок 5.8 – Составная балка конструкции В. С. Деревягина и приспособление для сборки

Эти балки работают и рассчитываются на изгиб, как составные на податливых связях, а число пластин определяется по их несущей способности при изгибе и смятии.

Глубина врезки нагелей не более $1/5$ высоты бруса.

Расчет составных балок по прочности выполняется с учетом коэффициентов $k_w < 1$, а по прогибам с учетом коэффициента $k_{ж}$.

Относительный прогиб составных балок не должен превышать $1/300$ пролета (рисунок 5.9).

Используется типоразмер пластинок (нагелей): длина пластинок $l_{nl} = 58$ мм; толщина пластинок $\delta_{nl} = 12$ мм.

При ширине брусьев до 150 мм нагели ставятся на всю ширину $h = (1/10 \dots 1/16)l$ (сквозные нагели); при ширине брусьев более 150 мм ставятся глухие нагели.

Балкам при изготовлении придается конструктивный строительных подъем, т.е. выгиб в сторону, обратную прогибу по нагрузкой.

Конструктивный строительный подъем определяется по формуле:

$$f_{cmp} = \frac{\ell \cdot \delta \cdot n_{ш}}{2 \cdot h_0}, \quad (5.18)$$

где ℓ - длина балки, h_0 - расстояние между осями крайних брусьев;

$n_{ш}$ - число горизонтальных швов в балке;

δ - расчетная деформация для нагелей, принимаемая равной 20 мм.

Балки рассчитываются как составные с учетом податливости связей, т.е. учитывается возможность сдвига соединяемых элементов относительно друг друга.

Расчет составной балки сводится к подбору поперечного сечения балки из условия прочности по нормальным напряжениям, определению числа прочности по нормальным напряжениям, определению числа нагелей и проверке устойчивости.

Величина требуемого момента сопротивления находится по формуле:

$$W_{mp} = \frac{M}{k_w \cdot R_u}, \quad (5.19)$$

где M - расчетный изгибающий момент;

R_u - расчетное сопротивление древесины изгибу;

k_w - коэффициент податливости связей.

При заданной ширине брусьев, b , требуемая высота балки, $h_{тр}$, равна:

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6W_{mp}}{b}}. \quad (5.20)$$

Чтобы избежать перегрузки крайних связей, необходимое количество нагелей рекомендуется определять, исходя из площади эпюры сдвигающих усилий, принимаемой по треугольнику АЕДО (рисунок 5.9, б).

В этом случае требуемое количество нагелей в шве на участках балки длиной 0,4 от эпюры определяется по формуле:

$$n_{mp} = \frac{1,2 \cdot M \cdot S_{\delta p}}{I_{\delta p} \cdot T_{nl}}, \quad (5.21)$$

где M - расчетный (максимальный) изгибающий момент;

$S_{\text{бр}}$ - статический момент брутто сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

$I_{\text{бр}}$ - момент инерции брутто всего сечения балки (ослабление сечения балки гнездами не учитывается);

$T_{\text{пл}}$ - расчетная несущая способность одного пластинчатого нагеля, (кН), вычисляется по формуле

$$T_{\text{пл}} = 1,15b_{\text{пл}} m_{\text{дл}} \Pi m_i.$$

где $b_{\text{пл}}$ - ширина пластинчатого нагеля, см, принимаемая равной ширине сплачиваемых элементов $b_{\text{пл}} = b$ при сквозных пластинках и $b_{\text{пл}} = 0,5b$ - при глухих пластинках;

$m_{\text{дл}}$ - коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности нагружения, определяемый по таблице 4 [1];

Πm_i - произведение коэффициентов условий работы п.6.9 [1].

После подстановку в формулу (5.21) значений $S_{\text{бр}}$ и $I_{\text{бр}}$ количество пластинчатых нагелей определяется по формуле:

- для балок из двух брусьев:

$$n_{\text{пл}} = \frac{1,8 \cdot M}{h \cdot T_{\text{пл}}}, \quad (5.22)$$

- для балок из трех брусьев:

$$n_{\text{пл}} = \frac{1,6 \cdot M}{h \cdot T_{\text{пл}}}, \quad (5.23)$$

Шаг пластинок $S = 9 \delta_{\text{пл}}$.

Проверка жесткости балки, нагруженной равно-распределенной нагрузкой, определяется по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^4}{E \cdot I_{\text{бр}} \cdot k_{\text{ж}}} \leq [f_u] \quad (5.24)$$

где f - максимальный прогиб от нормативной нагрузки q^n ;

E - модуль упругости древесины;

f_u - предельно допустимый прогиб;

$k_{\text{ж}}$ - коэффициент податливости связей, определяемых по таблице [1].

Сборка составных балок Деревягина производится на специальном станке, приспособленном для изготовления одновременно двух балок и состоящем из средника с прикрепленными к нему короткими прокладками с двумя хомутами.

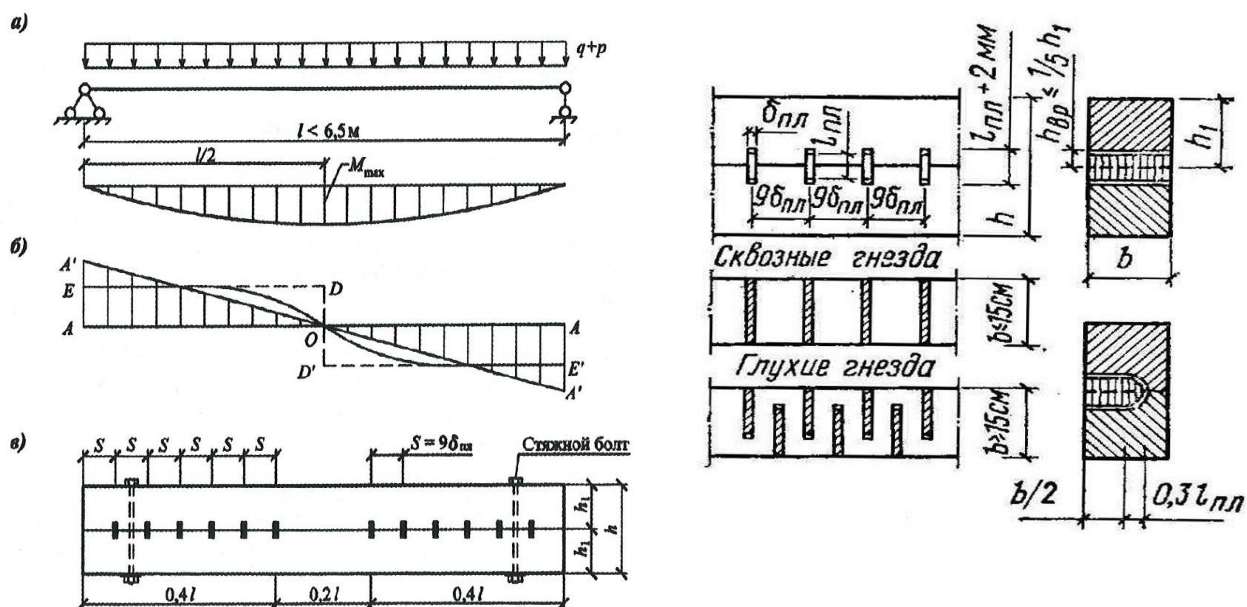
До забивки пластинок балкам придается строительный подъем.

После разметки гнезд, производится долбление их цепным электродолбежником, с последующей установкой пластинок в гнездах легким ударом деревянного молотка.

При глухих гнездах обе балки вместе со средником переворачиваются, и весь процесс установки пластинок повторяется.

После установки всех пластинок хомуты освобождаются, готовые балки вынимаются из станка, а на концах их ставится по одному стяжному болту.

Благодаря податливости пластинок, работающих на изгиб, хорошо обеспечивается их совместная работа.



a - расчетная схема; *б* - эпюра сдвигающих усилий τ (AA'O - по треугольнику при абсолютно жестких связях, AEO - по косинусоиде, при податливых связях);
в - конструктивные особенности;
г - поперечное сечение балки с глухим нагелем, со сквозным нагелем.

Рисунок 5.9 – Балка Деревягина, поперечное сечение балки с глухим нагелем, со сквозным нагелем

5.4 Клееные балки

5.4.1 Общие данные. Классификация

Клееные балки из досок и фанеры, склеенные синтетическим клеем, являются основным видом составных балок заводского изготовления. Размеры и форма сечений составных клееных балок может быть практически любой не зависимо от сортамента пиломатериалов и фанеры.

Клееная древесина и фанера дольше сопротивляются загниванию и имеют более высокий предел огнестойкости, чем цельная древесина. Жесткие и стойкие против увлажнения клеевые соединения обеспечивают монолитность балок.

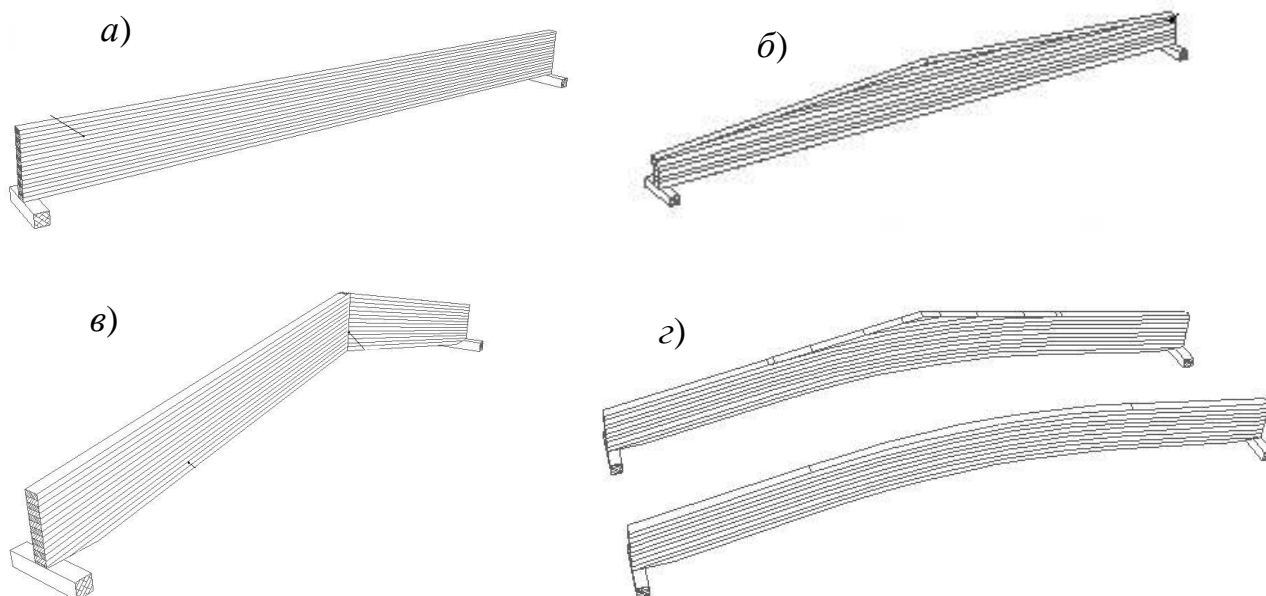
Существующие виды клееных балок можно разделить на две основные группы:

- 1) **дощатоклееные балки**, состоящие из склеенных между собой досок;
- 2) **клефанерные балки**, состоящие из дощатых поясов и приклеенных к ним стенок из водостойкой фанеры.

5.4.2 Дощатоклееные балки применяют в качестве основных несущих конструкций покрытия сельских, общественных и промышленных зданий, используют их также в виде прогонов, пролеты и нагрузки которых не позволяют применять прогоны цельного сечения, а также в виде главных балок перекрытий, мостов и других сооружений. Дощатоклееные балки находят применение в покрытиях пролетом до 30,0 м и более.

Дощатоклееные балки могут быть:

- односкатными постоянной высоты;
- двускатными переменного сечения, причем h_0 не менее $0,4h$, где h_0 – высота балки у опоры, h – высота в середине пролета;
- ломаными, состоящими из двух прямолинейных элементов, соединенных в коньке зубчатым соединением;
- гнутыми, переменного и постоянного сечения (рисунок 5.10).



а - односкатные балки постоянной высоты; *б* - двускатная балка переменного сечения;
в - ломаные балки, состоящие из двух прямолинейных элементов,
г - гнутые балки переменного и постоянного сечения.

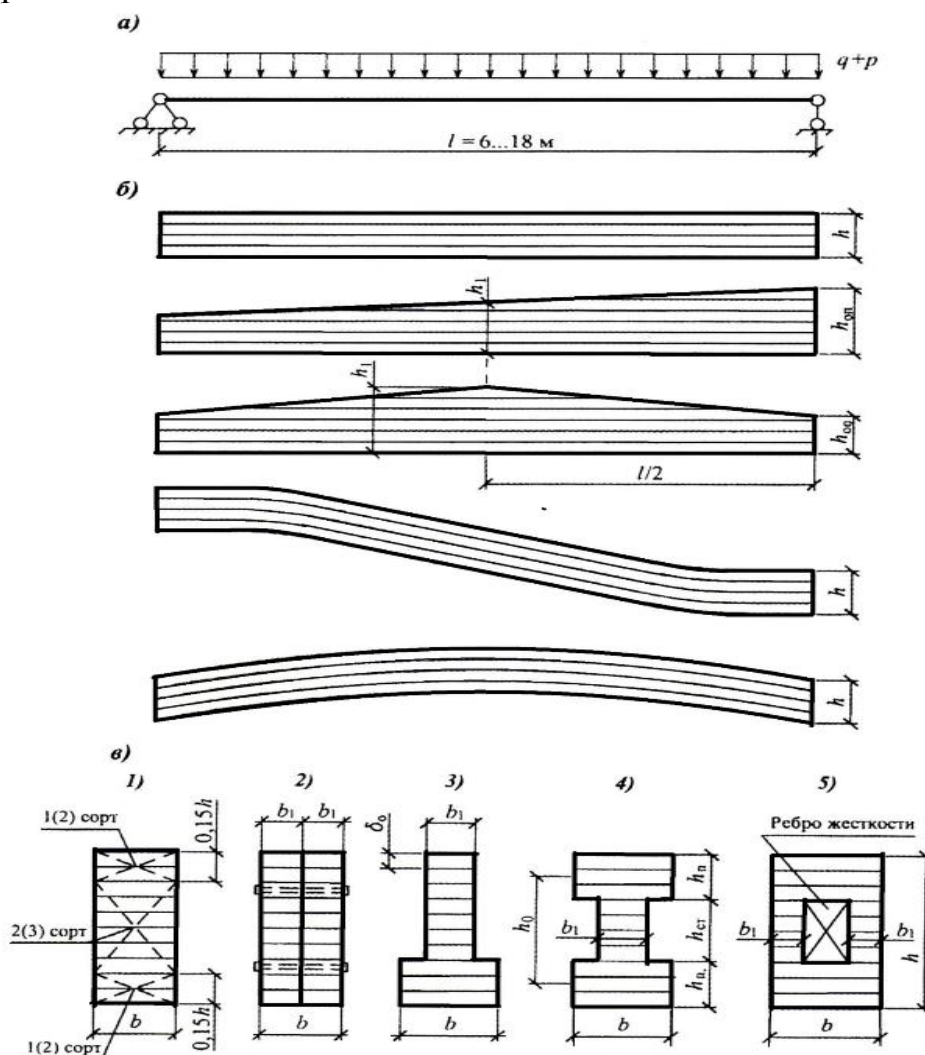
Рисунок 5.10 – Дощатоклееные балки

Балки склеиваются из досок толщиной не более 42 мм (для гнутоклееных – не более 33 мм). Сечения дощатоклееных балок принимают в большинстве случаев шириной не более 17 см, что позволяет изготавливать их из цельных по ширине досок. Балки большей ширины изготавливают из менее широких досок, склеенных между собой кромками с расположением стыков вразбежку, что увеличивает трудоемкость их изготовления (рисунок 5.11).

Формы поперечных сечений балок могут быть весьма разнообразными: **прямоугольное массивное, реже двутавровое или тавровое.**

Высота балок h принимается в пределах $h = (1/8...1/12)l$. Для обеспечения устойчивости балок из их плоскости отношение высоты балки h к ширине b не должно быть больше 6 ($h/b \leq 6$).

Дощатоклееные балки с большим отношением высоты к ширине поперечного сечения подлежат проверке на общую устойчивость. Доски располагаются по высоте сечения балок таким образом, чтобы древесина наиболее высокого качества размещалась в наиболее напряженных зонах - нижней и верхней.



a – схема приложения нагрузки; $б$ – основные типы балок; $в$ – типы поперечных сечений: 1 – сплошное, 2– спаренное, 3– тавровое, 4– двутавровое, 5–коробчатое.

Рисунок 5.11 - Клееные деревянные балки

По длине доски дощатоклееных балок стыкуются на зубчатый шип. Стыки смежных слоев должны располагаться вразбежку на расстоянии не менее 30 см.

Расчет дощатоклееных балок покрытий

В большинстве случаев расчет производят по схеме однопролетной свободно опертой балки на равномерную нагрузку q от собственной массы покрытия, балки и массы снега.

Доштоклейные балки рассчитывают как балки цельного сечения. За основное расчетное сопротивление при изгибе принимается, как для сосны.

При расчете доштоклейных балок выполняют следующие проверки.

1 Проверка прочности по нормальным напряжениям (введены коэффициенты к моменту сопротивления):

$$\frac{M}{W_{\text{нм}} \cdot m_{\delta}} \leq R_u, \quad (5.25)$$

где M – расчетный изгибающий момент;

m_{δ} – коэффициент условий работы, учитывающий влияние размеров поперечного сечения на несущую способность балки, его значение приведено в таблице 10 [1] в зависимости от высоты сечения h .

Расчетное сечение, где действуют максимальные нормальные напряжения, в балках переменной высоты не совпадает с местом действия максимального изгибающего момента, поскольку момент сопротивления сечений уменьшается у них от середины балки быстрее, чем изгибающий момент.

Расстояние расчетных сечений от опор, X , определяется путем отыскания максимума эпюры нормальных напряжений по длине балки.

Это сечение находится из общего выражения для нормальных напряжений:

$$\sigma_u = \frac{M_x}{W_x} \leq R_u. \quad (5.26)$$

Для нахождения экстремальных точек эпюры напряжений необходимо приравнять нулю выражение, полученное после дифференцирования выражения для σ_u .

В двускатной балке переменного сечения при равномерно распределенной нагрузке расстояние, X , определяем по формуле (рисунок 5.12):

$$X = \frac{\ell \cdot h_{\text{он}}}{2h}, \quad (5.27)$$

где $h_{\text{он}}$ – высота опорного сечения,

h – высота сечения в середине пролета балки.

Изгибающий момент в этом случае равен:

$$M = \frac{q \cdot X}{2} (\ell - X). \quad (5.28)$$

В гнутоклейных балках дополнительно проверяются еще и напряжения растяжения в гнутой зоне.

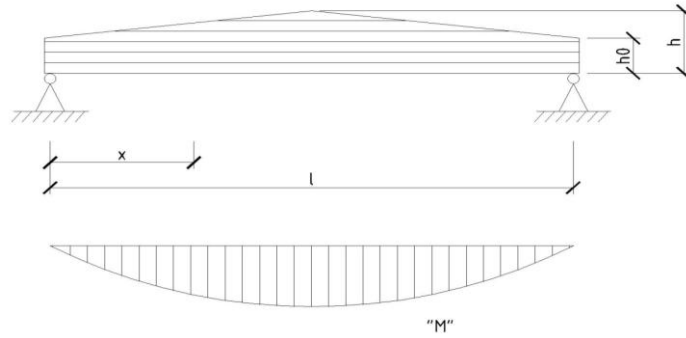


Рисунок 5.12 – Эпюра изгибающего момента М

2 Расчет на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов.

$$\frac{M}{W_{\text{бр}}} \leq R_u, \quad (5.29)$$

где M – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ;

Для изгибаемых составных элементов на податливых соединениях расчетный момент сопротивления следует принимать равным моменту сопротивления нетто $W_{\text{нт}}$, умноженному на коэффициент k_w ; значения k_w для элементов, составленных из одинаковых слоев, приведены в таблице 15 [1].

При определении $W_{\text{нт}}$ ослабления сечений, расположенные на участке элемента длиной не более 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении.

3 Проверка прочности по скалывающим напряжениям

в сечении с максимальной поперечной силой выполняется по формуле Журавского:

$$\tau = \frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{расч}}} \leq R_{\text{ск}}, \quad (5.30)$$

где Q – поперечная сила;

$S'_{\text{бр}}$ – статический момент относительно нейтральной оси той части площади сечения, которая расположена выше или ниже проверяемого шва;

$I_{\text{бр}}$ – момент инерции сечения;

b – расчетная ширина сечения элемента, при двутавровом сечении, ширина стенки $b = b_{\text{ст}}$.

4 Расчет по прогибам

Наибольший прогиб шарнирно-опертых балок определяется по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \left(\frac{h}{\ell} \right)^2 \right] \leq [f], \quad (5.31)$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига.

Прогиб шарнирно-опертых балок, нагруженных равномерно-распределенной нагрузкой, определяется по формуле:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^4}{E \cdot I_{\text{оп}}} \leq [f] \quad (5.32)$$

где h – наибольшая высота сечения;

l – пролет балки;

k – коэффициент, учитывающий влияние переменной высоты сечения, для балки постоянного сечения $k=1$;

c – коэффициент, учитывающий влияние деформации сдвига от поперечной силы.

Значение коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок приведены в приложении [А].

При проверке балки по прогибам должно выполняться условие

$$\frac{f}{\ell} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right] = \frac{1}{300}. \quad (5.33)$$

Кроме основных проверок в ряде случаев выполняются дополнительные проверки.

К таким проверкам относятся:

- проверка на смятие опорной площадки балки,
- проверка напряжений растяжения в гнутых балках и т.п.

Кроме однопролетных балок в ряде случаев с эффектом применяют многопролетные и консольные дощатоклееные балки.

Расчет таких балок производится по общим принципам строительной механики с учетом формы и высоты сечения (коэффициентов m_δ и m_ϕ).

В случае, если необходимо повысить несущую способность и жесткость балки, выполняют армирование дощатоклееных балок.

5.4.4 Дощатоклееные армированные балки представляют собой деревянные клееные балки, в которые вклеиваются стержни стальной арматуры. Чаще всего для вклеивания используют эпоксидно-цементный клей (рисунок 5.13).

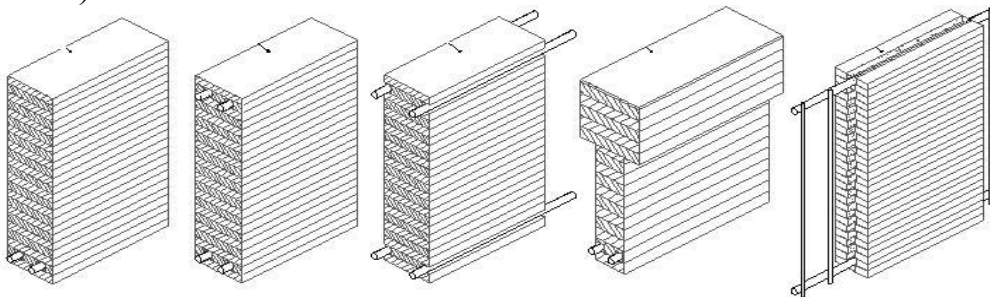


Рисунок 5.13 – Дощатоклееные армированные балки

Целесообразно выполнять армирование двойной арматурой классов А240, А400. Процесс армирования находится в пределах 2...4 %.

Расчет армированных балок на изгиб производится с учетом совместной работы клееной древесины и арматуры методом приведенных сечений, учитывающим модуль упругости древесины и стали по формуле

$$I_{np} = I_{op} + I_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{op}}. \quad (5.34)$$

Расчет армированных балок по прочности производят исходя из того, что древесина разрушается раньше, чем стальная арматура

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{np} \cdot m_{\delta}} \leq R_u. \quad (5.35)$$

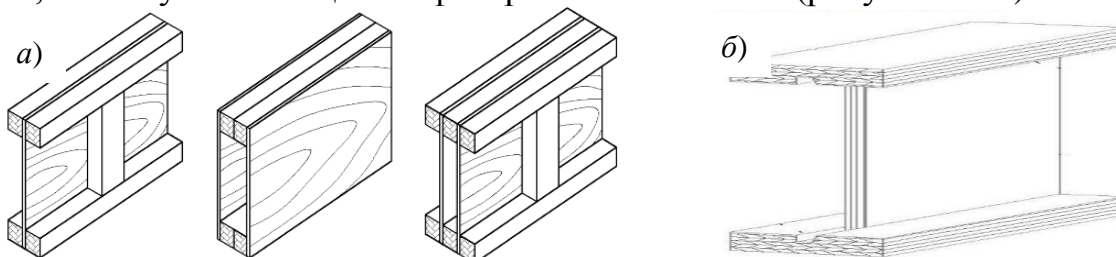
5.4.2 Клефанерные балки

По форме сечения клефанерные балки (рисунок 5.14) могут быть коробчатыми, двутавровыми, двутаврово-коробчатыми (склеенными из двух или нескольких двутавров), треугольными, трапециевидными.



Рисунок 5.14 - Клефанерные балки, общий вид

Традиционно клефанерные балки состоят из дощатых поясов и фанерных стенок, но могут быть в цельнофанерном исполнении (рисунок 5.15).



а – сечения клефанерных балок, б - цельнофанерная клееная балка двутаврового сечения.

Рисунок 5.15 – Сечения клефанерных балок, цельнофанерная клееная балка двутаврового сечения

сб

Высоту балки в середине пролета определяют расчетом на изгиб, и она получается близкой к 1/10...1/12 пролета.

Высоту сечения на опоре определяют расчетом стенок на срез и устойчивость, но она должна быть не меньше 0,4 пролета.

Стенки клеефанерных балок изготавливают из водостойкой строительной фанеры толщиной 10 - 12 мм. Направления наружных волокон фанеры следует принимать параллельным волокном поясов и продольным осям балки. При этом стенка работает на изгиб в направлении наибольшей прочности и жесткости. Фанера стыкуется «на ус», либо встык с накладками. Как правило, в местах стыкования фанеры ставятся ребра жесткости, т.е. по длине балки ребра ставятся с шагом, равным 1/8 - 1/10 пролета.

По плоскостям склеивания с фанерными стенками пояса должны иметь прорези для того, чтобы ширина клеевых швов не превосходит 10 см для предотвращения перенапряжений швов при короблении. По длине доски соединяются зубчатым стыком.

Нижние растянутые пояса должны изготавливаться из досок 2 (или 1) сорта, сжатые пояса и ребра – из 2 (или 3) сорта.

Расчет ребристых клеефанерных балок

Расчет ребристых клеефанерных балок производят на изгиб с учетом совместной работы дощатых поясов и фанерных стенок.

В двускатных балках переменной высоты сечения, где при равномерной нагрузке действуют максимальные напряжения изгиба, находятся не в середине пролета, а на расстоянии X от опоры:

$$X = \left[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] \cdot \ell_i, \quad (5.36)$$

$$\gamma = \frac{h_{on}}{\ell_i}, \quad (5.37)$$

где h_{on} – высота опорного сечения между осями поясов;

ℓ_i – пролет балки;

γ – уклон верхнего пояса.

Изгибающий момент в этом сечении определяется по формуле:

$$M = 0,5q \cdot x(\ell - x). \quad (5.38)$$

Геометрические характеристики сечений клеефанерных балок определяются с учетом различных модулей упругости древесины, $E_{др}$, и фанеры, $E_{ф}$.

В результате определяются приведенные к древесине поясов геометрические характеристики сечения по формулам:

$$I_{np} = I_{др} + I_{ф.см} \frac{E_{ф.см}}{E_{др}}. \quad (5.39)$$

$$W_{np} = \frac{2I_{np}}{h}. \quad (5.40)$$

При расчете ребристой клефанерной балки выполняют следующие проверки:

1) **проверка нормальных напряжений в поясах из древесины и фанерной стенке балки** производится на действие максимального изгибающего момента по формулам:

- для растянутого пояса:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np}} \leq R_p. \quad (5.41)$$

- для сжатого пояса:

$$\sigma_p = \frac{M_x}{W_{np} \cdot \varphi} \leq R_c, \quad (5.42)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба,

- для фанерной стенки:

$$\sigma_{p\phi} = \frac{M}{W_{np} \cdot \varphi} \cdot \frac{E_\phi}{E_d} \leq R_{\phi p} \cdot m_\phi, \quad (5.43)$$

где m_ϕ – коэффициент, учитывающий снижение сопротивления фанеры в стыке «на ус» (для обычной фанеры $m = 0.6$, для бакелизированной - 0,8);

2) **проверка прочности фанерных стенок** на совместное действие касательных и нормальных напряжений с учетом анизотропии фанеры, т.е. проверка по главным напряжениям в зоне перехода от поясов к стенкам:

$$\sigma_p^1 = \frac{\sigma_{cm}}{\alpha} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cm}}{2}\right)^2 + \tau_{cm}^2} \leq R_{\phi\alpha}, \quad (5.44)$$

где σ_p – главные напряжения;

σ_{cm} , τ_{cm} – нормальные и касательные напряжения в стенке на том же уровне,

$R_{\phi\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α , определяется по графику приложения [1];

α – угол наклона направления главного напряжения к оси балки, определяется из зависимости:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 \cdot \tau_{cm}}{\sigma_{cm}}.$$

3) **проверка на скалывание между слоями шпона** в местах приклейки стенок к поясам:

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_n}{I_{бр\phi} \cdot \sum b_{ш}} \leq R_{\phiск}, \quad (5.45)$$

где S_n – статический момент пояса относительно оси балки;

$\sum b_{ш}$ – суммарная ширина клеевых швов приклейке поясов к стенкам:

$$\sum b_{ш} = n \cdot h_n, \quad (5.46)$$

где h_n – высота пояса;

n – число вертикальных швов;

$R_{фск}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

4) **проверка фанерной стенки на срез** (у опор) по нейтральной оси:

$$\tau_{ед} = \frac{Q \cdot S_{нрф}}{I_{нрф} \cdot \sum b_{\phi}} \leq R_{фср}, \quad (5.47)$$

где $S_{нрф}$ – приведенный к фанере статический момент половины поперечного сечения балки относительно ее оси;

$\sum \delta_{\phi}$ – суммарная толщина фанерных стенок.

5) **проверка стенки на местную устойчивость** (в середине приопорной панели).

Для обеспечения устойчивости стенки при продольном расположении волокон относительно оси балки необходимо выполнение условия:

$$h_{см}/\delta \leq 50,$$

где $h_{см}$ – высота стенки в середине опорной панели,

δ – толщина стенки.

Если условие не выполняется $h_{см}/\delta > 50$, то должна быть выполнена проверка на местную устойчивость.

Расчет устойчивости следует производить по формуле:

$$\frac{\sigma_{см}}{k_u \cdot \left(\frac{100\delta}{h_{см}}\right)^2} + \frac{\tau_{см}}{k \cdot \left(\frac{100\delta}{h_{расч}}\right)^2} \leq 1, \quad (5.48)$$

где k_u, k_{δ} – коэффициенты, определяемые по графикам [1],

$h_{см}$ – высота стенки между внутренними гранями полок,

$h_{расч} = h_{см}$ при $a \geq h_{см}$,

$h_{расч} = a$ при $a < h_{см}$, где a – расстояние между ребрами в свету.

$\sigma_{см}, \tau_{см}$ – нормальные и касательные напряжения в середине опорной панели,

знаменатели – это критические напряжения, при которых стенка теряет устойчивость.

б) **расчет по прогибам** выполняется по формулам

$$\frac{f}{\ell} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right] = \frac{1}{300}, \quad (5.49)$$

$$f = \frac{f_0}{k_n \cdot \ell^4} \cdot \left[1 + c \left(\frac{h}{\ell} \right)^2 \right] \leq [f] \quad (5.50)$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^4}{E_g \cdot I_{нр\phi}} \leq [f] \quad (5.51)$$

Клеефанерная балка с волнистой стенкой относится к классу малогабаритных балок (рисунок 5.16).

Пояса балок состоят из одиночных досок второго сорта, которые располагаются горизонтально плашмя, и в их плоскостях образуется волнистые по длине клиновидного сечения пазы, фанерная стенка имеет волнистую форму.

В клефанерных балках фанерная стенка, благодаря волнистой форме, имеет большую устойчивость, чем плоская, и не нуждается в укреплении ее ребрами жесткости.

Благодаря волнистой форме стенка лучше сопротивляется потере устойчивости, чем плоская.

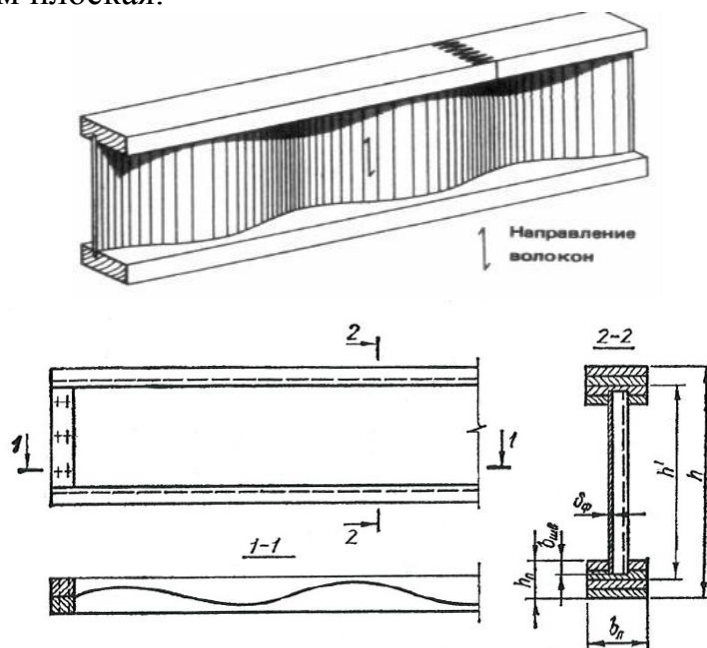


Рисунок 5.16 – Клефанерная балка с волнистой стенкой

Фанерная стенка в таких балках не может воспринимать нормальные напряжения, так как при изгибе балки она будет складываться или распрямляться, т.е. обладать податливостью. Поэтому балка с волнистой стенкой рассчитывается как составная балка на податливых связях.

Балки с волнистой стенкой имеют двутавровое сечение, постоянное по длине, пролет балок, l , равен 6,0 - 12,0 м.

Изготавливаются балки с волнистой стенкой следующим образом:

a) в деревянных балках по шаблонам на копировальных стенках выбираются криволинейные пазы клиновидного сечения, пазы заполняются клеем, а затем фанерная стенка вставляется в пазы и протягивается лебедкой на всю длину балки;

b) деревянный пояс распиливается волнообразно на две части, в распил на клею вставляется фанерную стенку, и пояса вместе с фанерной стенкой запрессовываются в ваймах.

Пояса балок выполняют из бруса или клееного пакета из досок.

Высоту балки h принимают равной $(1/10-1/15)l$, высоту стенки назначают из условия:

$$h_{II} = \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8} \right) \cdot h.$$

Высоту волны стенки назначают из условия:

$$h_B \geq \frac{b_{II}}{3},$$

где b_{II} – ширина пояса балки при соблюдении отношения:

$$\frac{h_B}{l_B} = \frac{1}{10} - \frac{1}{20}$$

где l_B – длина волны.

Расчет балки с волнистой стенкой выполняется как составной балки на податливых связях.

Коэффициент податливости, B , вычисляется по формуле:

$$B = \frac{\pi^2 \cdot S_n \cdot E_{др}}{\ell^2 \cdot \delta_\phi \cdot G_\phi}, \quad (5.52)$$

где S_n – статический момент пояса относительно нейтральной оси балки;

$E_{др}$ – модуль упругости древесины пояса;

L – пролет балки;

δ_ϕ – толщина фанерной стенки;

G_ϕ – модуль сдвига фанеры.

Момент инерции сечения балки как цельного элемента (без учета работы стенки) определяется по формуле:

$$I = \frac{b_n \cdot h_n}{2} \cdot \left(\frac{h_n}{3} + h_o^2 \right). \quad (5.53)$$

где b_n и h_n – соответственно ширина и высота пояса;

h_o – расстояние между центрами тяжести поясов, т.е. $h_o = h - h_{II}$.

Коэффициенты, учитывающие податливость волнистой стенки, определяются следующим образом:

- коэффициент, снижающий прочность балки:

$$K_w = \frac{1}{1 + \left(\frac{h_n}{h_o} \right) \cdot B}, \quad (5.54)$$

- коэффициент, снижающий жесткость балки:

$$K_{ж} = \frac{1}{1 + B}, \quad (5.55)$$

Проверка прочности балки по нормальным напряжениям:

- в нижнем растянутом поясе:

$$\sigma_p = \frac{M}{K_w \cdot W_o} \leq R_p, \quad (5.56)$$

- в верхнем сжатом поясе:

$$\sigma_c = \frac{M}{K_w \cdot \varphi \cdot W_o} \leq R_c, \quad (5.57)$$

где M – расчётный изгибающий момент,
 φ – коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости изгиба;
 W_o - $W_o = 2I/h_o$.

Проверку балки по наибольшим сдвигающим напряжениям проводят, как правило, в опорном сечении по формуле по формуле:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{I \cdot \delta_\phi \cdot \varphi_\phi} \leq R_{\phi,ср}, \quad (5.58)$$

где $R_{\phi,ср}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу;
 φ_ϕ – коэффициент устойчивости волнистой фанеры стенки:

$$\varphi_\phi = \frac{\kappa_1 \cdot \kappa_2}{\lambda_{в.ст}^2}, \quad (5.59)$$

где κ_2 – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\kappa_1 = 0,55 \sqrt{E'_\phi \cdot G_\phi}, \quad (5.60)$$

κ_2 – среднее значение коэффициента, равного отношению высоты волны, h_b , к длине волны, l_b , волнистой стенки, $\kappa_2 = 0,42$;

E_ϕ – модуль упругости фанерной стенки в направлении поперек оси балки;

G_ϕ – модуль сдвига фанеры;

$\lambda_{в.ст}$ – гибкость волнистой фанеры стенки, определяемой по формуле:

$$\lambda_{в.ст} = \frac{h_{ст}}{\sqrt{\delta_\phi \cdot h_\varepsilon}}, \quad (5.61)$$

где $h_{ст} = h - 2h_{п}$ – высота стенки между поясами;

h_b – высота волны стенки.

Прогибы клеефанерных балок с волнистой стенкой определяются также, как для дощатоклееных балок с использованием жесткости $0,7k_{ж}IE_{др}$.

6 ПЛОСКИЕ СКВОЗНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ФЕРМЫ: ОСНОВНЫЕ ВИДЫ, РАСЧЕТ

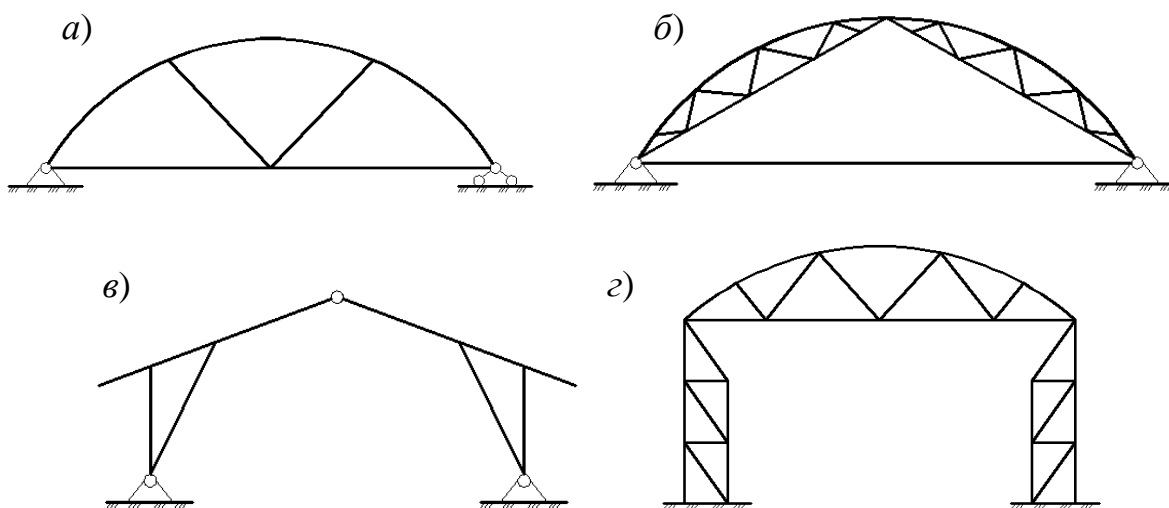
6.1 Общие сведения. Классификация сквозных конструкций

Сквозные несущие деревянные конструкции – конструкции, в которых пояса соединены друг с другом решеткой, состоящей из отдельных стержней – раскосов и стоек. Фермы представляют собой стержневые системы, состоящие из шарнирно соединённых в узлах элементов, работающих в основном на продольные усилия. В покрытиях зданий чаще всего применяют статически определимые однопролётные фермы.

Применение решетки вместо сплошной стенки уменьшает расход материала на конструкцию, особенно при больших пролетах. В то же время сквозные конструкции имеют большое количество узлов в местах соединения решетки с поясами, что значительно усложняет изготовление таких конструкций. Поэтому выбор типа конструкций - сплошной или сквозной производится на основе технико-экономических данных с учетом назначения помещения.

Классификация сквозных конструкций (рисунок 6.1):

- 1) балочные (фермы);
- 2) распорные (арки и рамы);
- 3) решетчатые стойки.



a – ферма, *б* - сквозная арка, *в* – рама с подкосами, *г* – решетчатая стойка.

Рисунок 6.1 – Виды сквозных конструкций

6.2 Классификация ферм

Фермы применяют, как правило, в статически определимых схемах в отношении, как опорных закреплений, так и решения решетки (рисунок 6.2).

В зависимости от изготовления, фермы подразделяют на:

- фермы заводского изготовления (из клееных элементов);
- фермы построечного изготовления (из цельных элементов).

Наибольшее распространение в строительстве получили фермы заводского изготовления. К ним относятся металлодеревянные фермы, верхний пояс и сжатые стержни решетки которых, выполнены из клееной древесины, а нижний пояс и растянутые стержни решетки - из стали. Преимущества клееной древесины позволяют применять в случае необходимости, например, в условиях агрессивных сред, не только стальной, но и деревянный нижний пояс.

В зависимости от используемого материала фермы подразделяют на:

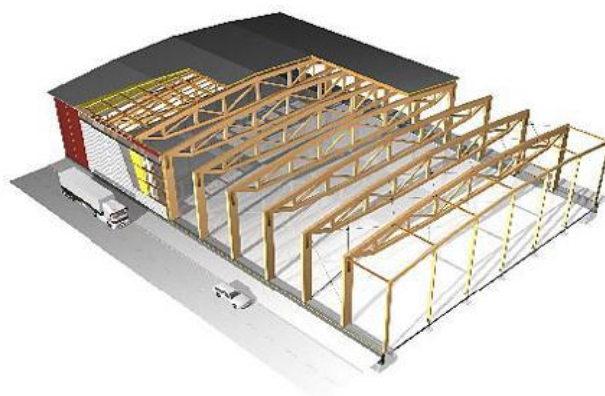
- цельнодеревянные;
- металлодеревянные.

По очертанию фермы подразделяют на (рисунок 6.3):

- треугольные;
- трапециевидные;
- сегментные;
- серповидные;
- линзовидные;
- многоугольные (чаще пятиугольные).

Выбор очертания фермы зависит от архитектурно - строительного решения, кровельного материала и величины действующей нагрузки.

Верхние пояса ферм могут быть изготовлены из цельной или клееной древесины. Нижние растянутые пояса ферм могут быть изготовлены из круглой или профилированной стали; из цельной древесины или клееной древесины. Решётку ферм применяют раскосную или треугольную. Выбор материала для элементов решётки зависит от знака и величины действующих в них усилий.



а – линзовидная ферма покрытия, *б* – общий вид каркаса с фермами покрытия.
Рисунок 6.2 – Линзовидная ферма покрытия, общий вид каркаса с фермами покрытия

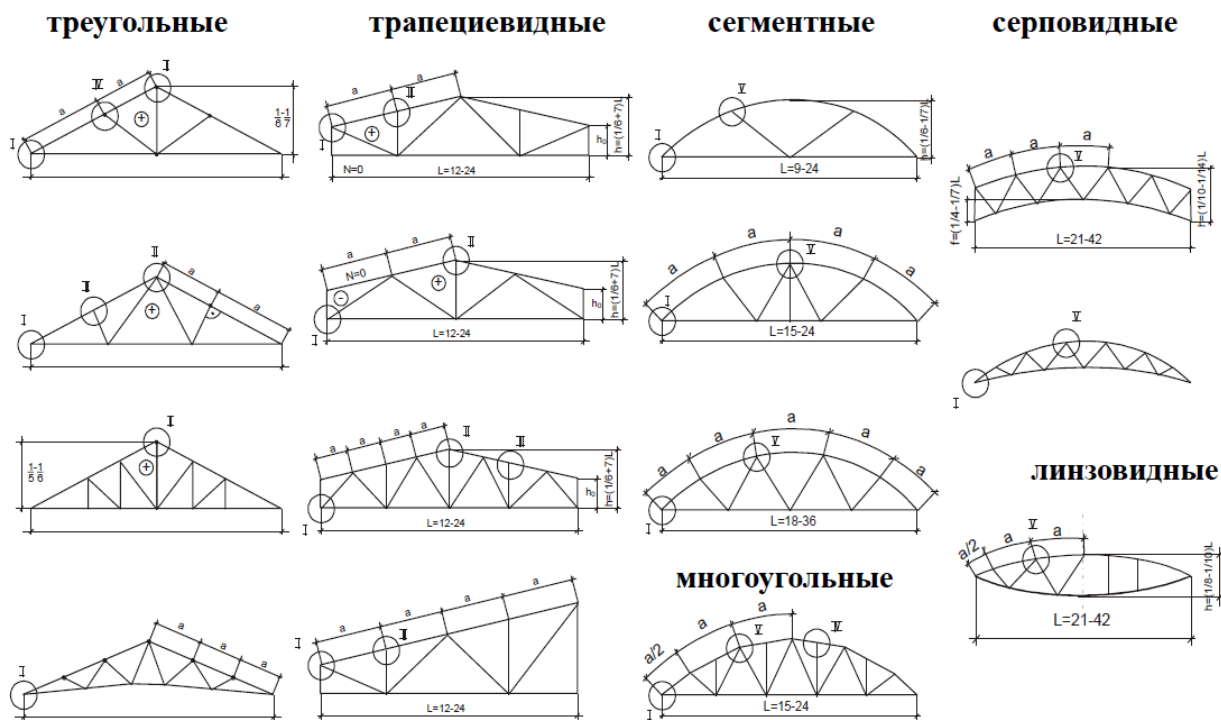


Рисунок 6.3 – Классификация ферм

6.3 Компоновка элементов ферм

Для снижения расчётных значений изгибающих моментов в верхнем поясе ферм от внеузловой поперечной нагрузки, за исключением сегментных, искусственно создается момент обратного знака.

Это достигается за счёт внецентренного приложения продольной силы.

Поперечная нагрузка на верхний пояс может быть равномерно распределённой или сосредоточенной при прогонном решении покрытия.

Верхний пояс может быть выполнен:

- разрезным по узлам,
- на половину пролёта.

С целью уменьшения величины изгибающего момента передача сжимающего усилия в узлах верхнего пояса из прямолинейных элементов осуществляется с эксцентриситетом.

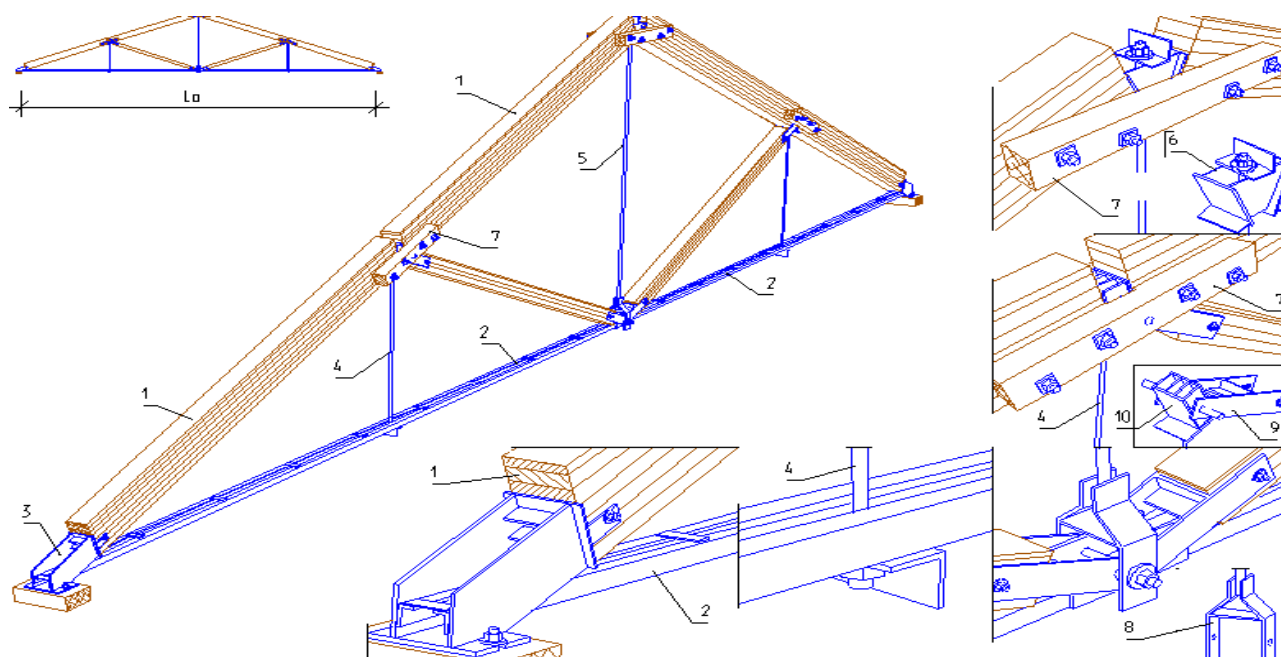
Первая панель нижнего пояса, в которой отсутствуют усилия, может быть деревянной, а опорный нисходящий раскос, воспринимающий большое растягивающее усилие - стальным, как и среднюю панель нижнего пояса.

6.3.1 Компоновка треугольных ферм

Треугольные клееные фермы могут иметь верхний пояс из двух клееных панелей разной длины, более длинной и мощной является первая от опоры панель. Из клееной древесины выполняются также два раскоса.

Нижний пояс и растянутый тяж выполняют из стали.

Панели верхнего пояса в узлах стыкуют с эксцентриситетом (рисунок 6.4).



- 1 – клееный верхний пояс; 2 - нижний пояс из угловой стали;
 3- опорный узел со стальным башмаком; 4 – подвеска из круглой стали;
 5 – растянутая стойка из круглой стали; 6 – стальной башмак верхнего узла;
 7 – деревянная накладка на стальных болтах; 8 – стальной хомут;
 9 – стальные наконечники; 10 – стальной вкладыш.

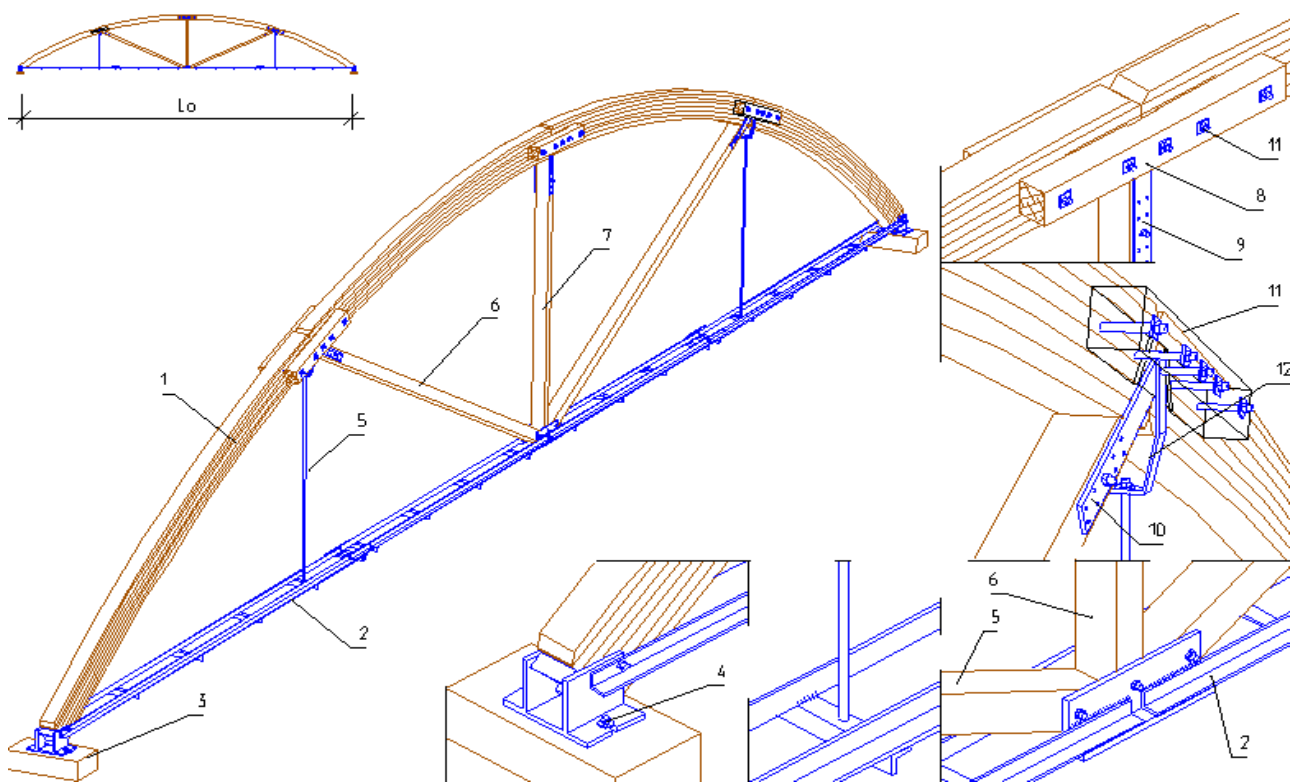
Рисунок 6.4 – Треугольная ферма с клееными раскосами и разрезным верхним поясом

6.3.2 Компоновка сегментных ферм

Сегментные клееные фермы компонуют с таким расчетом, чтобы дуга верхнего пояса была из криволинейных элементов одинаковой длины.

Все узлы, включая узлы верхнего пояса, центрируют по осям элементов. Верхний пояс такой фермы может быть разрезным или неразрезным.

Благодаря криволинейному очертанию верхнего пояса создается обратный выгиб по отношению к оси изгиба пояса под действием внешней нагрузки, поэтому эта ферма имеет мало нагруженную решетку, что упрощает конструкцию ее элементов и узлов (рисунок 6.5).



1 – гнотоклееный верхний пояс; 2 - нижний пояс из стальных уголков;
 3- опорный узел со стальным башмаком; 4 – анкерные болты; 5 – подвеска из круглой стали; 6 – клеешчатый раскос; 7 – клеешчатая стойка; 8 – деревянные накладки;
 9 – глухие винты; 10 – стальные наконечники;
 11 – стальные болты (нагели); 12 - хомут подвески из стальной пластины.
 Рисунок 6.5 – Сегментная металлодеревянная ферма с гнотоклееным верхом и стальными подвесками

6.3.3 Компановка ферм на лобовых врубках

Фермы на лобовых врубках имеют треугольное или пятиугольное очертание.

Схема решетки в этих фермах такова, что деревянные раскосы оказываются сжатыми, а металлические стойки - растянутыми. Это позволяет крепить сжатые

раскосы к поясам с помощью лобовых врубок, воспринимающих только сжимающие усилия, а растянутые стойки (тяжи) делать из круглой стали.

Тяжи на одном конце снабжены резьбой и гайкой, что обеспечивает возможность уплотнения узлов при сборке.

В пятиугольных фермах вблизи середины пролета при односторонней снеговой нагрузке раскосы могут получать растягивающие усилия и выключаться из работы. Для сохранения геометрической неизменяемости решетку фермы снабжают дополнительными компенсирующими нисходящими раскосами.

6.4 Расчет элементов ферм

Порядок расчета ферм: сбор нагрузок; статический расчет; подбор сечения элементов фермы; расчет узлов.

6.4.1 Нагрузки, действующие на ферму, складываются из:

- постоянных (от собственной массы фермы и ограждающих конструкций покрытия);
- временных (чаще всего только от снега).

6.4.2 Статический расчет фермы сводится к определению усилий от внешних нагрузок в элементах фермы. Для всех стержней определяется значение продольной силы N , а для верхнего пояса еще и изгибающий момент M .

Определение усилий в стержнях можно производить графически или аналитически. При этом в схемах сегментных ферм криволинейные оси панелей верхнего пояса на участках между соседними узлами заменяют хордами, стягивающими эти дуги.

Усилия определяют отдельно:

- 1) для случая загрузки снеговой равномерно распределенной нагрузкой на половине пролета;
- 2) для случая загрузки снеговой нагрузкой на всем пролете;
- 3) для случая загрузки постоянной нагрузкой (собственный вес фермы и вес ограждающих конструкций покрытия) на всем пролете фермы.

Целесообразно сначала определить усилие от единичной нагрузки, а затем, умножив на величины фактических нагрузок, получить истинное значения усилий в стержнях.

При вычислении усилий в средних раскосах учитывают два случая:

- раскос сжат;
- раскос растянут.

Расчетные усилия в стержнях определяются при следующих двух комбинациях нагрузок:

- 1) равномерно распределенная постоянная нагрузка на всем пролете, временная (снег) - на половине пролета фермы;
- 2) равномерно распределенная постоянная и временная нагрузки на всем пролете фермы.

6.4.3 Подбор сечений элементов фермы

Ширина сечения элементов фермы определяется по предельному значению гибкости. Для элементов ферм установлены следующие предельные значения гибкостей, $\lambda_{пр}$:

- для верхнего пояса $\lambda_{пр}=120$;

- для элементов решетки $\lambda_{np}=150$;
- для нижнего пояса, выполненного из стали $\lambda_{np}= 400$.

Ширину сечения верхнего пояса и элементов решетки целесообразно назначать по значению радиуса инерции, который определяется по формуле:

$$r = \frac{l}{\lambda_{np}}, \quad (6.1)$$

где l – расчетная длина стержня фермы

$$b_{\min} = \frac{r}{0,29}. \quad (6.2)$$

Высоту сечения верхнего пояса определяют, пользуясь приближенной формулой для момента сопротивления:

$$W = \frac{M_{\max}}{0,8 \cdot R_u}. \quad (6.3)$$

Момент сопротивления с другой стороны равен:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}. \quad (6.4)$$

Отсюда по известным значениям b и W определяют высоту сечения h .

После подбора сечений элементов фермы, выполняют проверку их прочности.

Сжатые элементы ферм проверяют на устойчивость по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \leq R_c, \quad (6.5)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по СП;

R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию.

Растянутые деревянные элементы проверяют на прочность по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{шт}} \leq R_p. \quad (6.6)$$

Растянутые стальные элементы проверяют на прочность по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F \cdot m} \leq R_p. \quad (6.7)$$

где m – коэффициент условия работы (если пояс состоит из двух элементов, то $m = 0,85$).

В случае, когда верхний пояс нагружен межузловой нагрузкой, его проверяют, как сжато – изогнутый элемент на прочность по формуле:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c. \quad (6.8)$$

$$M_d = \frac{\xi}{M}. \quad (6.9)$$

Изгибающий момент M вызванный наличием межузловой равномерно распределенной нагрузки, определяется по балочным формулам:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}. \quad (6.10)$$

Значение изгибающего момента, M_q , может быть уменьшено за счет разгружающего момента, M_n , создаваемого путем эксцентричного приложения продольной сжимающей силы N (рисунок 6.6).

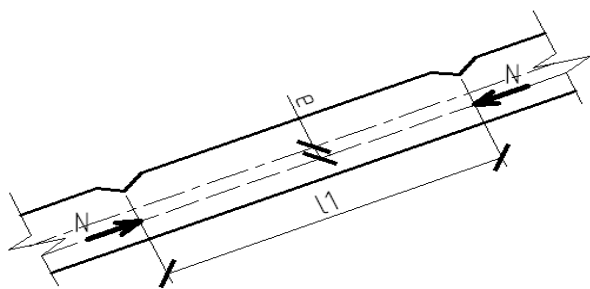


Рисунок 6.6 – Эксцентричное приложение продольной сжимающей силы N

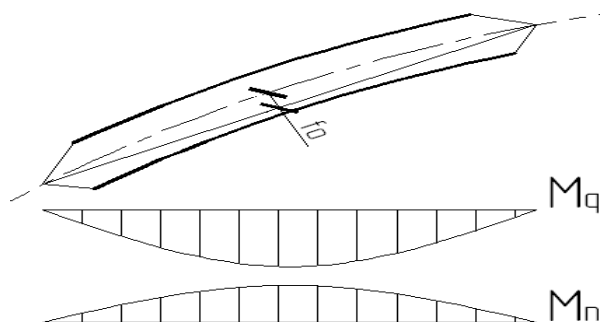


Рисунок 6.7 – Приложение продольной сжимающей силы N в сегментной ферме

Суммарный изгибающий момент в середине пролета, l , в этом случае вычисляется по формуле

$$M = M_q - M_n \quad (6.11)$$

где $M_n = N \cdot e$

В сегментных фермах эксцентриситет силы N получается за счет кривизны оси панели верхнего пояса (рисунок 6.7).

Продольная сила, направленная по хорде дуги создает разгружающий изгибающий момент: $M_n = N \cdot f_0$

Значение f_0 можно вычислить по формуле:

$$f_0 = \frac{l_0^2}{8 \cdot r_0} \quad (6.12)$$

где l_0 - длина хорды;

r_0 – радиус дуги, по которой очерчен верхний пояс.

Для неразрезного верхнего пояса изгибающие моменты в крайней от опоры панели будут равны:

- в середине пролета:

$$M'_{np} = \frac{q \cdot l^2}{14} - 0,64 \cdot N \cdot f, \quad (6.13)$$

- на опоре:

$$M'_{op} = \frac{q \cdot l^2}{10} + 0,72 \cdot N \cdot f. \quad (6.14)$$

Прогибы ферм при соблюдении требований по отношению стрелы подъема и длины пролета, f/l , не проверяют, так как эти соотношения обеспечивают требуемую жесткость ферм. Для предотвращения нежелательных последствий, вызванных перемещениями узлов и прогибов нижнего пояса, возникающих в процессе эксплуатации, фермы проектируют со строительным подъемом. При вычислении усилий строительный подъем не принимают во внимание.

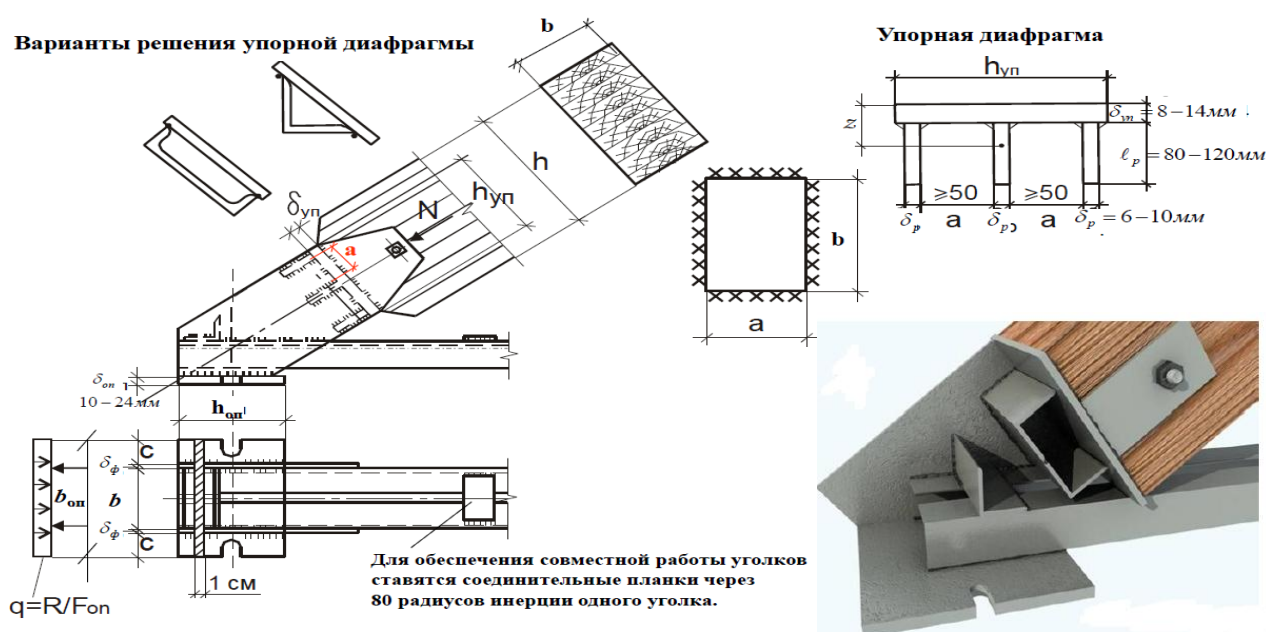
6.5 Расчет и конструирование узлов ферм

6.5.1 Расчет и конструирование опорных узлов ферм (рисунок 6.8, 6.9, 6.10)

Основным конструктивным элементом опорного узла металлодеревянных ферм является стальной опорный башмак, состоящий из упорной ребристой диафрагмы, боковых фасонки и опорной плиты.

Упорная диафрагма воспринимает давление верхнего пояса и состоит из упорной плиты и рёбер жёсткости. Разгружающий момент создается за счёт выгиба панели верхнего пояса

Опорные узлы треугольных и трапециевидных ферм решаются с эксцентриситетом, e . В сегментных и многоугольных фермах узлы решаются центрально - опорная панель имеет незначительную длину.



Открытый вариант решения опорного башмака, упорная диафрагма опирается на фасонки.

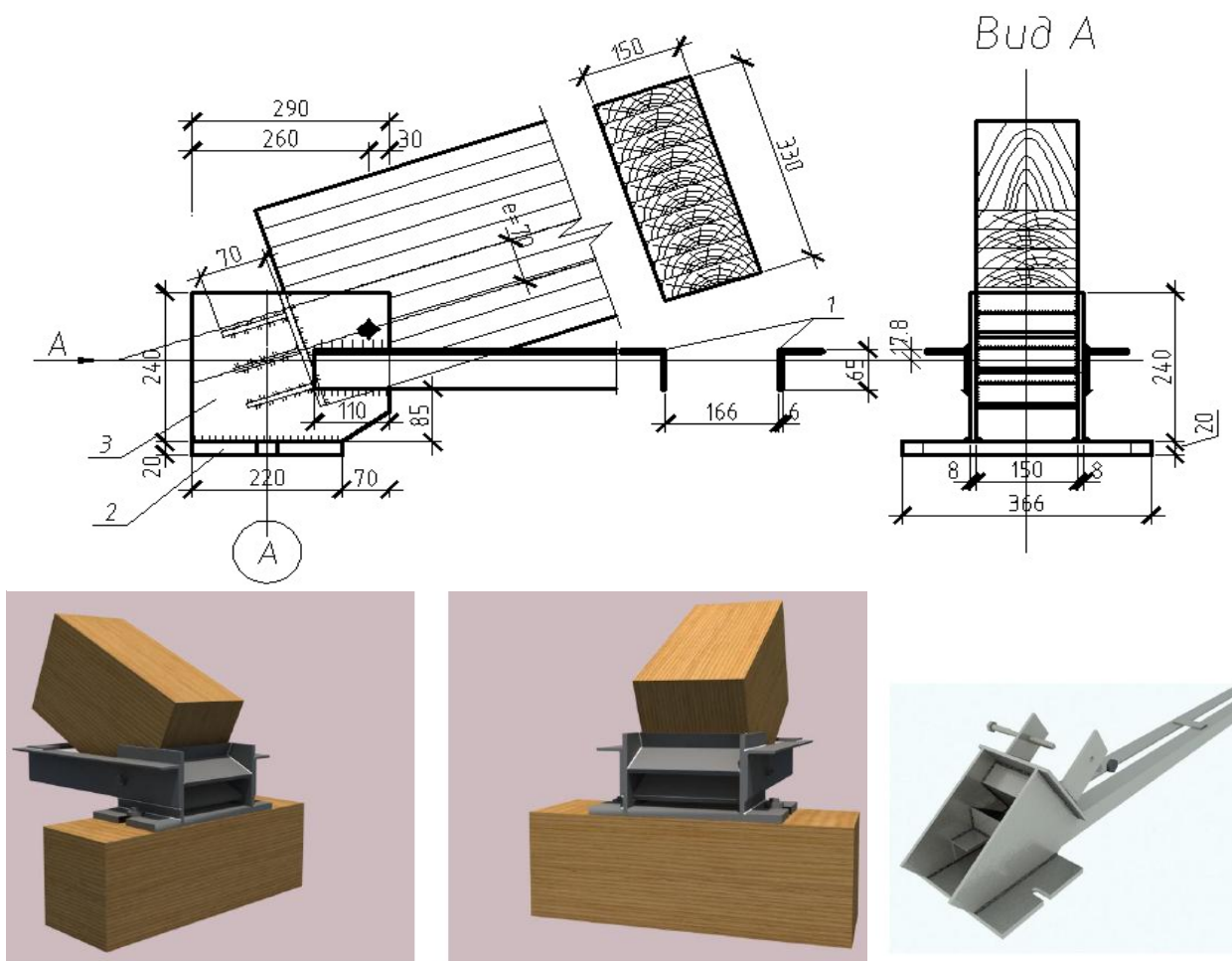
Проектное положение фиксируется шпилькой и дополнительными планками приваренными к упорной плите.

Рисунок 6.8 – Центральное решение опорного узла в сегментных и многоугольных фермах

Опорный узел проверяется на смятие по площадке смятия, $F_{см}$, по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{см}} \leq R_{см}. \quad (6.15)$$

Стальная опорная диафрагма рассчитывается на изгиб.



а - решение опорного узла с эксцентриситетом;
 б закрытый вариант конструктивного решения опорного башмака.
 Рисунок 6.9 – Решение опорного башмака



Рисунок 6.10 – Опорный узел треугольной фермы

В данной конструкции узла опорная часть панели верхнего пояса опилена по горизонтали и вертикали. Опорная реакция воспринимается горизонтальной плоскостью, а усилие от нижнего пояса – вертикальной плоскостью с помощью упорной диафрагмы. Нижний пояс выполнен из круглой стали.

6.5.2 Расчет и конструирование узлов верхнего пояса ферм

Средний коньковый узел треугольной фермы решается в виде наклонного лобового упора, перекрытого деревянными или металлическими накладками на болтах (рисунок 6.11).

Растянутая стойка в виде стального тяжа с нарезкой на конце пропускается через отверстие, проходящее через центр узла, и закрепляется гайкой на шайбе.

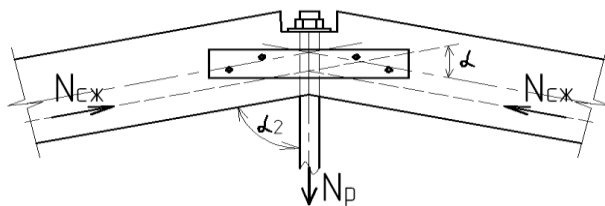


Рисунок 6.11 – Средний коньковый узел треугольной фермы

Расчетом этого узла проверяется напряжение смятия под углом к волокнам в лобовом упоре и на смятие под углом α_2 под шайбой стойки. Поперечная сила в узле воспринимается накладкой с болтами.

Средний коньковый узел фермы решается с использованием узлового вкладыша, перекрытого деревянными или металлическими накладками на болтах (рисунок 6.12).

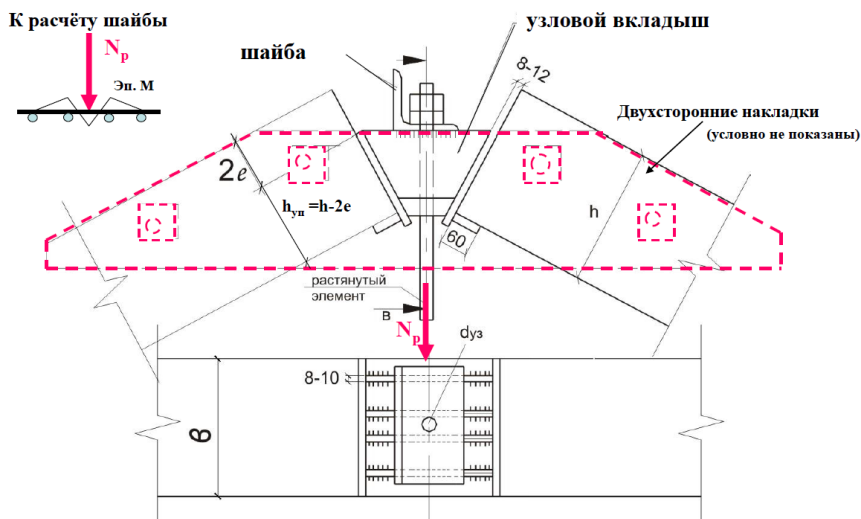


Рисунок 6.12 – Коньковый узел фермы с узловым вкладышем

Во всех фермах узлы стыков панелей верхнего пояса должны быть перекрыты двухсторонними деревянными накладками для обеспечения

жёсткости узла из плоскости. С каждой стороны стыка должно быть поставлено не менее двух шпилек. Длина накладки должна быть не менее 2.5-3 высоты сечения пояса, толщина не менее 2/3 толщины пояса.

Узлы верхнего пояса сегментных ферм решаются с помощью стальных накладок – наконечников, соединенных с раскосами болтами и прикрепленных к болту, проходящему через центр узла (рисунок 6.13).

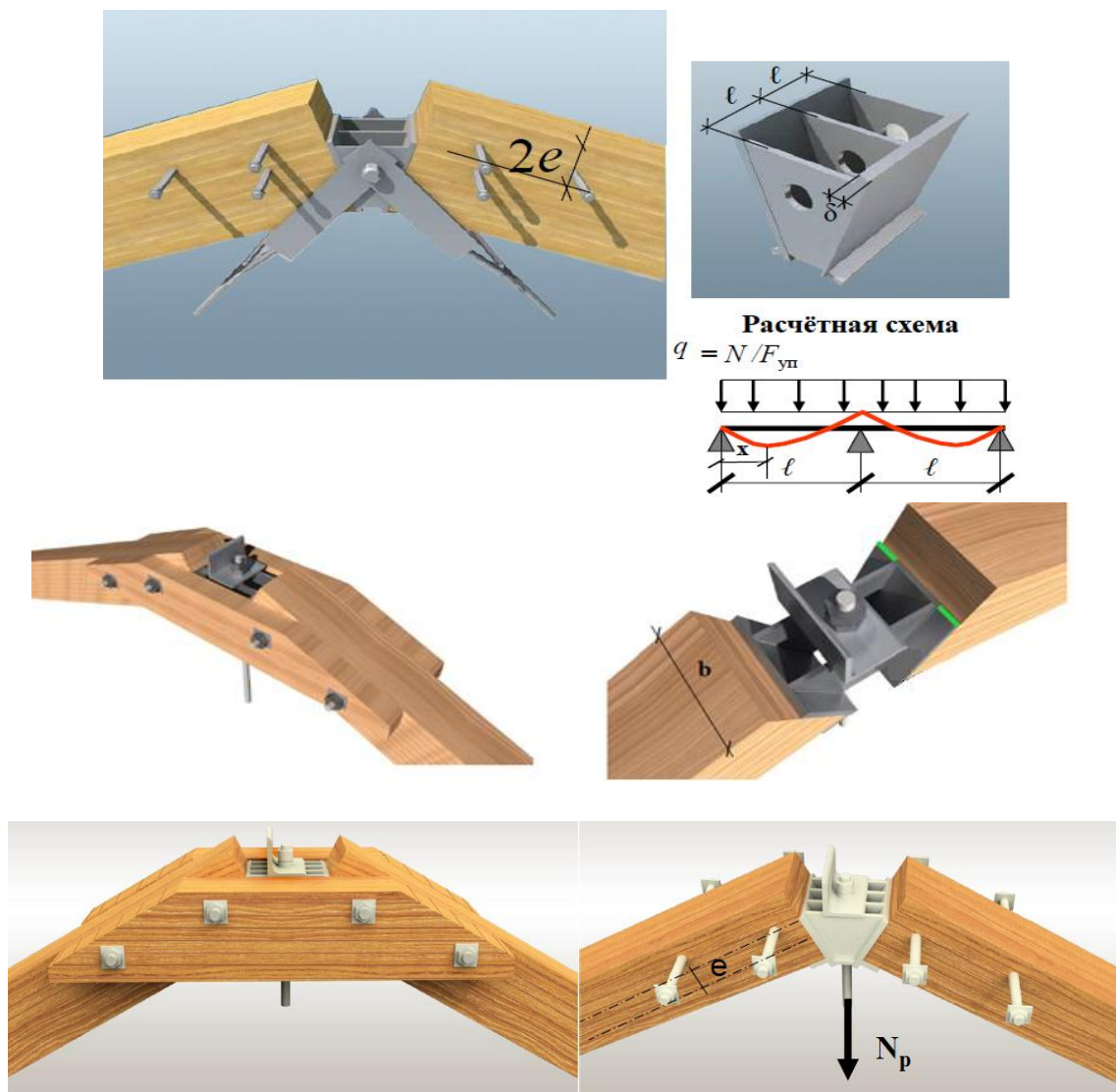


Рисунок 6.13 – Коньковый узла фермы с узловым вкладышем

6.5.3 Расчет и конструирование узлов раскосов ферм

Раскосы при значительных значениях растягивающих усилий в металлодеревянных фермах выполняются из круглой или прокатной стали. Существует два варианта решения узлов:

- без металлического вкладыша;
- с металлическим вкладышем.

В первом варианте продольное усилие в коньковых панелях воспринимается непосредственным лобовым опором панелей верхнего пояса по

части их сечения, что необходимо для создания расчётного эксцентриситета. Растянутый тяж может проходить через панель верхнего пояса, а может обходить ее с помощью хомута, что предпочтительнее. Крепление тяжа выполняется в виде болтового соединения с шайбой (рисунок 6.14). Шайба может выполняться из листового или прокатного металла.

При больших значениях растягивающих усилий требуемая площадь шайбы может значительно превышать габариты узла. В этом случае следует перейти на решение узла с металлическим вкладышем. Такое решение исключает слабую работу древесины на смятие под углом.

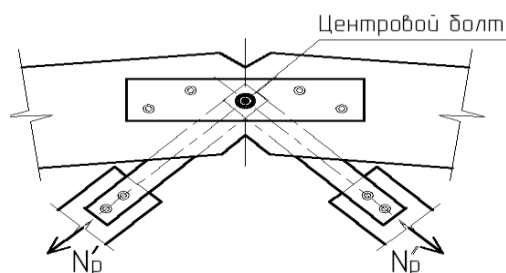


Рисунок 6.14 – Крепление раскосов к верхнему поясу

Центровой болт рассчитывают на восприятие равнодействующей силы от продольных сил в раскосах.

Расчетом также определяется количество болтов в наконечниках и напряжение смятия торцов верхнего пояса. Промежуточные узлы примыкания стоек и раскосов к верхнему поясу решаются аналогичным образом.

Узлы нижнего пояса металлодеревянных ферм выполняются с помощью двух фасонок, приваренных к поясу (рисунок 6.15, 6.16). К фасонкам болтами крепятся деревянные раскосы.

Болты рассчитываются на максимальные усилия в раскосах.

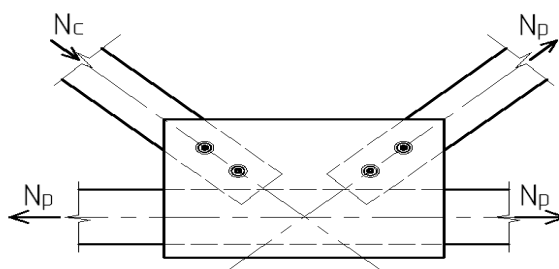


Рисунок 6.15 – Крепление раскосов к нижнему поясу

Узлы ферм из цельных элементов на лобовых врубках решаются и рассчитываются по правилам конструирования и расчета соединений на врубках (на смятие и скалывание).

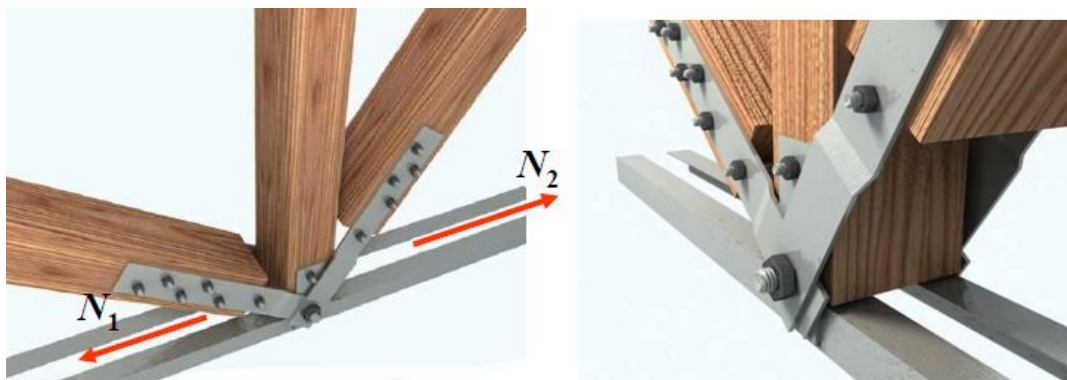


Рисунок 6.16 – Крепление раскосов к нижнему поясу

7 РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

7.1 Общие сведения, классификация рам

Рамные конструкции относятся к классу распорных и являются одним из наиболее распространенных типов несущих конструкций. Они хорошо вписываются в поперечное сечение большинства производственных и общественных зданий.

Деревянные рамы обычно применяют однопролетными при пролетах 12,0 - 60,0 м.

Классификация рам:

а) по статической схеме:

- *трехшарнирные (статически определимыми)* (рисунок 7.1);



Рисунок 7.1 – Трехшарнирная статически определимая рама

Трехшарнирные рамы наиболее распространены, так как в статически определимых системах не происходит перераспределения усилий при деформировании под длительно действующей нагрузкой, что обеспечивает соответствие их расчетным усилиям.

- *двухшарнирные жестко опертые (статически неопределимые)*
(рисунок 7.2):



Рисунок 7.2– Двухшарнирная жестко опертая статически неопределимая рама

- *двухшарнирные шарнирно опертые (статически неопределимые)*
(рисунок 7.3):

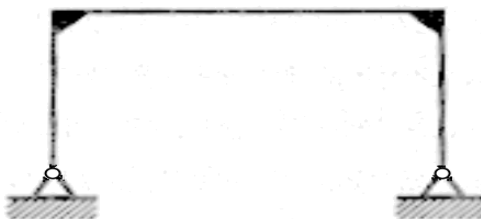
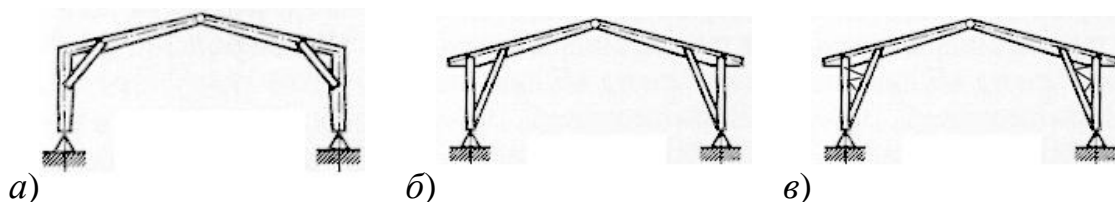


Рисунок 7.3 – Двухшарнирная шарнирно опертая статически неопределимая рама

б) По конструктивному решению различают:

- рамы построечного изготовления;
- рамы заводского изготовления.

Рамы построечного изготовления собирают из досок и брусьев непосредственно на строительной площадке. В этих рамах используют преимущественно податливые виды соединений: болты, гвозди, упоры. Ригель и стойки таких рам могут иметь сплошное сечение или выполняются в виде решетчатых систем (рисунок 7.4).



- а) рамы построечного изготовления с подкосами в карнизном узле;*
- б) рамы построечного изготовления с опорными подкосами;*
- в) рамы построечного изготовления с решетчатыми стойками*

Рисунок 7.4 – Рамы построечного изготовления

К рамам построечного изготовления относятся также рамы с перекрестной стенкой на гвоздях. Конструкция таких рам аналогична конструкции балки с перекрестной стенкой на гвоздях.

Рамы построечного изготовления отличаются большим количеством узлов и требуют больших затрат труда и высококачественных материалов.

Наибольшее распространение получили рамы заводского изготовления или клееные рамы.

В зависимости от технологии изготовления или используемых материалов **клееные рамы** можно разделить на три группы:

- дощатоклееные из прямолинейных элементов;
- гнутоклееные из склеенных по пласти досок - наиболее распространены;
- клеефанерные, имеющие дощатые пояса и стенки из водостойкой фанеры.

7.2 Дощатоклееные рамы из прямолинейных элементов

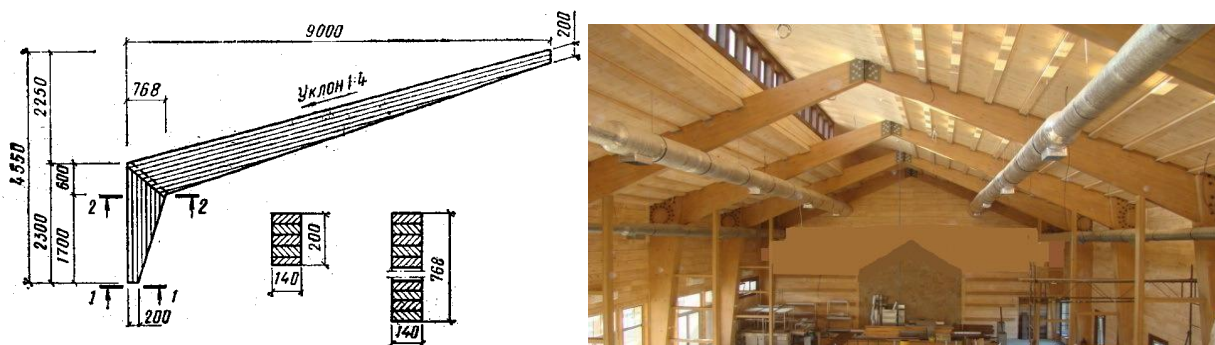


Рисунок 7.5 – Дощатоклееные рамы из прямолинейных элементов

Более эффективны рамы из прямолинейных элементов с жесткими клееными узлами - для их изготовления используется пиломатериал обычной толщины. При этом склеивают пакет досок, который затем распиливают по диагонали, получая при этом две стойки или два ригеля (рисунок 7.5).

7.3 Гнутоклееные рамы

Эти рамы, как правило, имеют прямолинейные элементы ригеля и стойки (рисунок 7.6).

В таких рамах для образования карнизного узла доски выгибаются, образуя плавный переход от ригеля к стойке - жесткий узел выполняется цельноклееным, что выгодно отличает данную конструкцию от рам с карнизными узлами на податливых связях.

При наибольшей высоте стойки вся рама выполняется из двух элементов Г-образного очертания, соединенных между собой в коньке.

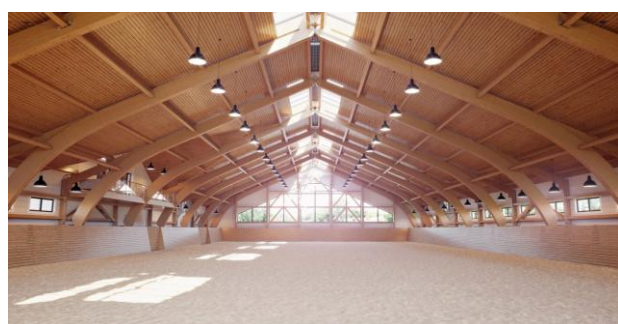
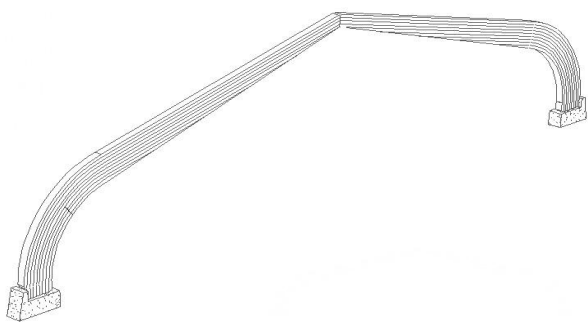


Рисунок 7.6 – Виды гнутоклееных рам

В связи с необходимостью выгиба досок в узле сопряжения ригеля и стойки для этих рам необходим тонкий пиломатериал толщиной 12 - 17 мм (после острожки), что связано со значительным удорожанием конструкции (увеличиваются потери древесины, расход клея, трудозатраты на изготовление).

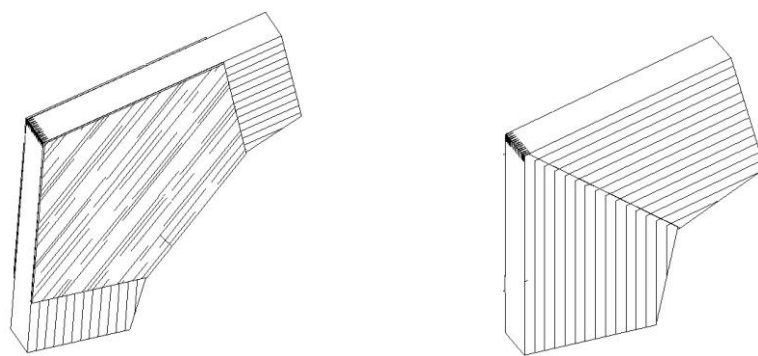
7.3.1 Классификация соединений

Существует несколько конструктивных решений соединения прямолинейных элементов рам в жестком узле:

- **ригель и стойка соединяются при помощи приклеенных к ним в узле двусторонних накладок из бакелизированной фанеры** - недостатком соединения является возникновение в клеевых швах по плоскостям приклейке накладок к широким дощатым элементам опасных внутренних напряжений, обусловленных различием влажностных деформаций древесины и бакелизированной фанеры.

- **соединение ригеля со стойкой на зубчатый шип** - надежный и перспективный тип соединения (рисунок 7.7). При таком соединении стойки и ригеля в карнизном узле возникают нежелательные концентрации напряжений, поэтому чаще сопряжения элементов рамы в жестком узле производят при помощи специальных вставок, соединенных с ригелем и стойкой.

- **соединение ригеля со стойкой с помощью вставок.**



a - соединение ригеля и стойки накладками из фанеры;
б - соединение ригеля со стойкой на зубчатый шип;

Рисунок 7.7 – Соединение ригеля и стойки накладками из фанеры, на зубчатый шип

7.3.2 Классификация вставок

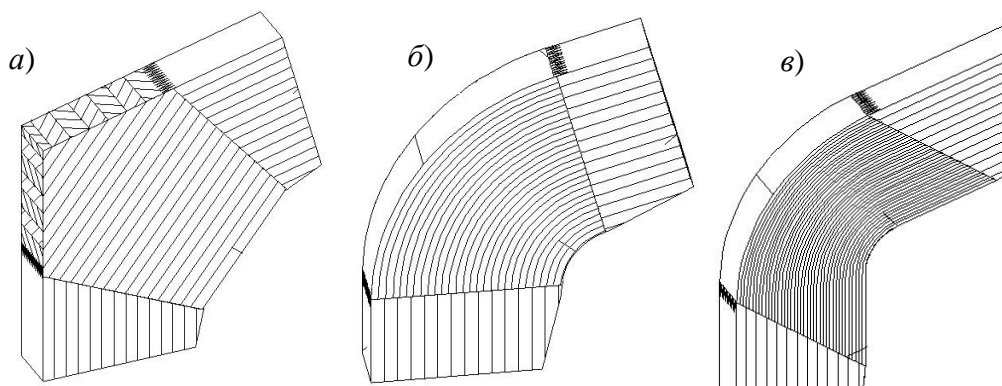
По форме вставки могут быть двух видов (рисунок 7.8):

- **пятиугольные** - соединяются с элементами рамы под углом к волокнам.

Поэтому в рамах с пятиугольными вставками определяющим условием при назначении размеров поперечного сечения элемента в узлах является несущая способность работающего под углом к волокнам на растяжение соединения его со вставкой.

Кроме этого, в самой вставке не исключается выклинивание кососрезных досок, выходящих на растянутую кромку рамы в месте наибольшего изгибающего момента. Конструкции жестких узлов с такими вставками можно использовать только в легких рамах, где решающим фактором при назначении поперечных размеров элементов является расчет не по первому, а по второму предельному состоянию.

- **гнутоклееные вставки** постоянной, либо переменной длины. Вставки постоянной длины предпочтительнее, т. к. здесь увеличивается площадь клеевых швов в стыке, что повышает надежность соединения. Применение гнутых вставок позволяет создавать рамные конструкции с широким диапазоном углов наклона ригеля к стойке.



a - соединение ригеля и стойки при помощи пятиугольной вставки,
б - гнутоклееное соединение ригеля и стойки переменной длины,
в - гнутоклееное соединение ригеля и стойки постоянной длины.

Рисунок 7.8 – Соединение ригеля и стойки при помощи пятиугольной вставки, гнутоклееное соединение ригеля и стойки

7.3 Клефанерные рамы

Существенную экономию пиломатериалов, облегчение веса и уменьшение стоимости конструкции можно получить в рамах, поперечное сечение которых состоит из дощатых поясов и фанерных стенок.

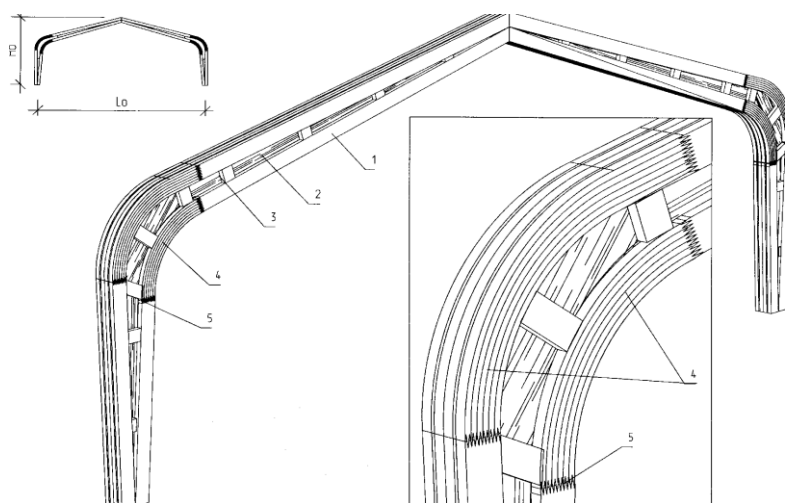
Клефанерные рамы легче гнутоклееных на 35...40 %.

Поперечное сечение рам может быть двутавровым или двутаврово – коробчатым (рисунок 7.9). При выборе формы сечения элементов рам предпочтение следует отдавать поперечному сечению, состоящему из двух или нескольких склеенных по ширине двутавров. В этом случае обеспечивается симметричное нагружение стенок сдвигающими усилиями относительно их продольных осей, а также увеличение количества площадок скалывания при проверке на скалывание между слоями шпона фанеры.

Для стенок рекомендуется использовать фанеру марки ФСФ, как наиболее доступную по стоимости. Количество фанерных стенок, а так же их толщина определяются расчетом.

Сопряжение поясов (сжатого и растянутого) в жестком переломленном узле рамы рекомендуется проектировать с использованием гнутоклееных вставок, соединенных с дощатыми поясами рам зубчато-шиповым стыком.

В клефанерных рамах указанные стыки могут размещаться как в одном сечении пояса, так и вразбежку. В последнем случае достигается увеличение надежности стыкуемого соединения.



1 – клеедощатые пояса, 2 – фанерная стенка, 3 – дощатые ребра жесткости на стыках фанерных листов, 4 – гнутоклееная ставка в поясах, 5 – соединение на зубчатый шип

Рисунок 7.9 – Клефанерная рама

Гнутоклееные вставки (внутренняя и наружная) могут изготавливаться из разных материалов:

- внутренняя, имеющая меньший радиус – из шпона,
- наружная – из досок.

Конструктивные возможности при создании разнообразных форм в клефанерных рамах с гнутоклееными вставками больше, чем в клеедощатых: легко конструируются рамы с консолями, причем увеличение сечения в заземленных стойках достигается без перерасхода материалов, что позволяет создавать оригинальные рамы.

Геометрические размеры клееных рам:

- пролеты - 12,0 – 24,0 м, высота стоек - 2,6 – 4,5 м,
- уклон ригеля - 1/3 - 1/3, шаг - 3,0 – 6,0 м,
- высота сечения в коньке – не менее 0,3 высоты сечения в карнизном узле,
- высота сечения в карнизном узле: 1/12 - 1/30 пролета,
- высота сечения стоек у опор: не менее 0,4 высоты в карнизном узле.

Расчету рамы предшествует установление ее расчетной схемы (двухшарнирная или трехшарнирная) и расчетной оси.

7.4 Расчет рам

Расчет рамы выполняют в следующей последовательности:

- 1) статический расчет, т. е. вычисление усилий в элементах рамы от действия внешних нагрузок (снег, ветер) собственного веса рамы и веса покрытия;
- 2) проверка сечений рамы;
- 3) расчет узлов рамы.

При статическом расчете определяют усилия и строят эпюры M , N , Q от действия равномерно распределенной нагрузки отдельно от собственного веса конструкций (рисунок 7.10), от снеговой нагрузки слева, справа от конькового узла и на всем пролете, а так же от действия равномерно распределенной нагрузки от ветра слева и справа (рисунок 7.11). При высоте стойки до 4,0 м расчет на ветровую нагрузку можно не производить.

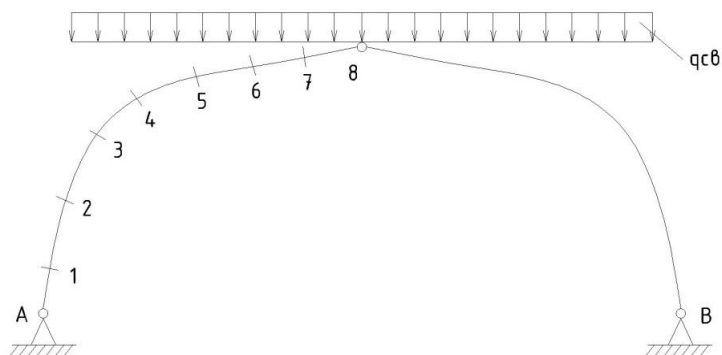
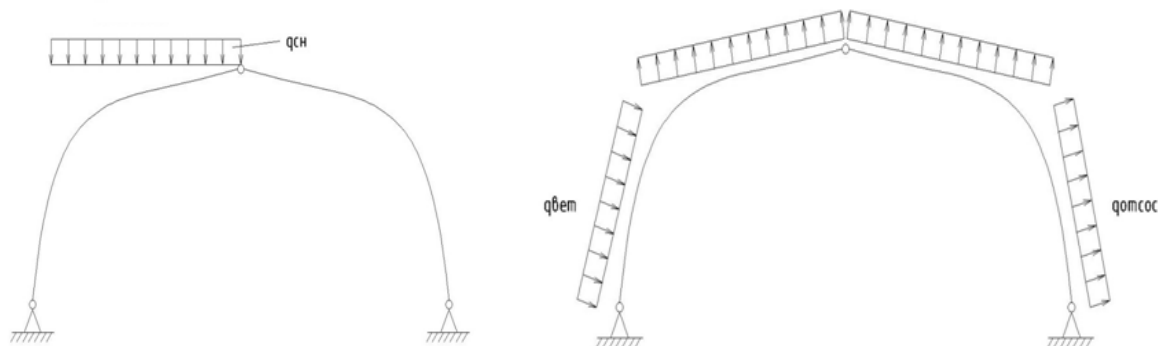


Рисунок 7.10 – Загрузка рамы от собственного веса

Усилия в раме можно определять либо относительно ее геометрической оси, либо относительно наружного контура. В последнем случае необходима корректировка изгибающего момента вследствие переноса нормальной силы с нагруженного контура на ось сечения.



а) снег слева, б) ветер слева

Рисунок 7.11 – Загрузка рамы ветровой нагрузкой

Усилия определяются методами строительной механики в характерных точках по периметру рамы, например А, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8. Количество точек определяется характером эпюр. Для примера покажем эпюры M , N , Q от равномерно распределенной нагрузки слева от конькового узла (рисунок 7.12).

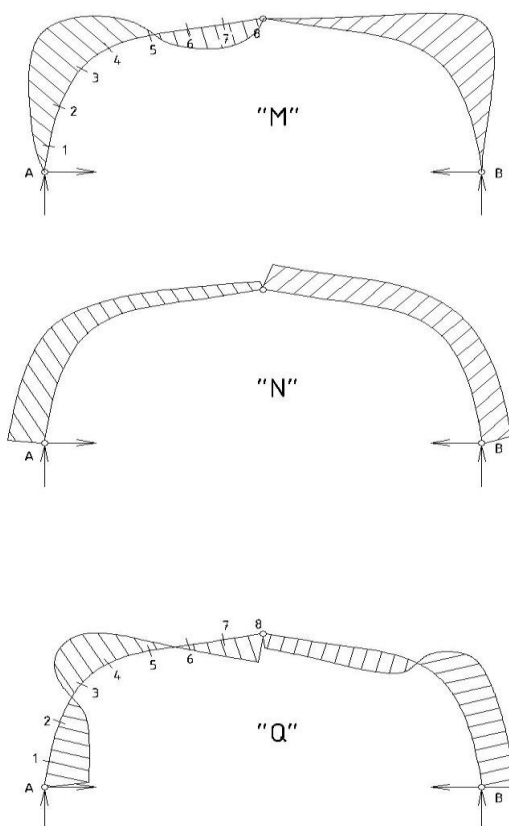


Рисунок 7.12- Эпюры внутренних усилий

Целесообразно сначала определить усилия и эпюры от равномерно распределенной единичной нагрузки ($q_1=1$), а затем с учетом коэффициента $k=q/q_1$, (где q – реальная нагрузка, q_1 – единичная нагрузка) определять усилия от реальных нагрузок.

В результате статического расчета определяются расчетные усилия в сечениях рамы при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок:

- а) расчетная постоянная и временная на всем пролете;
- б) постоянная на всем пролете, временная – на половине пролета;
- в) по схемам *a* и *б* в сочетании с ветром.

При выполнении статического расчета рамы, также как и при расчете других конструкций необходимо пользоваться [2].

Поскольку в настоящее время в практике строительства применяют только клееные рамы, то в дальнейшем речь будет идти об этих рамах.

Проверка сечений рамы

Наиболее напряженными сечениями по нормальным напряжениям, если обратить внимание на эпюры M и N , для рам являются карнизные узлы, а для рам с подкосами – сечения у концов подкоса в местах примыкания его к стойке и ригелю.

1 Расчет на прочность элементов трехшарнирных рам в их плоскости допускается выполнять по правилам расчета сжато - изгибаемых элементов с расчетной длиной, равной длине полурамы по осевой линии:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c. \quad (7.1)$$

2 Устойчивость плоской формы деформирования трехшарнирных рам допускается выполнять по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_d}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1, \quad (7.2)$$

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

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

n - показатель степени, зависящий от наличия закреплений растянутой зоны элемента в плоскости деформирования элемента, который для элементов, имеющих закрепления в растянутой зоне из плоскости деформирования равен $n = 1$, а для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования равен $n = 2$;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \quad (7.3)$$

φ_m – коэффициент устойчивости для изгиба, определяемый по формуле:

$$\varphi_m = 140 \frac{b^2}{\ell_p \cdot h} \cdot k_\phi, \quad (7.4)$$

где l_p – расстояние между опорными сечениями элемента (расстояние между точками закрепления сжатого пояса),

b – ширина поперечного сечения,

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ,

k_ϕ – коэффициент, зависящий от формы эпюры на участке l_p [1].

Коэффициент A в формуле (7.3) равен 3000 – для древесины 2500 – для фанеры.

3 Криволинейные участки гнутоклееных рам (рисунок 7.13)

Криволинейные участки гнутоклееных рам при отношении $h/r \geq 1/7$ (h – высота сечения, r – радиус кривизны центральной оси криволинейного участка) следует рассчитывать по формуле (7.1).

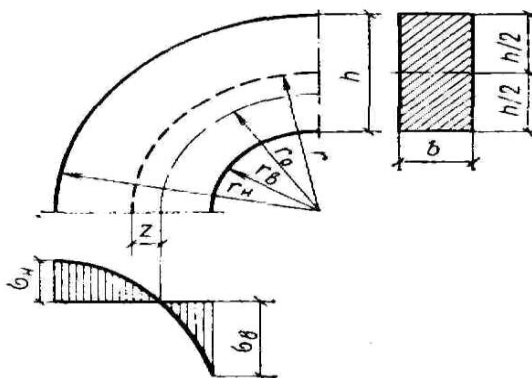


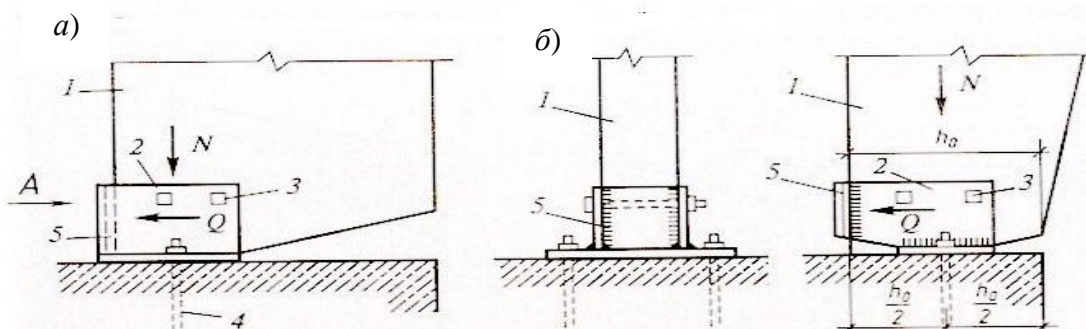
Рисунок 7.13 - Криволинейный участок гнутоклееной рамы

Здесь при проверке напряжений по внутренней кромке расчетный момент сопротивления следует умножить на коэффициент k_{rb} :

$$k_{rb} = \frac{1 - 0,5h/r}{1 - 0,17h/r}. \quad (7.5)$$

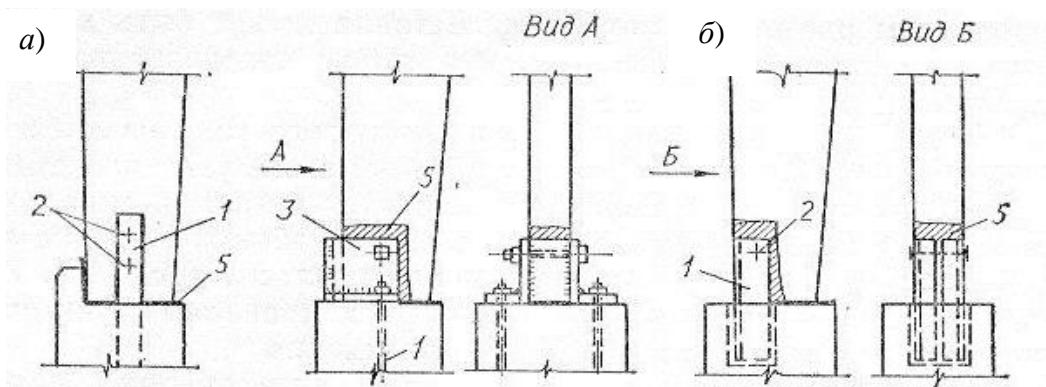
6.4 Расчет узлов рамы

Для рам заводского изготовления выполняется расчет опорного и конькового узлов. Опорные шарнирные узлы клееных рам могут быть весьма разнообразными. На рисунках 7.14 и 7.15 представлены варианты опорных узлов рам.



a – со стойкой постоянного сечения, b – со стойкой переменного сечения, 1 – стойки, 2 – стальной башмак, 3 – болт, 4 – анкер, 5 – сварной шов

Рисунок 7.14 - Варианты опорных узлов рам



а – шарнирное опирание, б – жесткое опирание, 1 – металлический анкер, 2 – болты (глухари), 3 – стальной башмак, 4 – анкерные болты, 5 – гидроизоляция. N воспринимается. Рисунок 7.15 - Варианты опорных узлов

Поперечная сила Q может быть передана на фундамент через болты или глухари, крепящие стойку к стальным элементам, заделанным в фундамент. В этом случае рассчитывается количество болтов, воспринимающих силу Q .

В другом варианте опорного узла поперечная сила передается через деревянный брусок или через вертикальный лист стального башмака. В этом случае:

$$\sigma_{см.90} = \frac{N_{см}}{F_{см}} \leq R_{см.90}, \quad (7.7)$$

где $N_{см}$ - расчетная сжимающая (сминающая) сила;

$F_{см}$ - расчетная площадь сжатия (смятия);

$R_{см.90}$ - расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию поперек волокон.

Коньковый узел чаще всего решается с деревянными накладками на болтах, хотя возможны и другие варианты конькового узла (при больших величинах поперечной силы), например, с металлическими соединительными деталями (рисунок 7.16).

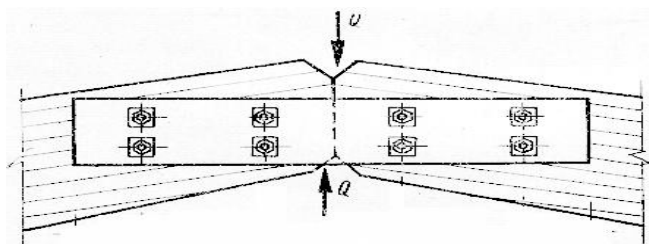


Рисунок 7.16 - Коньковый узел рамы

Лобовые упоры соединения ригелей рассчитывают на смятие под углом и вдоль волокон на действие продольной силы N .

Библиографический список

- 1 СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменением N 1)
- 2 СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменением N 1)
- 3 Арленинов, Д.К. Проектирование деревянных конструкций. Примеры расчета и конструирования: учебное пособие / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев; под ред. Д.К. Арленинова. - Москва: Издательство АСВ, 2006. - 246с.
- 4 Конструкции из дерева и пластмасс: учебн. пособие для вузов / Г.И. Зубарев [и др.]; под ред. Ю.Н. Хромец. - 3-е изд. - Москва: Academia, 2004. 303 с.
- 5 Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - Москва: Стройиздат, 1986. - 216 с.
- 6 Калугин, А.В. Деревянные конструкции: учеб. пособие./ А.В. Калугин. Изд. 2-е, испр. и доп. -М. : АСВ, 2008. 288 с.

Приложение А. Дополнительные требования к качеству древесины

К древесине цельнодеревянных элементов и слоям клееных конструкций кроме требований ГОСТ 8486 на пиломатериалы хвойных пород и ГОСТ 9463 на круглые лесоматериалы следует предъявлять дополнительные требования:

а) ширина годичных слоев в древесине элементов и слоев классов К26 и К24 должна быть не более 5 мм, а содержание в них поздней древесины - не менее 20%;

б) в слоях клееных изгибаемых и растянуто-изогнутых элементов 1-го и 2-го сорта или классов прочности не ниже С24 для крайней растянутой зоны (на 0,15 высоты сечения) и в цельнодеревянных элементах толщиной 60 мм и менее, работающих на ребро при изгибе или на растяжение, не допускается сердцевина.

Древесина нагелей, вкладышей и других деталей должна быть прямой, без сучков и других пороков, влажность древесины не должна превышать 12%. Такие детали из древесины малостойких в отношении загнивания пород (береза, бук) следует подвергать антисептированию.

Величину сбега круглых лесоматериалов при расчете элементов конструкций следует принимать равной 0,8 см на 1 м длины, а для лиственницы - 1 см на 1 м длины.

Для конструкций клееных фанерных следует применять фанеру марки ФСФ, а также бакелизованную фанеру марки ФБС.

Клеи, используемые для склеивания древесины, LVL и фанеры в КДК, должны соответствовать таблице 2.

Таблица А.1 - Клеи, используемые для склеивания древесины, LVL и фанеры

Тип клея	Склеиваемый материал	Класс функционального назначения (А.2 приложения А)	Класс эксплуатации (А.3 приложения А)	Примеры клеев
1	Древесина, древесные плитные материалы	1-3	1-4	На основе резорцин-фенолформальдегидных смол или меламина с предварительным перемешиванием компонентов
2		1б-3	1-3	На основе меламина с отдельным нанесением компонентов на склеиваемые поверхности
3		2б-3	1,2	На основе карбамидных смол, двухкомпонентные ЭПИ клеи повышенной водостойкости, полиуретановые
4	Древесина с металлом	1-3	1-3	На основе эпоксидных смол

Приложение Б – Данные для расчета сжатых, изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов

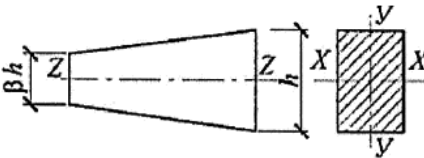
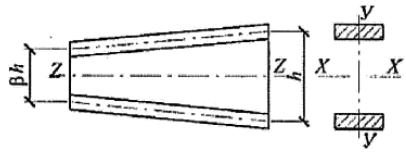
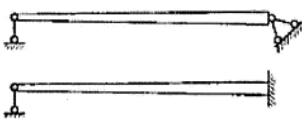
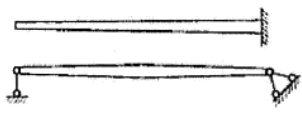
Значение коэффициента k_{ϕ} , учитывающего переменность высоты сечения, для расчетов на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов принимается по таблице Б.1.

Таблица Б.1 - Значение коэффициента k_{ϕ}

Форма эпюры моментов	Коэффициент k_{ϕ}	
	при закреплении только по концам участка l_p	при закреплении по концам и по растянутой от момента M кромки
	1	1
	$1,13-0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$1,13-0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$
	$1,13-\alpha \times (0,12+0,02\alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$	$1,13-\alpha \times (0,12+0,02\alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$
	$1,35-0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$1,35-0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$
	$1,35-0,35\alpha$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$4/(3+\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$
	$1,35+1,45(c/l_p)^2$	$1,35+0,3(c/l_p)$
	$1,75-0,75\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$3/(2+\alpha)$ $0 \leq \alpha \leq 1$
	$1,75-0,75\alpha$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$3/(2+\alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$
	2,54	2,32
	$1,13-\alpha \times (1,4+1,27\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$1,13-\alpha \times (0,57+0,2\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$

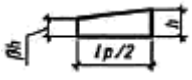
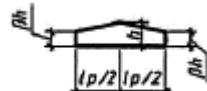
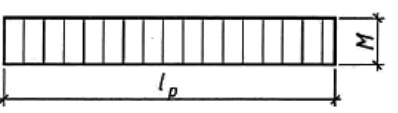
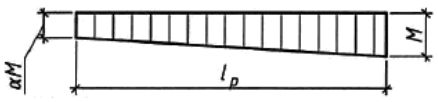
Значение коэффициента $k_{жN}$ для расчета сжатых и сжато-изгибаемых элементов с переменной высотой и постоянной шириной сечения принимается по таблице Б.2.

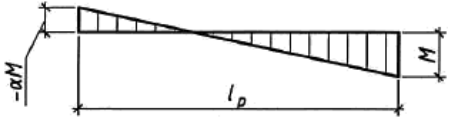
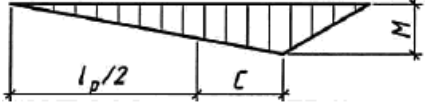
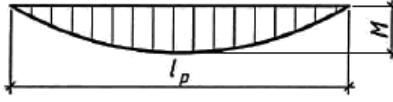
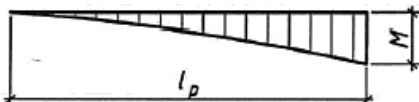
Таблица Б.2 - Значение коэффициента для расчета сжатых и сжато-изгибаемых элементов с переменной высотой и постоянной шириной сечения

Условия опирания элементов	$k_{жN}$ при проверке			
	элементов прямоугольно сечения		элементов двутаврового и коробчатого сечений с постоянной высотой поясов	
	в плоскости yz	в плоскости xz	в плоскости yz	в плоскости xz
				
	$(0,4+0,6\beta)\beta$	$0,4+0,6\beta$	β	1
	$0,07+0,93\beta$	$0,66+0,34\beta$	$0,35+0,65\beta$	1

Значение коэффициентов $k_{жM}$ для расчетов на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов с переменной высотой и постоянной шириной сечения принимается по таблице Б.3.

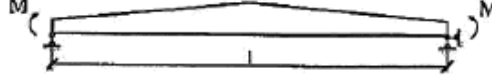
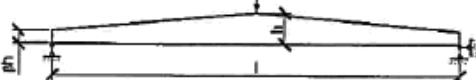
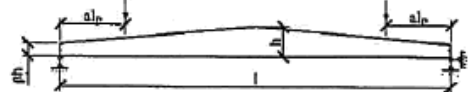
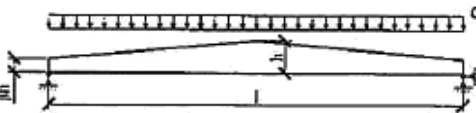
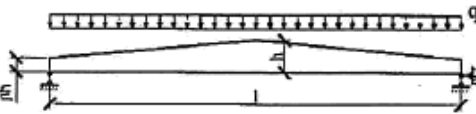
Таблица Б.3 - Значение коэффициентов для расчетов на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов с переменной высотой и постоянной шириной сечения

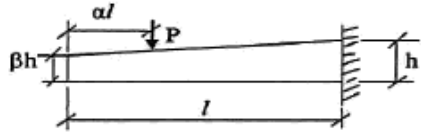
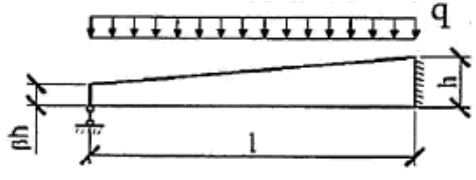
Формы эпюры моментов	$k_{жM}$	
		
	$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/2}$
	$\frac{1}{\beta^{3-d}}$	$\beta^{1/2}$

	$\frac{1}{\beta^{3-d}}$	$\beta^{1/2}$
	$\frac{1}{\beta^{2+2C/l_p}}$	$\frac{1}{\beta^{3-2C/l_p}}$
	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/5}$
	$\beta^{1/4}$	$\beta^{1/2}$

Значения коэффициентов k и c для вычисления прогибов балок с учетом переменности сечения и деформаций сдвига принимать по таблице Б.4.

Таблица Б.4 - Значения коэффициентов k и c для вычисления прогибов балок с учетом переменности сечения и деформаций сдвига

Поперечное сечение балки	Расчетная схема	k	c
Прямоугольное		β	0
То же		$0,23+0,77 \beta$	$16,4+7,6 \beta$
"		$0,5 \alpha+(1-0,5 \alpha) \beta$	$[45-24 \alpha(1-\beta)+3 \beta] \times \frac{1}{3-4 \alpha^2}$
"		$0,15+0,85 \beta$	$15,4+3,8 \beta$
Двутавровое		$0,4+0,6 \beta$	$(45,3+6,9 \beta) \gamma$

Прямо- угольное		$0,23+0,77\beta+$ $+0,6\alpha(1-\beta)$	$[8,2+2,4(1-\beta)\alpha+3,8\beta]\times$ $\times \frac{1}{(2+\alpha)(1-\alpha)}$
То же		$0,35+0,65\beta$	$5,4+2,6\beta$
Примечание - γ - отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов).			

Приложение Г – Плотность древесины и древесных материалов

Для определения собственного веса конструкций плотность древесины различных пород следует принимать по таблице Г.1.

Таблица Г.1 Породы древесины	Плотность древесины, кг/м ³ , в конструкциях для условий эксплуатации по таблице 1	
	1А, 1 и 2	3 и 4
Хвойные:		
лиственница	650	800
сосна, ель, кедр, пихта	500	600
Твердые лиственные:		
дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз и ильм	700	800
Мягкие лиственные:		
осина, тополь, ольха, липа	500	600

Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной 850 кг/м³, твердых лиственных пород - 1000 кг/м³.

Плотность клееной древесины следует принимать как неклееной.

Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной - 1000 кг/м³.

Плотность древесины из однонаправленного шпона 500-600 кг/м³, зависит от породы древесины шпонов.

Учебное издание

Антоненко Надежда Александровна

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАС**

Учебное пособие

Подписано в печать _____ Тираж _____ экз.

Рязанский институт (филиал) Московского политехнического университета
390000, г. Рязань, ул. Право-Лыбедская, 26/53