

Раздел 4. Сплошные плоскостные конструкции из дерева и пластмасс.

4.1 Общие указания по проектированию деревянных конструкций.

В разделе 9 СП 64.13330.2017 даны следующие общие указания по проектированию деревянных конструкций:

При проектировании деревянных конструкций следует:

- а) учитывать производственные возможности предприятий - изготовителей деревянных конструкций;
- б) учитывать возможности транспортных и монтажных средств и требования дорожных служб;
- в) использовать древесину с наименьшими отходами и потерями;
- г) предусматривать меры по обеспечению пространственной жесткости, устойчивости и неизменяемости отдельных конструкций и всего здания или сооружения в целом в процессе монтажа и эксплуатации;
- д) предусматривать мероприятия по обеспечению долговечности и требуемых показателей огнестойкости и пожарной опасности.

4.2. Основные формы плоскостных сплошных конструкций.

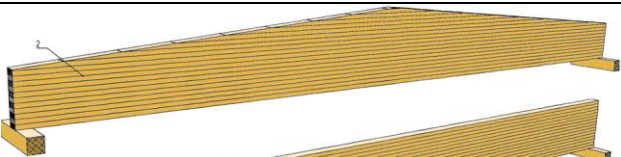
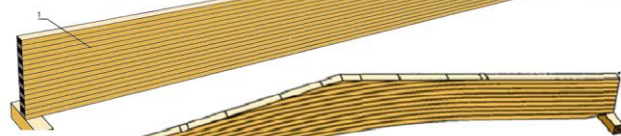
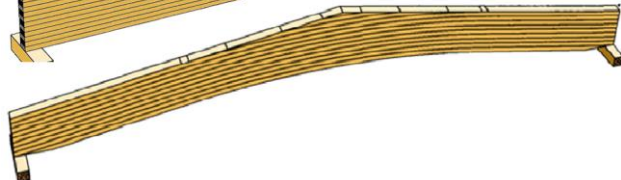
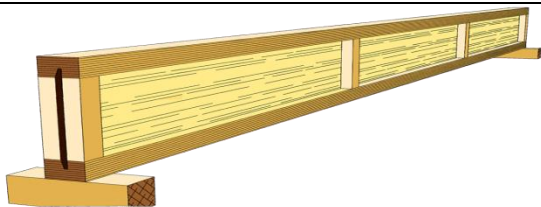
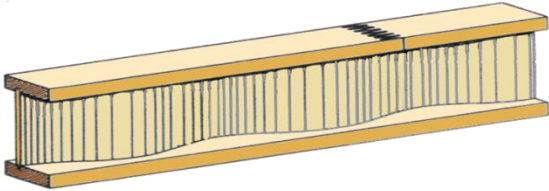
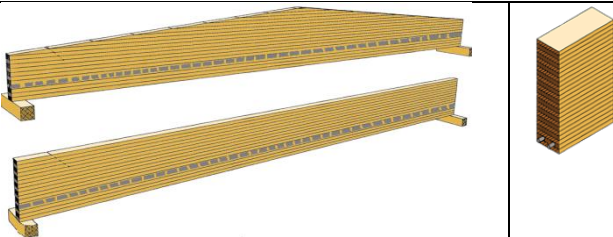
К плоскостным сплошным конструкциям, в которых основные усилия возникают в плоскости действия внешних сил и сечения которых не имеют сквозной решетки, относятся:

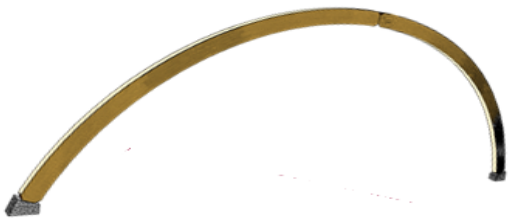
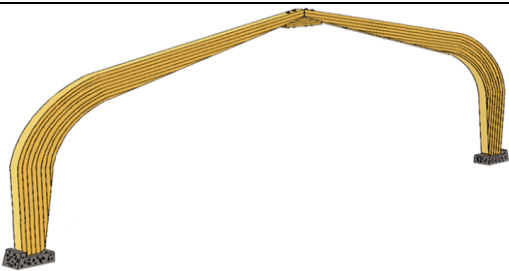
- а) при пролетах до 6 м - балки, прогоны, стропила, настилы цельного сечения, состоящие из одного элемента (из доски или из бруса);
- б) при больших пролетах, превышающих сортамент лесоматериалов по длине, или при малых пролетах, но при значительных нагрузках - более сложные составные конструкции из брусьев, досок и фанеры в виде различного типа панелей, балок, арок, рамных и других распорных систем.

Основные схемы плоскостных сплошных конструкций составного сечения заводского и построечного изготовления, характерные для этих конструкций значения пролетов, а также показатели коэффициентов собственного веса ($K_{св}$) и расхода металла (K_m) приведены в таблице 4.2.1. Значения K_m даны в % от собственного веса конструкций.

Таблица 4.2.1

Основные схемы плоскостных сплошных деревянных конструкций

Тип конструкции	Схема	Пролет, м	К _{с.в}	К _м
Балки двутаврового сечения с перекрестной стенкой на гвоздях		6-12	6-10	5-7
Дощатоклеенные балки		6-18	4-6	1,5
		12-24	4-6	1,5
		12-24	4-6	1,5
Клееные балки двутаврового сечения со стенкой из досок на ребро		3-7	8-10	1
Клеефанерные балки с плоской стенкой		6-15	3-5	1
Клеефанерные балки с волнистой стенкой		6-9	3-4	1
Армированные дощатоклеенные балки		2-24	4-6	1-5

Дощатоклеенные арки со стальной затяжкой		15-36	2-4	20-25
Дощатоклеенные арки с опиранием на фундаменты		18-100	2-4	5-10
Дощатоклеенные гнутые рамы		12-24	6-9	5-7
Дощатоклеенные рамы из прямолинейных элементов с соединением стойки и ригеля на зубчатый шип		12-18	7-9	5-7
Дощатоклеенные рамы из прямолинейных элементов с соединением стойки и ригеля на нагелях		12-18	7-9	6-9

При выборе вида и типа конструкций следует учитывать назначение здания, вид кровли, объемно-планировочные параметры здания (пролеты, шаг колонн и др.), параметры нагрузок, условия эксплуатации, архитектурные требования, возможности производственной базы и другие факторы. В качестве критерия сравнительной экономической эффективности различных видов и типов конструкций следует принимать минимум приведенных затрат.

Предварительное определение нагрузки от собственного веса проектируемой несущей конструкции $q_{св}$ в зависимости от ее типа, пролета l , постоянной $q_{пост}^H$ и временной $q_{вр}^H$ нормативных нагрузок производят по формуле:

$$q_{с.в} = \frac{q_{пост}^H + q_{вр}^H}{\left(\frac{1000}{K_{с.в.}l}\right) - 1}$$

Значения $K_{св}$ для некоторых типов плоскостных деревянных конструкций приведены в таблице 4.2.1.

После окончания разработки проекта конструкции, включая и составление спецификации, определяют уточненное значение собственного веса конструкции. Если собственный вес конструкции существенно превышает $q_{с.в}$, то может потребоваться пересчет конструкции.

Чем меньше собственный вес конструкций, тем меньше затраты материалов. Однако необходимо отметить, что минимум собственного веса конструкции не может быть принят в качестве критерия для выбора экономически наиболее эффективных конструктивных решений и типов конструкций.

4.2.1 Настилы и обрешетка.

Настилы являются несущими элементами ограждающих деревянных покрытий. На их изготовление расходуется до 70 % объема древесины, используемой при сооружении деревянных покрытий. Поэтому проектирование рациональных конструкций настилов во многом определяет экономическую эффективность покрытий в целом.

В СП 64.13330.2017 даны следующие указания по проектированию настилов и обрешетки. Обрешетки, настилы и подобные изгибаемые элементы в покрытиях и перекрытиях следует рассчитывать по двум предельным состояниям на прочность и прогиб. Значения максимальных прогибов должны быть не выше указанных в СП 20.13330.2016 Для междуэтажных перекрытий необходимо дополнительно выполнять расчет на

зыбкость.

Настилы из досок применяют в покрытиях в виде сплошной конструкции или обрешетки под кровли разных типов. Под кровлю неотапливаемых зданий основанием служит настил из двух слоев досок, которые соединяются гвоздями (рис. 4.2.1). Верхний защитный слой досок толщиной 16-25 мм и шириной до 100 мм укладывают под углом 45° к нижнему. Для лучшего проветривания всего настила нижний рабочий настил с толщиной досок по расчету выполняют разреженным. Для лучшего проветривания всего настила нижний рабочий настил с толщиной досок по расчету выполняют разреженным.

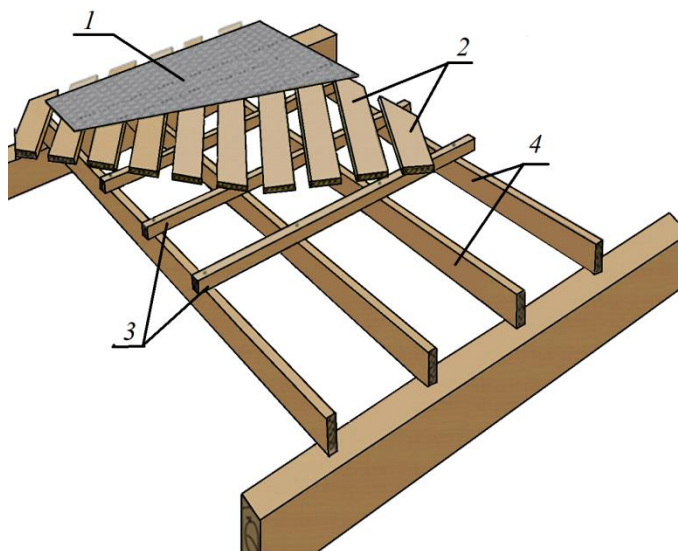
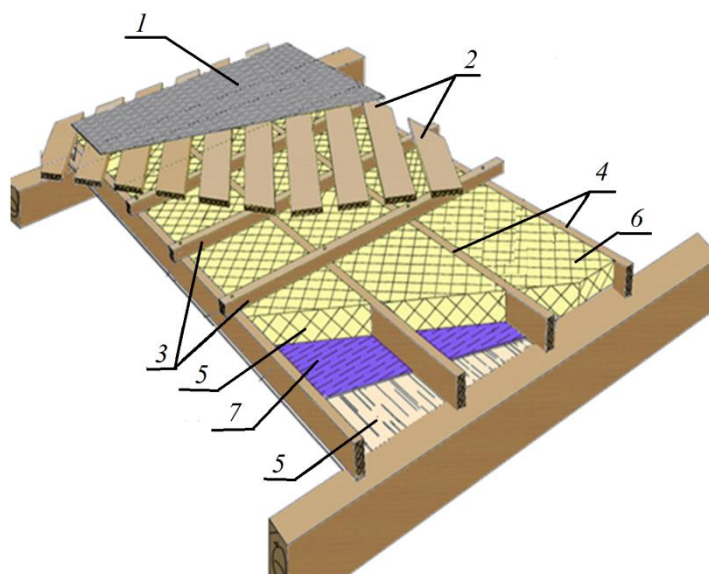


Рис.4.2.1. Дощатый двойной настил под рулонную кровлю: 1 – кровля, 2 - защитный настил из досок, уложенных под углом 45° к оси здания, 3 - рабочий разреженный настил из досок или брусков, 4 - прогон

В покрытиях различных отапливаемых зданий (рис. 4.2.2) для укладки утеплителя применяют одинарный дощатый настил. Доски соединяют впритык или четверть, толщину их определяют расчетом. Они скрепляются поперечными досками и раскосами из досок.



4.2.2. Покрытие для отапливаемых зданий: 1 - кровля, 2 - защитный настил, 3 - рабочий разрезанный настил из досок, 4 - прогон, 5 - подшивка, 6 - утеплитель, 7 - пароизоляция

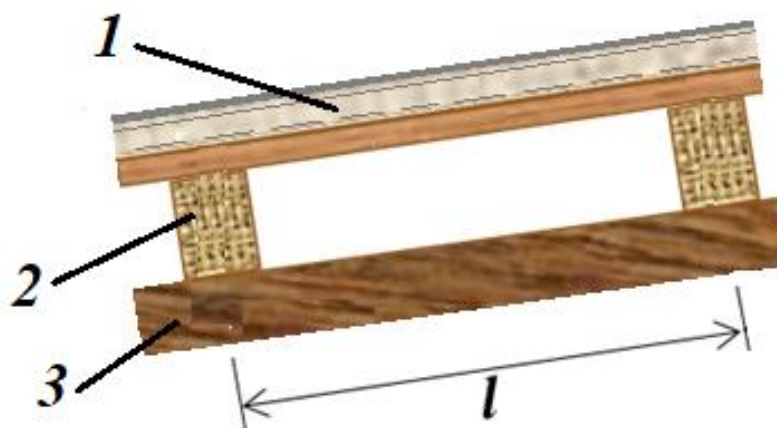


Рис.4.2.3. Обрешетка из брусков под волнистую кровлю: 1 - асбестоцементные или стеклопластиковые волнистые листы; 2 - обрешетка из брусков; 3 - стропильные ноги, наклонные балки

Для кровли из волнистых асбестоцементных или стеклопластиковых листов и кровельной стали устраивают обрешетку из досок или брусков, расположенных одни от других на расстоянии, зависящем от кровельного материала (рис. 4.2.3).

Защитный настил образует сплошную поверхность, обеспечивает совместную работу всех досок настила, распределяет сосредоточенные нагрузки на полосу рабочего настила шириной 50 см. (рис. 4.2.4).

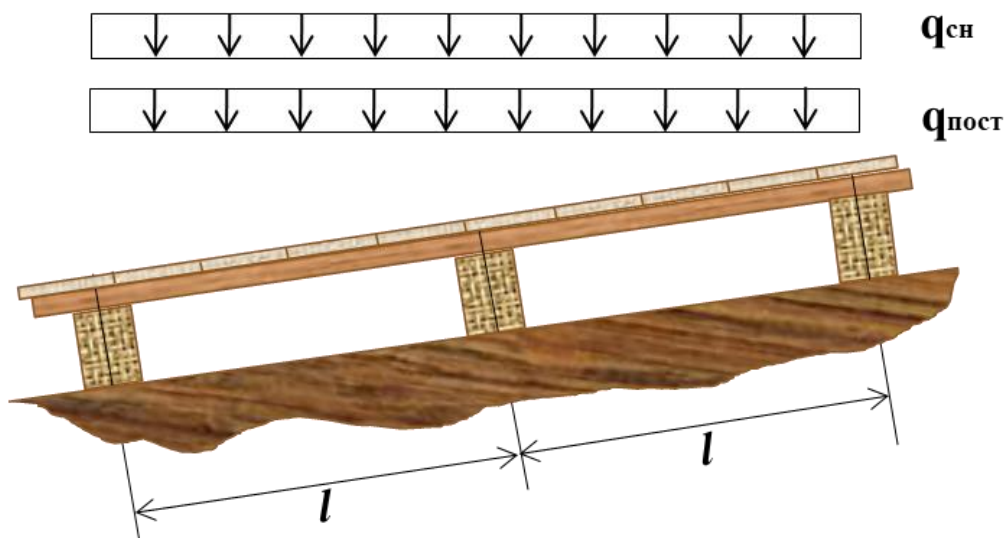


Рис.4.2.4. Поперечный разрез в покрытии здания

Настилы и обрешетки под кровлю следует рассчитывать на следующие сочетания нагрузок:

- а) постоянная и временная от снега (расчет на прочность и прогиб);
- б) постоянная и временная от сосредоточенного груза 1 кН с умножением последнего на коэффициент перегрузки $\gamma_f = 1.2$ (рис 4.2.5).

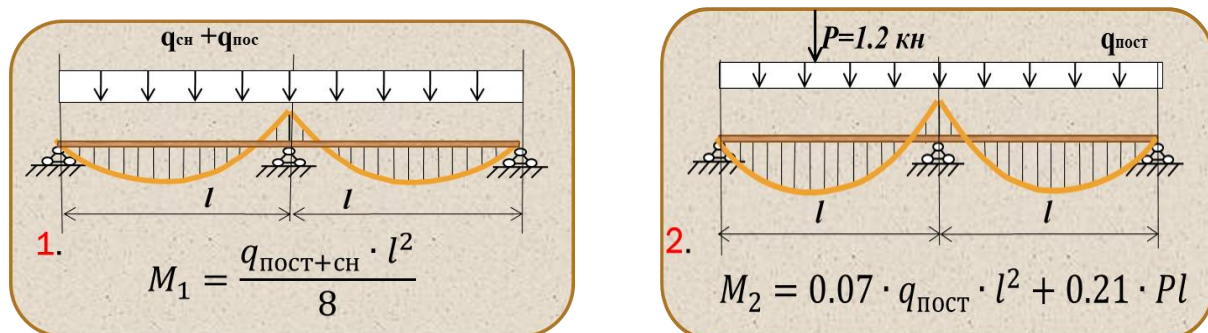


Рис.4.2.5. Расчетные схемы настила и обрешетки 1 - при первом сочетании нагрузок (постоянная и временная снеговая), 2 - при втором сочетании нагрузок (постоянная и сосредоточенная в одном пролете)

При сплошном настиле или при разреженном настиле с расстоянием между осями досок или брусков не более 150 мм нагрузку от сосредоточенного груза следует передавать на 2 доски или 2 бруска, а при расстоянии более 150 мм - на 1 доску или брусок. При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) сосредоточенный груз следует распределять на ширину 500 мм рабочего настила (рис 4.2.6).

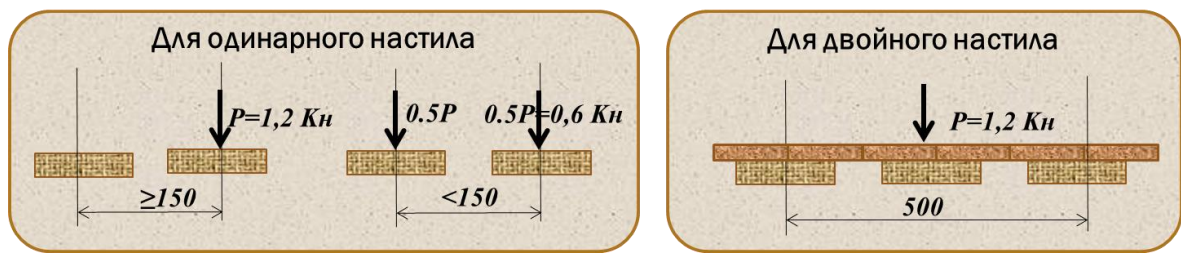


Рис. 4.6.2. Схемы расположения досок одинарного и двойного рабочего настила)

Проверни настилов и обрешеток, работающих на поперечный изгиб, производят исходя из схеме двухпролетной балки при двух сочетаниях нагрузки (рис. 4.2.6):

- нагрузки от собственного веса покрытия и снеговой нагрузки - на прочность и прогиб:

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M_{\text{max}}}{W_{\text{нт}}} \leq R_{\text{и}}$$

где при равных пролетах:

$$M_1 = \frac{q_{\text{пост+сн}} \cdot l^2}{8}; \quad \frac{f}{l} = \frac{2.13 q^{\text{н}} \cdot l^3}{384 E I_{\text{расч}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

Нагрузки от собственного веса покрытия и сосредоточенной нагрузки в одном пролете $P_{\text{н}}=1$ кН, а с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,2, равной $P_p=1,2$ кН - только на прочность.

Максимальный момент находится под сосредоточенным грузом, расположенным на расстоянии от левой опоры $x=0,432l$ и равен приближенно:

$$M_2 = 0.07 \cdot q_{\text{пост}} \cdot l^2 + 0.21 \cdot P l$$

При двойном перекрестном настиле рассчитывают на изгиб только рабочий (нижний) настил и только от нормальных составляющих нагрузок, поскольку скатные составляющие воспринимаются защитным настилом. Расчетную ширину настила принимают 50 см с учетом всех входящих в нее досок или, иначе можно сказать, что сосредоточенные грузы распределяются здесь на ширину 50 см.

Соединительные гвозди слоев настила или настила с раскосами в большинстве случаев работают с большими запасами прочности.

4.3.1 Прогоны.

В соответствии с указаниями СП 64.13330.2017 прогоны следует рассчитывать по двум предельным состояниям на прочность и прогиб. Значения максимальных прогибов должны быть не выше указанных в СП 20.13330.2016.

Прогоны покрытий цельного сечения выполняют из досок на ребро, брусьев и бревен, окантованных с обеих сторон.

Разрезные прогоны (рис. 4.3.1) более просты в изготовлении и монтаже, но требуют большого расхода древесины. Выполняются из брусьев, окантованных бревен и перекрывают пролеты до 4,5 м из цельной древесины и до 6 м из клееной древесины. Разрезные прогоны стыкуются на опорах впритык на накладках, в разбежку или с косым прирубом.

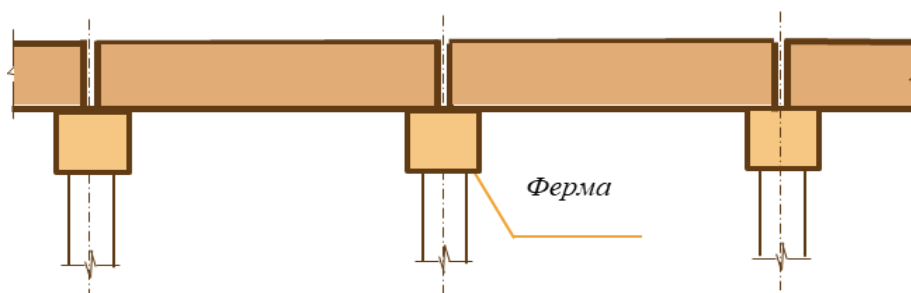


Рис. 4.3.1. Схема и конструкция разрезного прогона

Изгибающий момент определяется по формуле:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

а прогиб прогона в пролете:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^3}{384EI_y}$$

В консольно-балочных (рис. 4.3.2) и неразрезных прогонах из спаренных досок (рис. 4.3.4) стыки устраивают в пролете.

Консольно-балочные прогоны являются многопролетными статически определимыми системами. Их применение целесообразно в том случае, когда временная нагрузка неподвижна и равномерно распределена по всей

пролетам прогона. Стыки (шарниры) в консольно-балочных прогонах устраивают через пролет в зоне наименьших изгибающих моментов.

При равномерно распределенной нагрузке и равных пролетах в зависимости от расстояния от шарнира до опоры можно уравнивать величину опорного и пролетного моментов или величину прогибов в пролетах, уменьшив за счет загрузки и длины консолей изгибающие моменты и прогибы по сравнению с разрезной схемой работы прогонов. Если шарниры расположить на расстоянии от опор $x=0,15 \cdot l$ (l - пролет консольно-балочного прогона), то моменты на опорах будут равны по абсолютному значению максимальным моментам в пролетах, и получается так называемое равномоментное решение прогона. Для выравнивания моментов в первом и последнем пролетах значение этих пролетов (l_1) надо уменьшить до $0,85 \cdot l$. Если шарниры расположить на расстоянии от опор $x=0,21 \cdot l$, то получится равно-прогибное решение, при котором максимальные прогибы во всех пролетах, кроме крайних, будут одинаковыми. При уменьшении крайних пролетов до $0,79 \cdot l$ прогибы в этих пролетах будут равны прогибам в остальных пролетах. Консольно-балочные прогоны выполняют из цельнодеревянных элементов и при длине пиломатериалов 6,5 м перекрывают пролеты до 4,5 м.

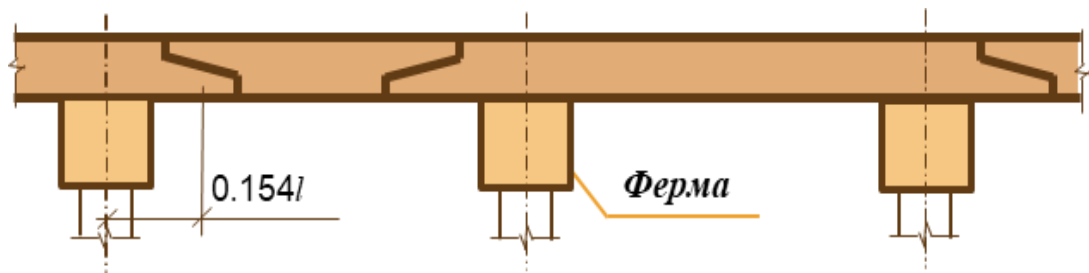


Рис. 4.3.2. Схема и конструкция консольно-балочного прогона

Значения изгибающих моментов и прогибов для консольно-балочных прогонов приведены в таблице 4.3.1.

Таблица 4.3.1

Моменты и прогибы в консольно-балочных прогонах

Значение	Решение прогона	
	равномоментное	равнопрогибное

Расстояние от опор до шарниров X	$0,15 l$	$0,21 l$
Изгибающие моменты на опорах $M_{оп}$	$\frac{q^p \cdot l^2}{16}$	$\frac{q^p \cdot l^2}{12}$
То же, в пролетах $M_{пр}$	$\frac{q^p \cdot l^2}{16}$	$\frac{q^p \cdot l^2}{24}$
Максимальные прогибы	$\frac{2q^h \cdot l^3}{384EI}$	$\frac{q^h \cdot l^3}{384EI}$
Величина первого и последнего пролета l_1	$0,85 l$	$0,8 l$

Сечение прогона в крайних пролетах должно быть усилено, а опорная реакция первой промежуточной опоры будет больше остальных на 13%, что потребует проверки и возможного усиления опорной конструкции.

Консольно-балочные прогоны выполняют из брусев. По длине они соединяются в местах расположения шарниров косым прирубом (рис. 4.3.3).

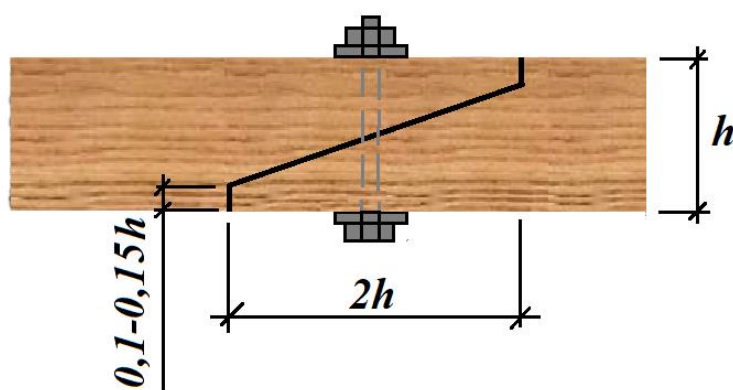


Рис. 4.3.3. Схема соединения косым прирубом

Во избежание смещений под действием случайных усилий в середине косого прируба ставят болты. В случае равномоментного решения болты не должны быть затянуты, чтобы обеспечить перелом упругой линии прогона, образующийся в шарнире, между консолью и подвесной частью прогона. При равнопрогибном решении прогона в местах расположения шарниров упругая линия проходит плавно и перелома не имеет, что позволяет плотно затягивать болты.

К недостаткам консольно-балочных прогонов можно отнести то, что небольшое изменение временной нагрузки в пролетах приводит к значительным изменениям расчетных изгибающих моментов. Кроме того, необходимо либо уменьшить крайние пролеты, либо увеличить поперечное

сечение прогонов в этих пролетах. При этом следует иметь в виду, что давление на первую и последнюю промежуточные опоры при равных пролетах больше, чем на остальные опоры. Поэтому при пролетах более 4,5 м целесообразно применять спаренные неразрезные прогоны.

Неразрезные (спаренные) прогоны применяются при шаге конструкций от 4,5 м до 6 м и состоят из двух рядов досок, поставленных на ребро и соединенных гвоздями, забиваемыми конструктивно в шахматном порядке с шагом 50 см. (рис. 4.3.4).

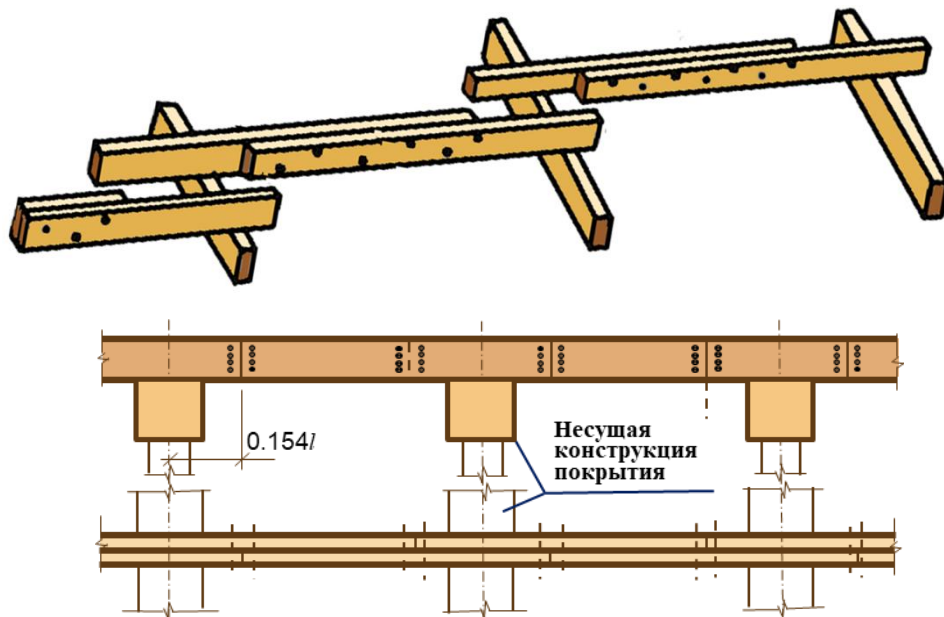


Рис. 4.3.4. Схема и конструкция консольно-балочного прогона

Доски стыкуются в разбежку слева и справа от опор. Каждый ряд досок выполнен по схеме консольно-балочного прогона с последовательным расположением стыков, но первый ряд не имеет стыка в первом пролете, а второй ряд досок - в последнем пролете. Так получаем схему, в которой стыки досок соседних рядов располагаются симметрично по разные стороны от опоры.

Стык досок устраивается в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой по всей длине, равен нулю, т. е. на расстоянии $l_{\text{ст}}=0,21 \cdot l$ от опор и осуществляется при помощи расчетного количества гвоздей. При

выполнении крайних пролетов длиной $0,21 \cdot l$ получается равнопрогибная схема.

Доски одного ряда соединяют по длине без косого прируба. Концы досок одного ряда прибивают гвоздями к доске другого ряда, не имеющего в данном месте стыка.

Спаренный неразрезной прогон работает как многопролетная неразрезная балка. В расчетном отношении спаренный неразрезной прогон аналогичен равнопрогибному консольно-балочному прогону.

Максимальный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M = \frac{q^p l^2}{12}$$

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{1q^n \cdot l^3}{384EI}$$

где q^p - расчетные значения воздействий; l - длина элемента; q^n - нормативные значения воздействий; E - модуль упругости древесины вдоль волокон; I - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси.

При углах наклона кровли $\alpha > 10^\circ$ прогоны чаще всего работают при косом изгибе и рассчитываются нормальные напряжения по формуле:

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} \leq R_{\text{и}}^p$$

где M_1 , M_2 - изгибающие моменты, например при равномерно распределенной нагрузке от q_1 и q_2 ; W_x и W_y - моменты сопротивления относительно осей X и Y соответственно.

Полный прогиб равен геометрической сумме прогибов от усилий q_x и q_y :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_u$$

Гвоздевой забой стыка должен быть рассчитан на восприятие поперечной силы. Количество гвоздей с каждой стороны стыка определяют исходя из того, что поперечная сила, приходящаяся на один ряд досок:

$$Q = \frac{M_{оп}}{2X_{гв}}$$

в то же время равна:

$$Q = n_{гв} T_{гв} ,$$

Откуда:

$$n_{гв} = M_{оп} / 2X_{гв} T_{гв} ,$$

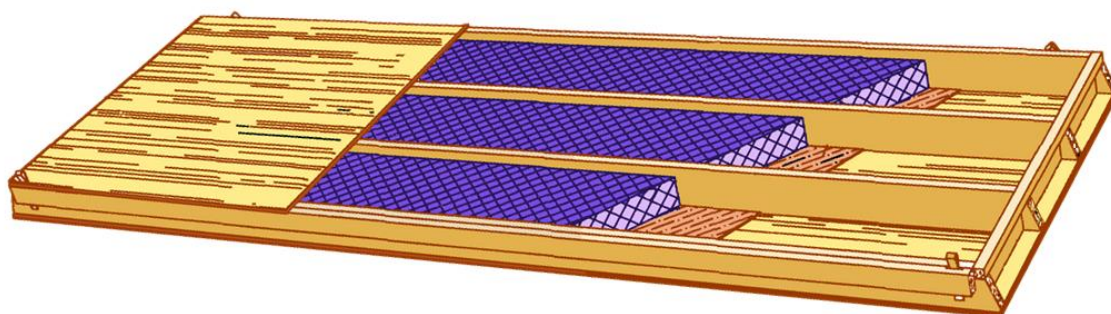
где $X_{гв}$ - расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя, учитывая, что каждый гвоздь воспринимает одинаковое усилие, равное $T_{гв}$.

Стыки досок устраивают в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках, загруженных равномерно распределенной нагрузкой по всей их длине, меняет знак, т. е. на расстояниях от опор, равных $0,21 \cdot l$.

4.4.1 Клеефанерные панели покрытия.

Клеефанерные панели покрытий состоят из деревянного несущего каркаса и фанерных обшивок, соединенных с каркасом водостойким клеем в одно целое, и образующих коробчатое сечение. Для их изготовления применяют фанеру повышенной водостойкости марки ФСФ, а для конструкций, не защищенных от увлажнения - бакелизованную фанеру.

Целесообразность применения клеефанерных панелей определяется малой массой при высокой несущей способности, что обеспечивается совмещением в фанерной обшивке ограждающих и несущих функций как поясов панели, так и настила, который воспринимает местную нагрузку. Клеефанерные панели являются жесткой коробчатой конструкцией, которая состоит из дощатых ребер толщиной после острожки 33 или 43 мм и фанерных обшивок толщиной не менее 8 мм (рис. 4.4.1). При необходимости ребра можно делать клееными.



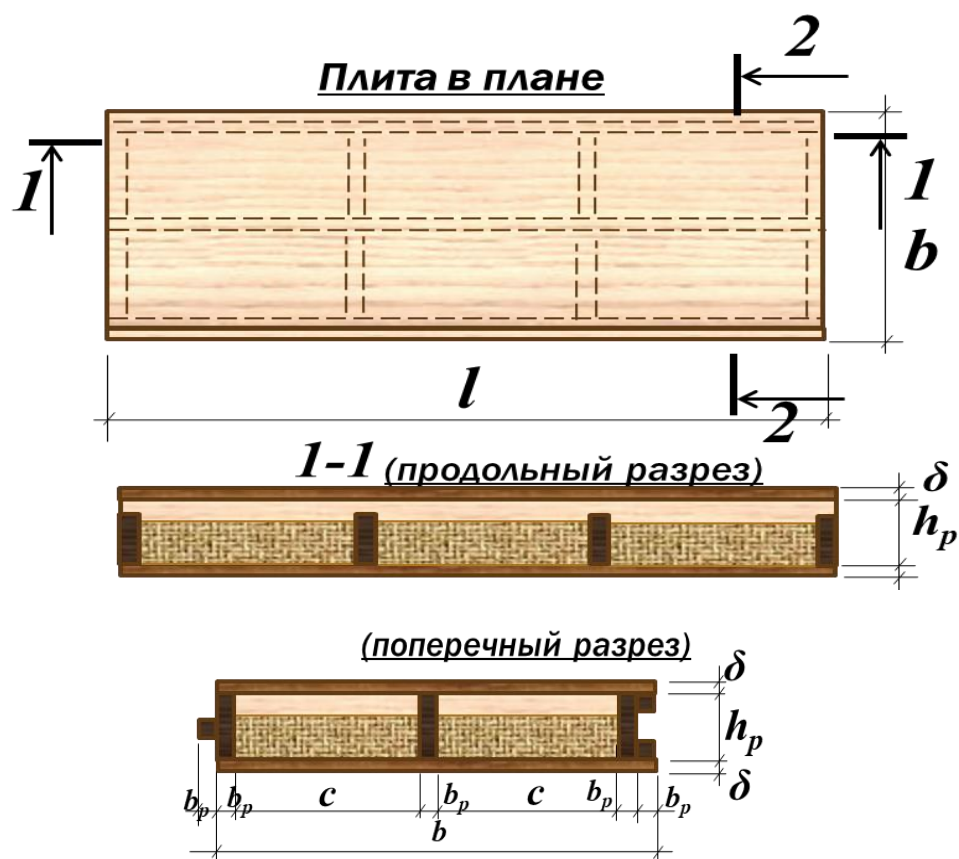


Рис. 4.4.1. Клеефанерная панель

В качестве утеплителя применяют, как правило, негорючие и биостойкие теплоизоляционные материалы, например пенопласт или стекломат. При изготовлении панели на верхнюю обшивку наклеивают один слой рубероида, образующий кровельное покрытие, второй и третий слои рубероида приклеивают после установки панелей на место.

Клеефанерными панелями можно перекрывать пролеты 3-6 м, а если их ребра клееные - более 6 м. Ширину панели делают равной ширине фанерного листа с учетом обрезки кромок для их выравнивания. Высота панели обычно составляет $1/15-1/25$ пролета. Волокна наружных шпонов фанеры должны быть направлены вдоль оси панели, так как при этом создается возможность, во-первых, стыковать фанерные листы по длине «на ус» и, во-вторых, лучше использовать прочность фанеры.

Количество продольных ребер определяют в основном по условию расчета на изгиб поперек волокон наружных шпонов верхней фанерной обшивки при действии сосредоточенной расчетной нагрузки 1000 Н с

коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1,2$. При этом считается, что действие сосредоточенной нагрузки распределяется на ширину обшивки 100 см.

Учитывая сопротивление повороту в опорных сечениях верхней обшивки со стороны ребер, можно в качестве расчетной схемы при расчете на временную сосредоточенную нагрузку принять балку с обоими защемленными концами (рис. 4.4.2).

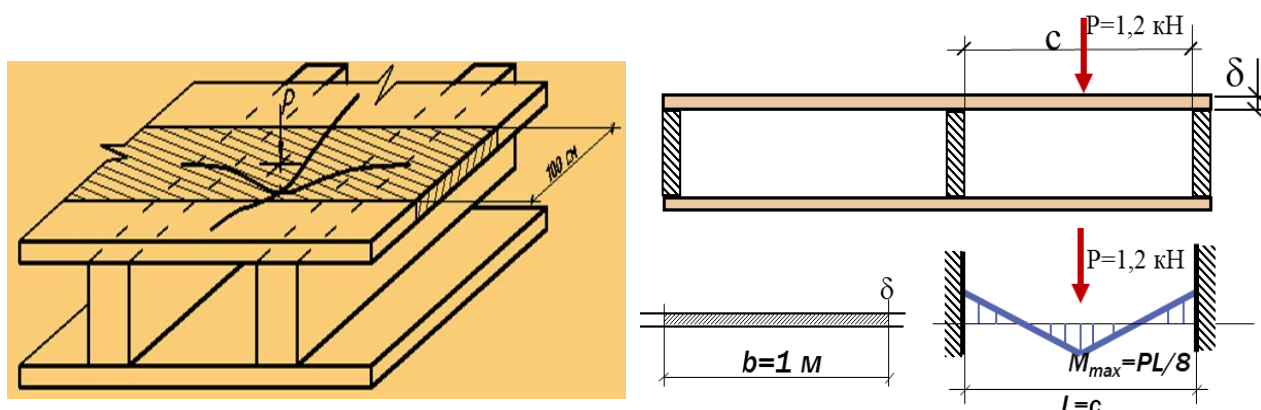


Рис. 4.4.2. К расчету верхней обшивки клефанерной панели

Тогда максимальный момент в фанерной обшивке составит:

$$M_{max} = \frac{P \cdot c}{8}$$

Изгибные напряжения в верхней обшивке поперек волокон наружных шпонов фанеры:

$$\sigma_{и} = \frac{M_{max}}{W_{расч}} = \frac{6P \cdot c}{8 \cdot 100 \cdot \delta^2} \leq R_{фи90} \cdot m_n$$

где $m_n=1,2$ - коэффициент условия работы фанерной обшивки при кратковременно действующих нагрузках.

Если приравнять $\sigma_{и}=R_{фи90} \cdot 1,2$ то расстояние между осями ребер C составит:

$$c \leq 0,13 \cdot R_{фи90} \cdot \delta$$

Клефанерные конструкции рассчитывают с учетом различных модулей упругости древесины и фанеры по приведенным геометрическим характеристикам, причем приводят к тому материалу элемента конструкции,

в котором находят напряжения. Приведенные характеристики вычисляют по формулам:

момент инерции, приведенный к фанере - $I_{\text{пр.ф}} = I_{\text{ф}} + I_{\text{д}} \left(\frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} \right)$

статический момент - $S_{\text{пр.ф}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{д}} \left(\frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} \right)$

площадь поперечного сечения - $F_{\text{пр.ф}} = F_{\text{ф}} + F_{\text{д}} \left(\frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} \right)$

момент сопротивления, приведенный к фанере - $W_{\text{пр.ф}} = W_{\text{ф}} + W_{\text{д}} \left(\frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} \right)$

где $E_{\text{др}}$ и $E_{\text{ф}}$ - модули упругости фанеры и древесины соответственно.

Неравномерность распределения нормальных напряжений в обшивках в ребристых клеефанерных конструкциях учитывают введением в геометрические характеристики приведенной ширины $b_{\text{расч}}$, меньшей действительной ширины b (рис 4.4.3). Расчетную ширину сечения $b_{\text{расч}}$ в случае, если $l \geq 6a$ вычисляют по формуле:

$$b_{\text{расч}} = 0,9 \cdot b$$

и в случае, если $l < 6a$ по формуле:

$$b_{\text{расч}} = 0,15 \cdot (l/a) b,$$

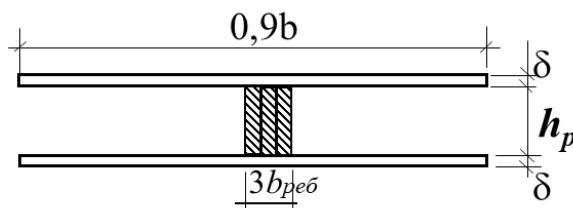


Рис. 4.4.3. Приведенное сечение панели

Изгибающий момент и прогиб определяется, как в балке шарнирно опертой по краям. Расчетная схема панели для определения показана на (рис. 4.4.4).

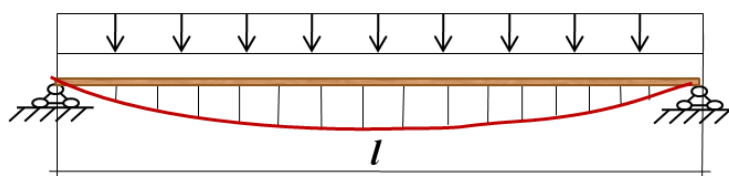


Рис.4.4.4. Эюра изгибающих моментов

По первой группе предельных состояний проверяют:

- нижнюю обшивку на растяжение на действие нормальных напряжений по формуле:

$$\frac{M}{W_{\text{пр.ф}}} \leq R_{\text{ф.р}} \cdot 0.6$$

где $M=q_{\text{полн}}l^2/8$ – максимальный изгибающий момент в середине пролета панели; $R_{\text{ф.р}}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению, 0,6 – коэффициент, учитывающий ослабление фанеры стыком на «ус»;

- верхнюю обшивку на сжатие с учетом устойчивости по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_{\text{ф}} \cdot W_{\text{пр.ф}}} \leq R_{\text{ф.с}}$$

где $R_{\text{ф.с}}$ – расчетное сопротивление фанеры сжатию, $\varphi_{\text{ф}}$ – коэффициент продольного изгиба фанерной обшивки.

Коэффициент продольного изгиба фанерной обшивки $\varphi_{\text{ф}}$ определяется в зависимости от соотношения расстояния между ребрами и толщиной фанерной обшивки a/δ :

$$\text{при } a/\delta \geq 50 \quad \varphi_{\text{ф}} = \frac{1250}{(a/\delta)^2}$$

$$\text{при } a/\delta < 50 \quad \varphi_{\text{ф}} = 1 - \frac{(a/\delta)^2}{5000}$$

- фанерную обшивку на срез между шпонами в зоне крепления к продольным ребрам по формуле:

$$\frac{Q \cdot S_{\text{пр.ф}}}{b_{\text{расч}} \cdot I_{\text{пр.ф}}} \leq R_{\text{ф.ск}}$$

где $Q=q \cdot L/2$ – поперечная сила; $S_{\text{пр.ф}}$ – статический момент фанерной обшивки относительно нейтральной оси сечения, $b_{\text{расч}}=\sum b_{\text{реб}}$ – расчетная ширина площадки скалывания, в данном случае суммарная ширина продольных ребер.

По II группе предельных состояний проверяют прогиб плиты:

$$f = \frac{5 \cdot q^H \cdot l^4}{384 E_{\phi} I_{\text{пр.ф}} 0,7} \leq f_{\text{н}}$$

где 0,7 - коэффициент, учитывающий приращение прогибов клефанерной плиты при эксплуатации.

Для того чтобы соседние панели покрытия имели одинаковый прогиб, особенно при неравномерном нагружении, они должны быть соединены по боковым поверхностям продольных ребер. Соединять можно, например, глухими нагелями, которые ставят через 1,5 - 2 м, или гвоздями, прибиваемыми сквозь соединительную планку через 50 см. Внутреннюю полость панелей следует проветривать, для чего над утеплителем устраивают осушающий продух.

4.5.1 Балки из цельной и клееной древесины.

В СП 64.13330.2017 даны следующие указания по проектированию балок из цельной (4.5.1) и клееной древесины.



Рис. 4.5.1. Балки из цельной древесины

Балки следует рассчитывать по двум предельным состояниям на прочность, устойчивость плоской формы деформирования и прогиб.

При опирании балок иногда приходится делать подрезку у опор. Около подрезки в месте резкого изменения высоты балки возникают значительные скалывающие и раскалывающие напряжения, которые могут вызвать разрушение подрезанной балки.

Чтобы исключить такое разрушение, подрезка на опоре в растянутой зоне деревянных изгибаемых элементов (рис. 4.5.2) глубиной $a \leq 0,25h$ допускается при условии

$$\frac{A}{bh} < 0,4 \text{ МПа}$$

где A - опорная реакция от расчетной нагрузки; b и h - ширина и высота поперечного сечения элемента без подрезки.

Длина опорной площадки подрезки c должна быть не больше высоты сечения h , а длина скошенной части подрезки c_1 - не менее двух глубин a (рис.4.5.2).

В том случае, если невозможно выполнить скошенную подрезку или ее глубина превышает $0,25h$, необходимо усиление зоны подрезки. Усиление производят вклеиванием поперечных (перпендикулярно волокнам) и наклонных (под углом 45° к волокнам) стержней (рис.5.4.2 б).

Длина поперечных стержней должна удовлетворять условию

$$2a_p \leq l_a \leq 0,7h$$

где l_a - расчетная длина стержня; $a_p = a - 30$ мм (глубина подрезки минус 30 мм на непрочной).).

Расчет стержней производят с учетом того, что все растягивающее усилие воспринимается поперечно вклеенными стержнями. Наклонные стержни воспринимают сдвигающие усилия в зоне трещины и снижают касательные напряжения на приопорном участке.

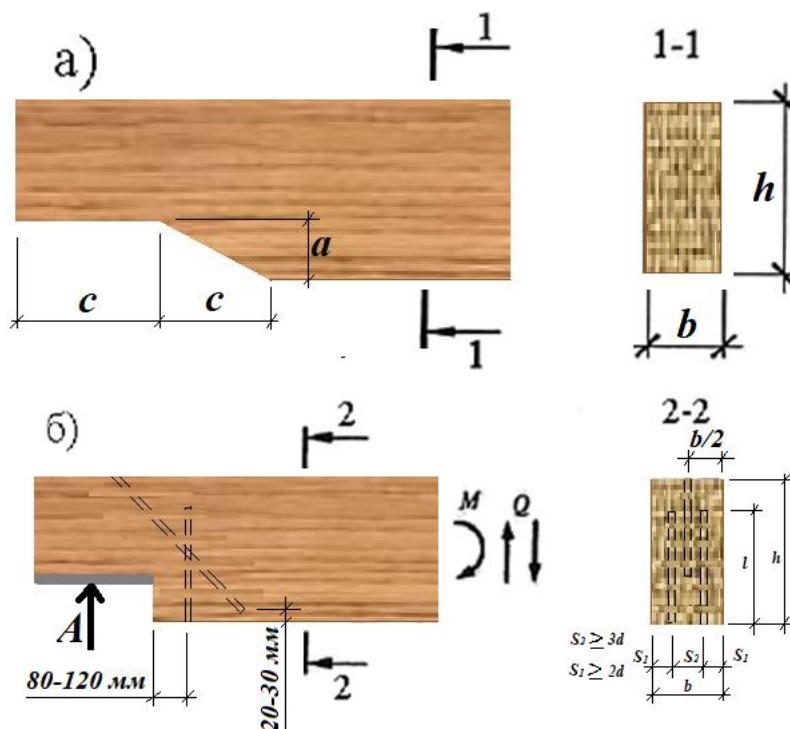


Рис.4.5.2. Подрезка балки на опоре: а) - скошенная подрезка конца балки, б) - усиление подрезки на конце дощатоклееной балки

Расстояние от торца подрезки до вклеенных стержней должно быть 80-120 мм (120 мм для конструкций, эксплуатируемых в переменных температурно-влажностных условиях, в том числе на открытом воздухе).

Для 2-х поперечно вклеенных стержней должно выполняться условие:

$$T \geq 0,7 Aa/h$$

где T - несущая способность поперечно вклеенного стержня, определенная по п. 8.38 СП 64.13330.2017, при $l_p = a_p$; A – опорная реакция; a - глубина подрезки; h - высота сечения без учета подрезки.

Для наклонно вклеенного стержня должно быть выполнено условие:

$$T \geq 25Aa^2(h - a)/h^4$$

где T - несущая способность поперечно вклеенного стержня, определенная по п. 8.38 СП 64.13330.2017, условно принимая уровень площадки опирания за местоположение шва сплачивания.

Балки из брусев.

В качестве связей, воспринимающих сдвигающие усилия и обеспечивающих совместную работу брусев, применяют различные механические (податливые) связи. Брусчатые деревянные составные балки следует сплачивать не более чем из 3 брусев с помощью, МЗП, наклонно вклеенных стержней или наклонных винтов. Составные балки из досок следует сплачивать с помощью гвоздей, шурупов, МЗП и др. (рис. 4.5.3).

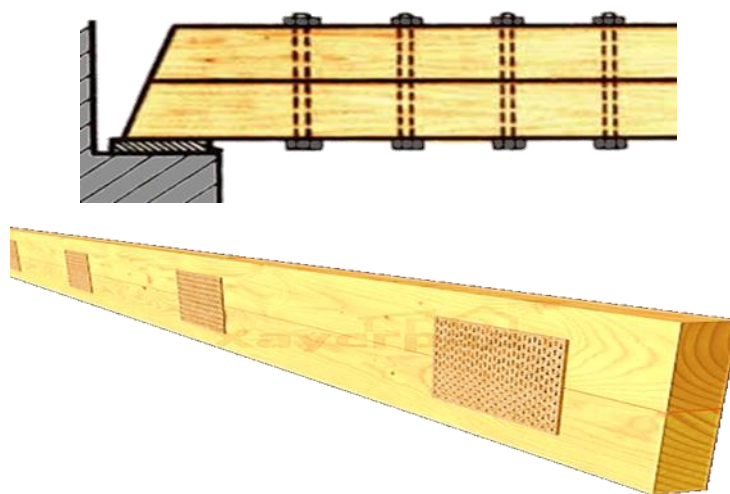


Рис 4.5.3. Пример составных балок

Составным балкам на податливых связях следует придавать строительный подъем путем выгиба элементов до постановки связей. Величину строительного подъема (без учета последующего распрямления балки) следует принимать увеличенной в полтора раза по сравнению с прогибом составной балки под расчетной нагрузкой.

Расчет составных деревянных балок, обеспеченных от потери устойчивости плоской формы деформирования, на прочность по нормальным напряжениям следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{W_{расч}} \leq R_u (\text{или } \leq R^u_{д.ш}),$$

где M - расчетный изгибающий момент; R_u - расчетное сопротивление изгибу; $R^u_{д.ш}$ - расчетное сопротивление изгибу древесины из однонаправленного шпона; $W_{расч} = W_{расч} k_w$ - расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента.

Для изгибаемых составных элементов на податливых соединениях расчетный момент сопротивления следует принимать равным моменту сопротивления нетто $W_{нт}$, умноженному на коэффициент k_w . Значения k_w для элементов, составленных из одинаковых слоев, приведены в таблице 4.5.1. При определении $W_{нт}$ ослабления сечений, расположенные на участке элемента длиной не более 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении.

Таблица 4.5.1

Значения коэффициентов k_w и $k_{ж}$ для составных балок

Коэффици- циент	Число слоев в элементе	Значение коэффициента для расчета изгибаемых составных элементов при пролетах, м			
		2	4	6	9 и более
k_w	2	0,7	0,85	0,9	0,9
	3	0,6	0,8	0,85	0,9
	10	0,4	0,7	0,8	0,85
$k_{ж}$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,2	0,3	0,4

Примечания

1. Для промежуточных значений величины пролета и числа слоев

коэффициенты определяются интерполяцией.

2. Для составных балок на наклонно вклеенных связях при числе слоев не более 4 независимо от пролета, следует принимать $k_w=0.95$, $k_w=0.9$.

Число срезов связей n_c , равномерно расставленных в каждом шве составного элемента на участке с однозначной эпюрой поперечных сил, следует определять по формуле:

$$n_c \geq \frac{1,5(M_B - M_A)S_{\bar{o}p}}{TI_{\bar{o}p}}$$

где M_A, M_B - изгибающие моменты в начальном А и конечном В сечениях рассматриваемого участка; T - расчетная несущая способность связи в данном шве.

При наличии в шве связей разной несущей способности, но одинаковых по характеру работы (например, нагелей и гвоздей), их несущие способности следует суммировать.

Прогиб составных балок как со строительным подъемом, так и без него следует определять по правилам строительной механики как для цельных балок такого же сечения, но с введением коэффициента $k_{жс}$ к моменту инерции поперечного сечения балки, учитывающего податливость того или иного вида соединения (таб. 4.5.1).

В составных балках на наклонно вклеенных стержнях, последние следует устанавливать таким образом, чтобы в них возникали растягивающие усилия. Стержни следует клеить под углом от 25° до 50° к плоскости сплачивания.

Несущую способность наклонно вклеенного стержня, как связи сдвига $T_{c,c}$, определяют по формуле:

$$T_{c,c} = T \cos \alpha_c$$

где T - расчетная несущая способность стержня, МН, вклеиваемого под углом к волокнам стержня на выдергивание или продавливание следует определять по формуле:

$$T = R^A \pi d_1 l_p k_c k_{II} m_d m_{\partial l} \Pi_{mi}$$

где R^A - расчетное сопротивление древесины выдергиванию или продавливанию вклеенного стержня, МПа, принимаемое равным 6,8 МПа; d_1 - диаметр отверстия, м; l_p - расчетная длина стержня, м $l_p = l - l_o \leq 30d$ где l - длина заделываемой части, м; $l_o = 3d$ - глубина возможного снижения прочности клеевой прослойки при сварке; для стержней без сварки $l_o = 0$; d - диаметр вклеиваемого стержня, м; k_c - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня, который следует определять по формуле:

$$k_c = 1,2 - 0,02 \frac{l_p}{d}$$

где k_{II} - коэффициент, зависящий от знака нормальных напряжений вдоль волокон в зоне установки стержней; m_d - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня

$$m_d = 1,12 - 0,1d$$

F_a - площадь сечения стержня, м²; R_a - расчетное сопротивление материала стержня, МПа.

Расстояние (шаг) между вклеенными стержнями $s_{с.с}$ должно удовлетворять условию:

$$\Delta M_s \leq \frac{T_{с.с} I_{\bar{o}p}}{S'_{\bar{o}p}}$$

где ΔM_s - расчетная разница изгибающих моментов в начале и в конце участка между вклеенными связями; $I_{\bar{o}p}$ - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; $S'_{\bar{o}p}$ - статический момент брутто ветви составного элемента относительно нейтральной оси.

Коэффициент $k_{жс}$ к моменту инерции поперечного сечения балки, учитывающий податливость наклонно вклеенных стержней, следует принимать равным 0,9.

Балки двутаврового сечения с перекрестной дощатой стенкой на гвоздях

Балки с перекрестной стенкой являются конструкциями построечного изготовления и применяются для пролетов 6-12 м. Основными элементами балки являются пояса, выполненные из досок или брусьев, перекрестная дощатая стенка и ребра жесткости. В балках с дощатыми поясами верхние и нижние пояса выполняются из досок одинакового сечения толщиной 40-60 мм, на рисунке 4.5.4.

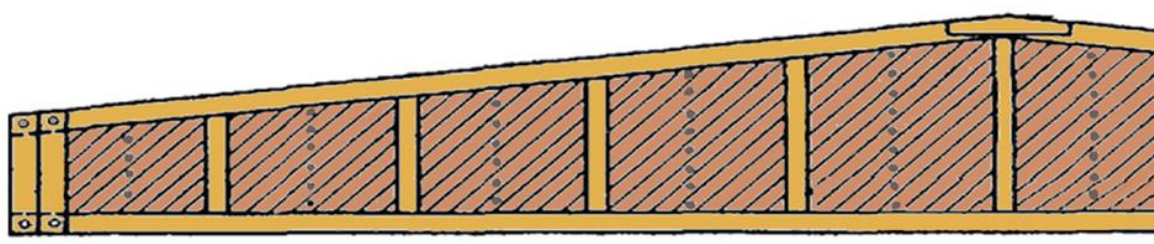


Рис. 4.5.4. Двутавровая гвоздевая балка с перекрестной стенкой

Перекрестная стенка состоит из двух слоев досок, расположенных под углом 30-45° к нижнему поясу и общая толщина которых должна быть равна толщине доски пояса. Опорные ребра жесткости состоят из прокладок и накладок того же сечения, что и доски пояса. Промежуточные ребра жесткости ставятся на расстоянии $(1/8-1/10)l$ друг от друга. Толщина их одинакова с толщиной досок пояса, но по ширине вдвое меньше. Назначение ребер - увеличить жесткость стенки и распределять местную нагрузку между верхним поясом, стенкой и нижним поясом. Пояса со стенкой соединяются гвоздями, которые размещаются вертикальными рядами и забиваются сначала с одной стороны пояса, а затем с другой с соблюдением норм расстановки гвоздей. Толщина досок пояса ограничена длиной гвоздя. Доски стенки в пределах между нижним и верхним поясами скрепляются между собой гвоздями, которые забивают со стороны сжатых раскосов по два гвоздя в каждую доску и загибают с обратной стороны для увеличения устойчивости сжатых досок стенки из плоскости. При пролетах балок более 6 метров в поясах устраиваются стыки. Стык сжатого верхнего пояса

выполняется упором стыкуемых досок и перекрывается двумя накладками на болтах. Стык растянутого нижнего пояса перекрывается двумя накладками и прокладкой, соединяемыми с поясом расчетным количеством нагелей.

Для постановки прокладки стенку в месте стыка вырезают, а край подрезанной стенки скрепляют с поясом при помощи специальных брусков, соединяемых гвоздями со стенкой и поясами. Применение прокладки позволяет уменьшить длину стыка за счет увеличения числа «срезов» нагелей в соединении стыка, что повышает несущую способность соединения стыка. Балки с брусчатыми поясами на рисунке 4.5.4 применяются в покрытиях при больших нагрузках.

Технология изготовления этих конструкций такова, что каждый из слоев стенки прибивается отдельно к своим полупоясам гвоздями, длина которых принимается равной тройной толщине досок стенки. Изготовленные две полубалки при сборке соединяются друг с другом стяжными болтами и гвоздевым забоем, скрепляющим оба слоя стенки. Стык верхнего (сжатого) пояса решается взаимным упором стыкуемых брусьев и перекрывается накладками из брусьев на стяжных болтах. Стык растянутого пояса перекрывается накладками, расположенными по верхней и нижней гранями бруса пояса и соединяются нагелями. Балки собираются на бойке с обязательным устройством строительного подъема, равного $1/200$ пролета. Статическая схема балки с перекрестной стенкой представляет собой многокаркасную ферму с растянутыми нисходящими от опоры раскосами и сжатыми восходящими раскосами, образующими стенку балки. В такой конструкции, работающей на изгиб, нормальные усилия воспринимаются поясами балки, а стенка работает только на сдвигающие усилия. Максимальные усилия в поясах балки постоянной высоты при $h_n < 0,25h$ определяются по формуле:

$$N_{\Pi} = \frac{M_{max}}{h_0}$$

где $M_{\max}$ - изгибающий момент; h_0 - расстояние между центрами поясов, h - полная высота балки (рис. 4.5.5).

$$h_n < 0,25h$$

В двускатных и односкатных балках сечение с $N_{\max}$ не совпадает с местом $M_{\max}$ ввиду переменной высоты балки. Оно будет находиться на расстоянии X от опоры.

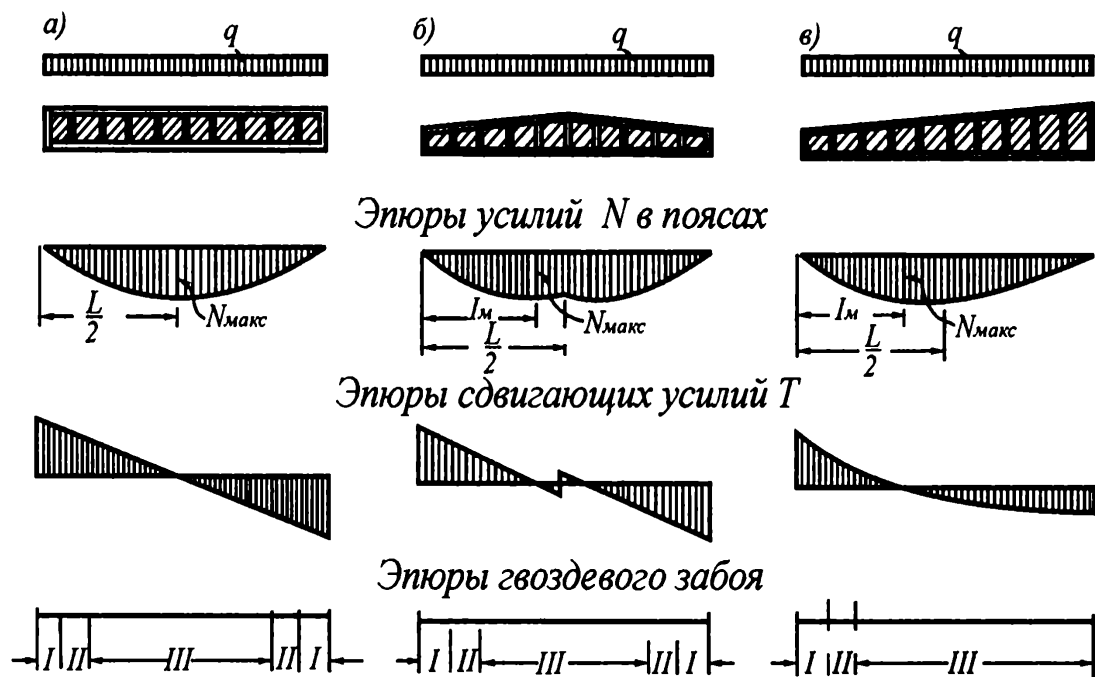


Рис. 4.5.5. Эпюры нормальных и сдвигающих усилий и зоны гвоздевого забоя в балках с перекрестной стенкой: а) - балка с параллельными поясами; б) - двускатная балка; в) - односкатная балка

Необходимое сечение поясов определяется по максимальной растягивающей силе в нижнем поясе:

$$F_{6p} = \frac{N_{\max}}{R_p m_0}$$

где R_p - расчетное напряжение растяжения в поясах; $m_0=0,8$ - коэффициент, учитывающий ослабление сечения нагелями.

Верхний пояс проверяют на устойчивость из плоскости с расчетной длиной, равной расстоянию между прогонами кровли:

$$\sigma_c = N_{\max} = \frac{N_{\max}}{F_{\text{расч}} \varphi} \leq R_c$$

В расчете принимается гибкость отдельной доски. Количество нагелей в стыке нижнего пояса определяют по усилию в поясе. Расчет гвоздей, соединяющих пояса со стенкой, производится на сдвигающие усилия при изгибе, приходящиеся на единицу длины пояса:

а) в балках постоянной высоты:

$$T = \frac{QS}{I} = \frac{QF_{\Pi}(h_0/2)}{2F_{\Pi}(h_0/2)^2} = \frac{Q}{h_0}$$

б) в балках с наклонным верхним поясом сдвигающее усилие на единицу длины пояса равно:

$$T = \frac{d}{dx} \left(\frac{MS}{I} \right) = \frac{d}{dx} \left(\frac{M}{h_0} \right)$$

Произведя дифференцирование, получим:

$$T = \frac{Q}{h_0} \pm \frac{M \operatorname{tg} \alpha}{h_0^2}$$

Знак минус перед вторым членом формулы принимается для двускатных балок на участках с верхним поясом, нисходящим к левой опоре, а для односкатных на участке от опоры с меньшей высотой до сечения, где $Q=0$. Знак плюс - для остальной части длины односкатных балок. По длине пролета устанавливаются зоны гвоздевого забоя, (рис. 4.5.4). Расчетные усилия определяются в середине каждой зоны. Количество гвоздей в каждой зоне на единицу длины пояса определяется по минимальной несущей способности двухсрезного соединения по формуле:

$$n_{\Gamma\Gamma} = \frac{T}{0,8(T_{a\Gamma\Gamma} + T_{a1\Gamma\Gamma})}$$

где $T_{a\Gamma\Gamma}$ - расчетная несущая способность гвоздя в шве при толщине поясной доски, равной a ; $T_{a1\Gamma\Gamma}$ - то же, во втором шве при длине защемления гвоздя равной a_1 ; 0,8 - коэффициент, учитывающий отсутствие монолитности стенки, а также возможность попадания части гвоздей в щели между досками стенки.

Гвозди, скрепляющие надстыковые бруски со стенкой и поясами, рассчитываются на сдвигающие усилия в начале стыковой накладки при временной нагрузке на половине пролета. Проверка устойчивости из плоскости балки сжатых досок стенки производится в середине опорной панели. Усилие в одной доске стенки шириной b (рис. 4.5.6 а):

$$D = \frac{Tb}{\sin \beta}$$

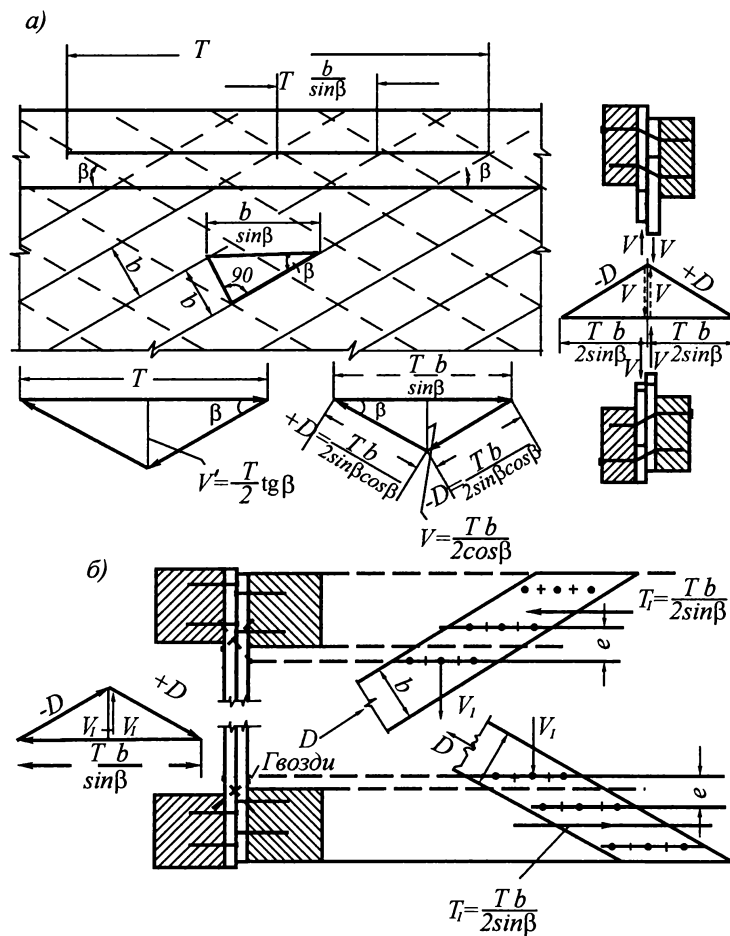


Рис. 4.5.6. К расчету двутавровой гвоздевой балки с перекрестной стенкой: а) - с поясами из досок; б) - с поясами из брусьев

Проверка устойчивости доски стенки:

$$\sigma_c = \frac{D}{b \delta \varphi} \leq R_c$$

где b и δ - соответственно ширина и толщина доски; φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый по свободной длине доски, равной расстоянию между гвоздями стенки, которое не должно быть более

$l_0 \leq 30 \cdot \delta$. В балках с брусчатыми поясами гвозди, соединяющие каждый из слоев стенки со своим поясом, рассчитываются на половину сдвигающего усилия как односрезное соединение на смятие одного слоя стенки или изгиб гвоздя, (рис. 4.5.6 б).

Гвозди, скрепляющие две полустенки друг с другом, рассчитываются на восприятие вертикальных усилий на единицу длины забоя:

$$V_1 = 0,5 \cdot T \cdot \operatorname{tg} \beta.$$

4.6.1 Дощатоклеенные балки.

Дощатоклеенные балки обладают рядом преимуществ перед другими составными балками: они работают как монолитные; их можно изготовить с поперечным сечением большой высоты; в балках длиной более 6 м отдельные доски стыкуют по длине с помощью зубчатого шипа и, следовательно, балки не будут иметь стыка, ослабляющего сечение; в дощатоклеенных балках можно рационально размещать доски различного качества по высоте. Слои из досок первого или второго сортов укладывают в наиболее напряженные зоны балки, а слои из досок второго или третьего сортов - в менее напряженные места. В дощатоклеенных балках можно также использовать маломерные пиломатериалы.

Опыт применения дощатоклеенных балок показывает, что их надежность зависит от качества склейки и тщательного соблюдения технологического процесса изготовления. Это возможно только в заводских условиях, в специальных цехах с необходимым оборудованием при качественной сушке пиломатериалов. Работы по изготовлению балок следует выполнять специально обученным персоналом.

Для пролетов 6-24 м в качестве основных несущих конструкций применяют балки, склеиваемые из досок плашмя (рис. 4.6.1). Высоту балок принимают в пределах $1/8-1/12l$. Ширину балок целесообразно, как правило, брать минимальной и определенной из условия опирания панелей покрытия и обеспечения монтажной жесткости. Уклон верхней грани двускатных балок

принимают в пределах 2,5-10 %. Дощатоклеенные балки, особенно с большим отношением высоты к ширине поперечного сечения, подлежат проверке на устойчивость плоской формы деформирования. В основном следует применять балки прямоугольного поперечного сечения, как более технологичные при изготовлении. Дощатоклеенные балки рассчитывают как балки цельного сечения.

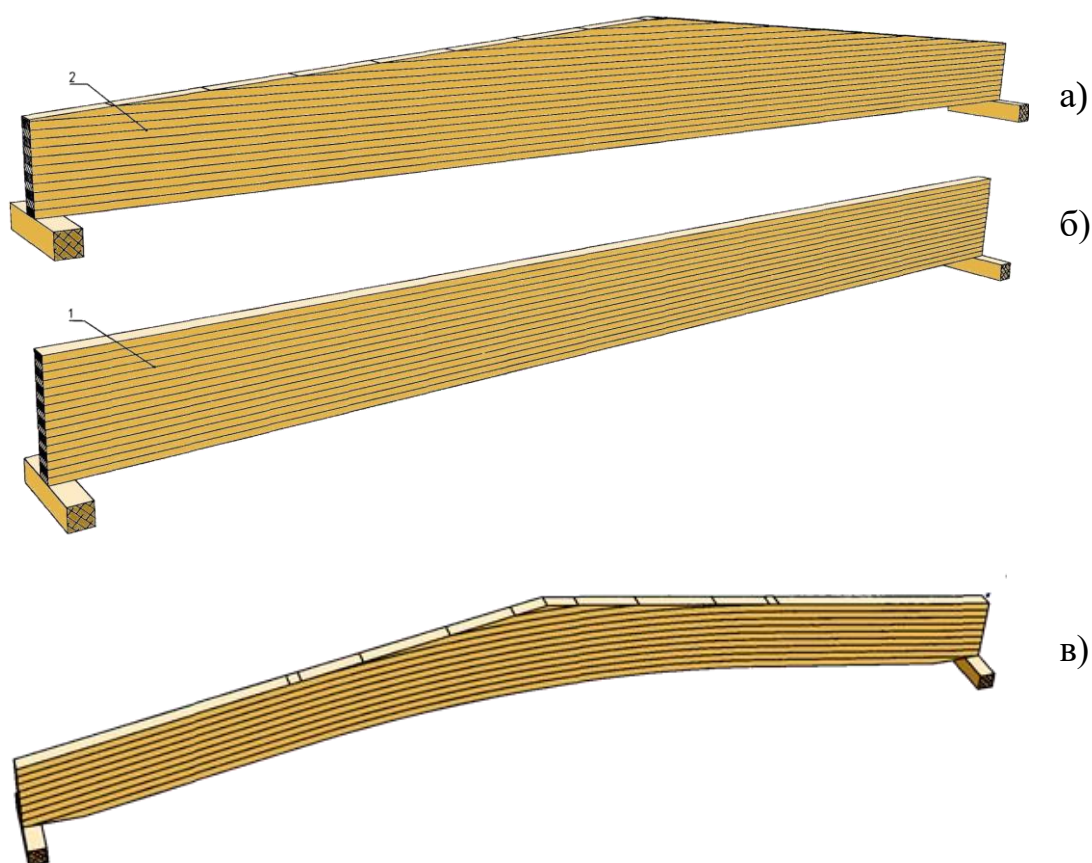


Рис. 4.6.1. Дощатоклеенные балки из пакета досок: а) - балка постоянной высоты; б) - двускатная балка; в) - гнутоклеенная балка

Влияние на несущую способность балок размеров, формы поперечного сечения и толщины слоев учитывают коэффициентами условия работы. Нормальные напряжения определяют по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{nt}} \leq R_u.$$

Здесь R_u определяется с учетом коэффициентов условия работы m_b и m_{cl} . Коэффициент условия работы m_b учитывает влияние размеров поперечного сечения, коэффициент m_{cl} толщину слоев в клееном блоке. Значения коэффициентов представлены в разделе 2 и в СП 64.13330.2017.

В двускатных балках при равномерно распределенной нагрузке сечение с максимальным нормальным напряжением не совпадает с положением максимального момента. Это сечение находится из общего выражения для нормальных напряжений. Указанное сечение отстоит от опоры на расстоянии X :

$$X = \frac{l h_{on}}{2 h_{cp}}$$

Для балок прямоугольного сечения из пакета досок необходимо производить расчет на устойчивость плоской формы деформирования по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M}{\varphi_m W_{br}} \leq R_u$$

где M - максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ; W_{br} - максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p ; φ_m - коэффициент устойчивости плоской формы деформирования.

Коэффициент φ_m для балок, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси, определяют по формуле:

$$\varphi_m = \frac{140 b^2}{l_p h} k_\phi$$

где l_p - расстояние между опорными сечениями балки, а при закреплении сжатой кромки балки в промежуточных точках от смещения из плоскости (прогонами, ребрами панелей) расстояние между этими точками; b - ширина поперечного сечения; h - максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ; k_ϕ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p .

Устойчивость плоской формы деформирования балок двутаврового сечения следует рассчитывать в тех случаях, когда:

$$l_p > 7b,$$

где b - ширина сжатого пояса поперечного сечения.

Расчет следует производить по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M}{\varphi W_{\text{бр}}} \leq R_c$$

где φ - коэффициент продольного изгиба из плоскости изгиба сжатого пояса;
 R_c - расчетное сопротивление сжатию.

Для гнутоклееных балок (рис. 4.6.1 в) при изгибающем моменте M , уменьшающем их кривизну, следует проверять радиальные растягивающие напряжения σ_{ri} по формуле:

$$\sigma_{ri} = \frac{(\sigma_0 + \sigma_i)h_i}{2 r_i} \leq R_{p90}$$

где $(\sigma_0$ - нормальное напряжение в крайнем волокне растянутой зоны; σ_i - нормальное напряжение в промежуточном волокне сечения, для которого определяются радиальные растягивающие напряжения; h_i - расстояние между крайним и рассматриваемым волокном; r_i - радиус кривизны линии, проходящей через центр тяжести эпюры нормальных растягивающих напряжений, заключенной между крайним и рассматриваемым волокном; R_{p90} - расчетное сопротивление древесины растяжению поперек волокон.

Скалывающие напряжения проверяют в сечении с максимальной поперечной силой Q проверяют по обычной формуле:

$$\tau = \frac{Q S}{I b} \leq R_{ск}$$

где Q - расчетная поперечная сила; S - статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; I - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; b - ширина балки, а при двутавровом сечении - ширина стенки; $b=b_{ст}$; $R_{ск}$ - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе для клееных элементов.

Если нагрузка приложена к нижнему поясу балок таврового или двутаврового сечения, обязательно делают проверку на отрыв нижней полки по эмпирической формуле:

$$N \leq 4 \cdot b_{\text{ст}} \cdot C$$

где $b_{\text{ст}}$ - толщина стенки; C - ширина опирания нагрузки.

Кроме расчета на прочность балки должны быть проверены на прогиб от нормативной нагрузки по условию $f \leq f_u$. Полный прогиб балок f может быть получен из статического расчета.

При равномерно распределенной нагрузке прогиб определяется формулой:

$$f = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^4}{384EI}$$

Прогиб двускатных балок определяют с учетом переменного по длине момента инерции балок. Наибольший прогиб шарнирно опертых и консольных балок постоянного и переменного сечений с учетом влияния касательных напряжений практически вычисляют по формуле:

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

где f_0 - прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; h - наибольшая высота сечения; l - пролет балки; k - коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый 1 для балок постоянного сечения; c - коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы. Значения коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок приведены в СП 64.13330.2017. Предельный прогиб f_u , согласно положениям СП 64.13330.2017, принимается по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*».

4.7.1 Балки, армированные стальными стержнями.

Армированные балки представляют собой клееные балки, у которых в крайние, наиболее напряженные зоны вклеены стержни стальной или стеклопластиковой арматуры. Такие балки имеют существенно большую несущую способность и жесткость, чем неармированные такого же сечения, их целесообразно применять в покрытиях, где требуются

балки минимальной строительной высоты или с целью экономии досок 1-го сорта в растянутой зоне конструкций. Однако эти балки более трудоемки в изготовлении, чем неармированные и требуют большего расхода стали. Арматуру в балках можно ставить в сжатой и растянутой зонах (симметричное армирование) или только в растянутой зоне (несимметричное армирование) (рис. 4.7.1).

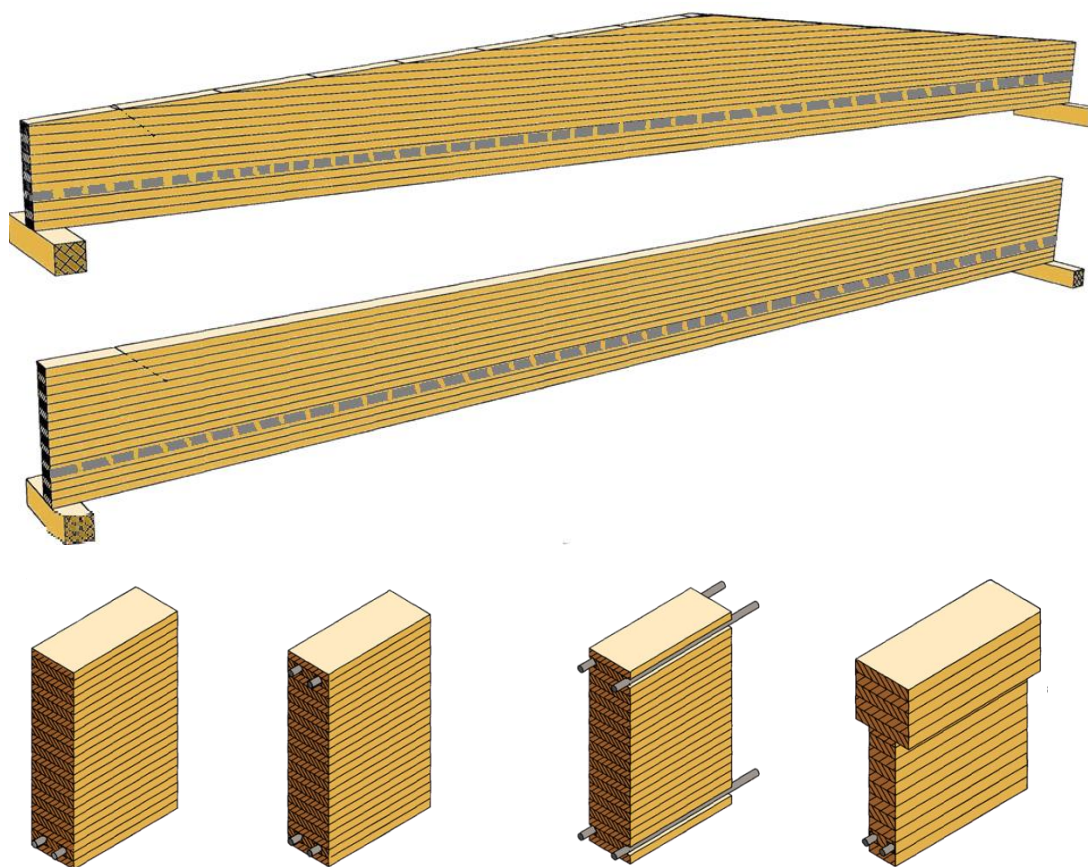


Рис. 4.7.1. Балки, армированные стальными стержнями: а - одиночное армирование; б - двойное армирование

Армирование выполняют по всей длине балки или на части длины. В качестве продольной арматуры применяют сталь класса А300 и А400, а также стержневой стеклопластик АГ-4С. Пазы для арматуры фрезеруют в досках, которые при сборке укладывают в крайние зоны. Пазы делают овальными, либо прямоугольными, размерами не превышающими диаметр арматуры более чем на 1-1,5 мм. Крайние доски приклеиваются после вклеивания арматуры.

Хорошая адгезия заливочных компаундов на основе эпоксидных вяжущих не только к древесине, но также к стали позволяет при ограниченном габарите балок по высоте увеличить их несущую способность, армируя их стальными стержнями. Компаунд обеспечивает надежную совместную работу арматуры и дерева, если давление при запрессовке во время изготовления балок будет 0,2-0,3 МПа. Склеиваемые поверхности древесины и стали должны быть без масляных пятен и пыли.

По исследованиям, проведенным канд. техн. наук В. Ю. Щуко, предпочтительно в качестве арматуры использовать круглые стальные стержни периодического профиля с пределом текучести не менее 400 МПа.

Пазы в древесине для укладки арматуры выбирают фрезерным станком. Они могут быть полукруглыми или квадратными, размером, не превышающим диаметра арматуры более чем на 1-1,5 мм. Процент армирования конструкций не должен превышать 2-3%, для стеклопластика до 4%.

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} 100 \leq 3 - 4\%$$

Расчетное сопротивление стальной арматуры принимают по нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций. Рассчитывают армированные деревянные конструкции по приведенным геометрическим характеристикам, а их поперечное сечение рассматривают как цельное.

Приведенный к древесине момент инерции армированных балок прямоугольного сечения определяют при двойном симметричном армировании по формуле:

$$I_{\text{пр}} = I_{\text{др}} + F_a n_a \left(\frac{h_0}{2} \right)^2$$

где $I_{\text{др}} = bh^2/12$; n_a - коэффициент приведения стальной арматуры к древесине:

$$n_a = \frac{E_a}{E_{\text{др}}} - 1 = 20$$

При одинарном армировании определяют $F_{пр}$, центр тяжести приведенного сечения и далее момент инерции по формуле:

$$I_{пр} = I_{др} + F_{др} \left(h_{сж} - \frac{h_p}{2} \right)^2 + F_a n_a (h_p - a)^2$$

Приведенные к древесине моменты сопротивления соответственно будут равны:

при двойном симметричном армировании:

$$W_{пр} = \frac{2I_{пр}}{h}$$

при одинарном армировании:

$$W_{пр} = \frac{I_{пр}}{h_{сж}}$$

где $h_{сж}$ - расстояние от оси балки до наиболее удаленного сжатого волокна древесины.

Нормальные напряжения:

$$\sigma = \frac{M}{W_I} \leq R_n$$

Касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q S_{пр}}{I_{пр} b} \leq R_{ск}$$

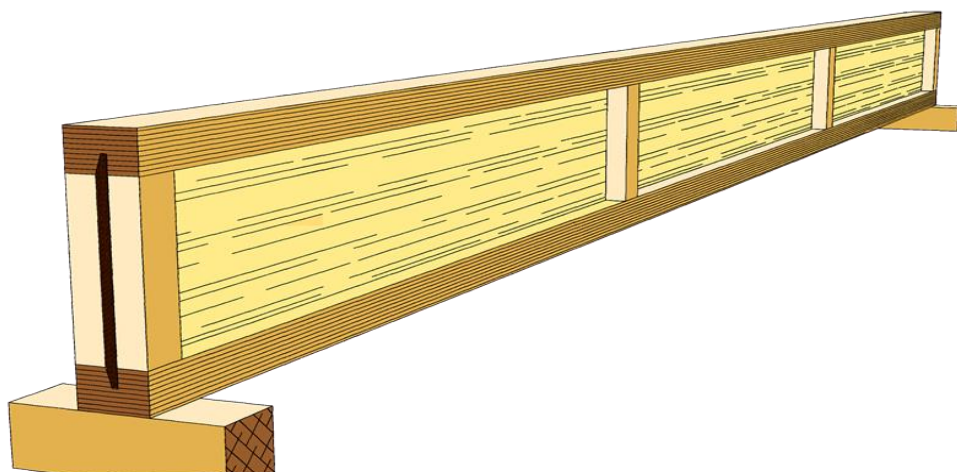
где $S_{пр}$ - приведенный статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси приведенного сечения; b - ширина сечения; $R_{ск}$ - расчетное сопротивление скалыванию для клееных элементов.

Прогиб вычисляют как для клеешпоной балки с введением жесткости $E_{др}I_{пр}$.

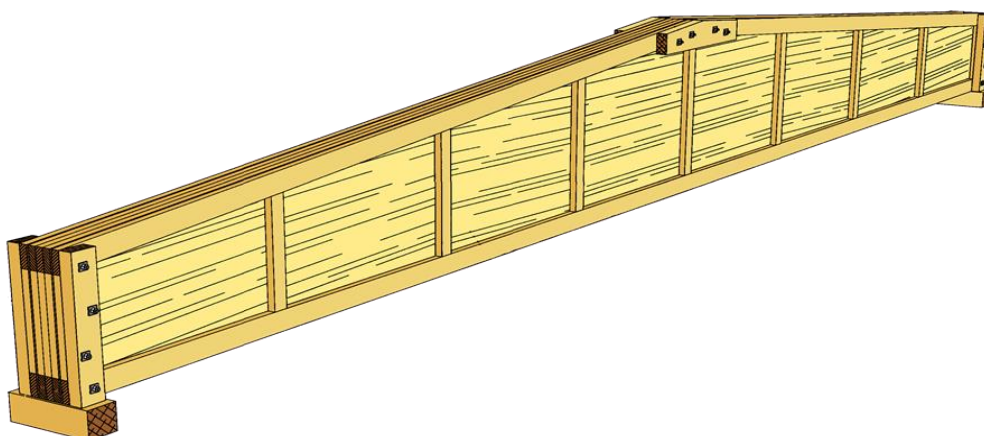
4.8.1 Клеефанерные балки.

Клеефанерные балки состоят из фанерных стенок и дощатых поясов. Клеефанерные балки могут быть постоянной высоты, двускатными, а также с криволинейным верхним поясом на рисунке 4.8.1. Поперечное

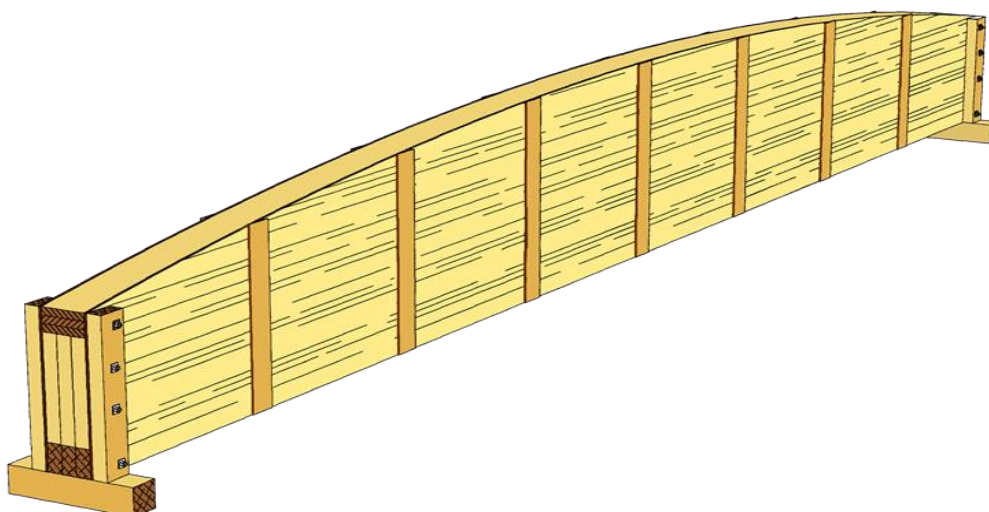
сечение клеефанерной балки может быть двутавровым и коробчатым. Так как пояса удалены от нейтральной оси, то материал в таких балках используется более эффективно. Фанерная стенка помимо работы на сдвигающие усилия может воспринимать и нормальные напряжения. Для лучшего использования несущей способности фанерной стенки целесообразно располагать фанеру так, чтобы волокна её наружных шпонов были направлены вдоль оси балки. При продольном расположении волокон наружных шпонов модуль упругости фанеры примерно на 30% больше, чем при поперечном их расположении. Кроме того стенки работают на изгиб в направлении наибольшей прочности и жесткости их сечений и позволяют стыковать фанеру «на ус». При поперечном расположении волокон этих шпонов соединение фанерных стенок по длине более трудоёмко и выполняется впритык с помощью стыковых накладок, что менее надёжно; к тому же накладки перекрывают стык стенки только в чистоте между поясами и, таким образом, уменьшается момент инерции сечения в стенке. Пояса клеефанерных балок по плоскостям склеивания с фанерными стенками должны иметь прорези, для того, чтобы ширина клеевых швов не превышала 10 см для предотвращения перенапряжения швов в результате различных деформаций древесины поперёк волокон и фанеры при колебаниях влажности. Доски поясов по длине соединяются зубчатым шипом. В месте перелома двускатных балок, в коньке, верхний пояс соединяется угловым зубчатым шипом. Балки с криволинейным верхним поясом не имеют стыка в коньке и поэтому могут быть выполнены полностью безметальными, что даёт возможность применять их в помещениях с агрессивной средой.



а)



б)



в)

Рис. 4.8.1. Клеефанерные балки с плоской стенкой и ребрами жесткости

Радиус кривизны верхнего пояса кругового очертания определяют по уравнению окружности:

$$R = \frac{l^2 + 4(h_{cp} - h_k)^2}{8(h_{cp} - h_k)}$$

где R - радиус кривизны верхнего пояса; h_{cp} - высота балки в середине пролёта; h_k - высота балки на её конце. Клеефанерные балки рекомендуется использовать для пролётов до 18 м. Их высоту обычно назначают в пределах $1/8-1/12$ пролёта. Толщину стенки принимают не менее 8 мм. Верхние сжатые пояса и ребра жёсткости клеефанерных балок выполняют из досок 2-го сорта, нижние растянутые пояса - из досок 1-го сорта.

Специфическая особенность клеефанерных балок - наличие в них тонкой фанерной стенки, которая требует специальных мер для её закрепления от потери устойчивости. Придание жесткости фанерной стенке можно достигнуть двумя способами:

а) постановкой дощатых рёбер жесткости, которые ставятся на расстоянии $(1/8-1/10)$ пролёта и рекомендуется их совмещать со стыками стенок и опорами прогонов;

б) устройством волнистой стенки.

Для придания волнистости стенке на копировальном станке в досках пояса выбирают криволинейные пазы клиновидного сечения, в которые на клею вставляют фанерную стенку. Глубина паза составляет не менее $2,5 \delta_{\phi}$. Волокна наружных слоёв фанеры в балках с волнистой стенкой, (рис.4.8.2), располагают вдоль стенки, стыкуют листы фанеры на «ус». Благодаря волнистой форме стенка лучше сопротивляется потере устойчивости, чем плоская, и не требует укрепления её рёбрами жесткости. Пояса балок с волнистой стенкой выполняют из бруса или клеёного пакета из досок, уложенных плашмя. Высоту пояса балки принимают в пределах $h_n = (1/6-1/8)h$.

Высоту волны назначают из условия $h_v \geq 1/3 b_n$ при соблюдении отношения $h_v/b_v = 1/10-1/20$.

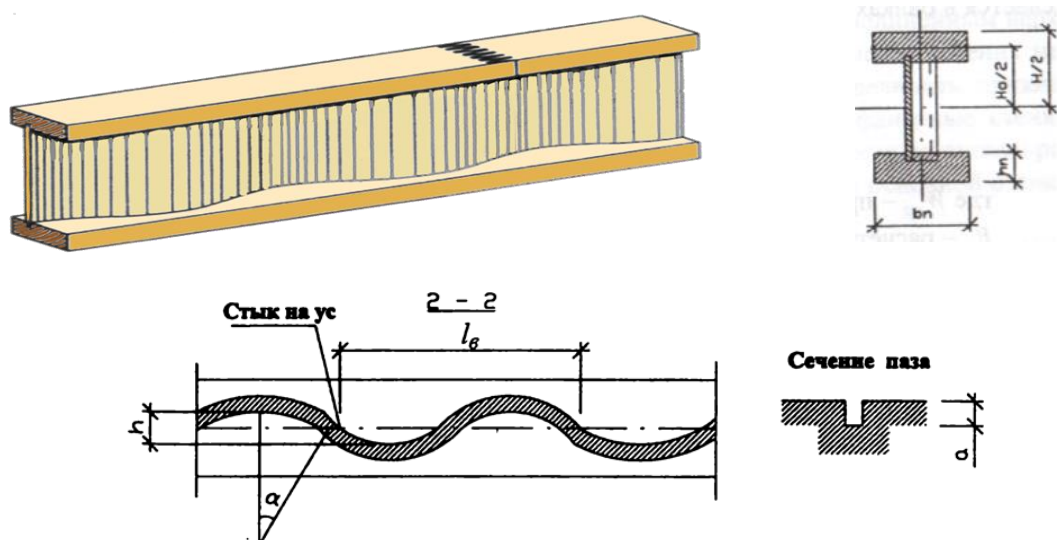


Рис. 4.8.2. Клеефанерная балка с волнистой стенкой

Клеефанерные балки рассчитывают с учётом различных модулей упругости древесины поясов и фанерной стенки по приведенным геометрическим характеристикам. Приведение выполняют к материалу, в котором находят напряжения. При определении напряжений в поясах приведённые характеристики сечения вычисляют по следующим формулам:

$$F_{\text{пр.ф}} = F_{\text{ф}} + F_{\text{д}} \left(\frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} \right)$$

$$I_{\text{пр.ф}} = I_{\text{ф}} + I_{\text{д}} \left(\frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} \right)$$

$$S_{\text{пр.ф}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{д}} \left(\frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} \right)$$

где $F_{\text{д}}$, $I_{\text{д}}$, $S_{\text{д}}$ - соответственно площадь, момент инерции и статический момент деревянных поясов; $F_{\text{ф}}$, $I_{\text{ф}}$, $S_{\text{ф}}$ - соответственно площадь, момент инерции и статический момент фанерной стенки; $E_{\text{ф}}$, $E_{\text{д}}$ - соответственно модуль упругости фанеры и древесины поясов.

Расчёт балок с плоской фанерной стенкой.

Расчёт клеёфанерной балки производят с учётом работы фанерной стенки на нормальные напряжения. Учитывая, что основная доля нормальных напряжений воспринимается поясами, при определении напряжений надо сравнивать их с расчетным сопротивлением древесины растяжению и сжатию, а не изгибу, как это делается в балках.

Расчет на прочность по нормальным напряжениям следует выполнять по формуле:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np}} \leq R_p$$
$$\sigma_c = \frac{M}{W_{пр}} \leq \varphi R_{и}$$

где M - расчетный изгибающий момент; $R_{и}$ - расчетное сопротивление изгибу; $W_{пр}$ - приведенный момент сопротивления поперечного сечения элемента; φ - коэффициент продольного изгиба для пояса из плоскости изгиба.

В двускатных клеефанерных балках, аналогично клеёным из досок, эпюра нормальных напряжений не повторяет эпюру моментов. Соответственно и сечение с максимальным напряжением находится на расстоянии от середины пролета. В клеефанерных балках с криволинейным верхним поясом целесообразно проверять напряжения в ряде сечений по длине балки.

Проверка стенки на срез по нейтральной оси производится по формуле:

$$\frac{QS'_{пр}}{I_{пр}b_{рас}} \leq R_{ф.ср}$$

где Q - расчетная поперечная сила; $S'_{пр}$ - статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси; $R_{ф.ср}$ - расчетное сопротивление фанеры срезу; $b_{рас}$ - расчетная ширина сечения, которую следует принимать равной:

$$b_{расч} = \sum \delta_{ст}$$

где $\delta_{ст}$ - суммарная толщина стенок.

Проверка скалывания по швам между поясами и стенкой производится по формуле:

$$\frac{QS'_{пр}}{I_{пр}b_{рас}} \leq R_{ф.ск}$$

где расчетную ширину сечения принимают равной $b_{рас}=nh_{п}$.

где n - число вертикальных швов; $h_{п}$ - высота поясов.

Прочность стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений в изгибаемых элементах двутаврового и коробчатого сечений следует проверять по формуле:

$$\frac{\sigma_{ст}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ст}}{2}\right)^2 + \tau_{ст}^2} \leq R_{ф.р.\alpha}$$

где $\sigma_{ст}$ - нормальное напряжение в стенке от изгиба на уровне внутренней кромки поясов; $\tau_{ст}$ - касательные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки поясов; $R_{ф.р.\alpha}$ - расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α , определяемое по графику (рис. 4.8.3); α угол, определяемый из зависимости:

$$tg 2\alpha = \frac{2\tau_{ст}}{\sigma_{ст}}$$

Устойчивость стенки с продольным по отношению к оси элемента расположением волокон наружных слоев следует проверять на действие касательных и нормальных напряжений при условии:

$$\frac{h_{ст}}{\delta} > 50$$

где $h_{ст}$ - высота стенки между внутренними гранями полок; δ - толщина стенки.

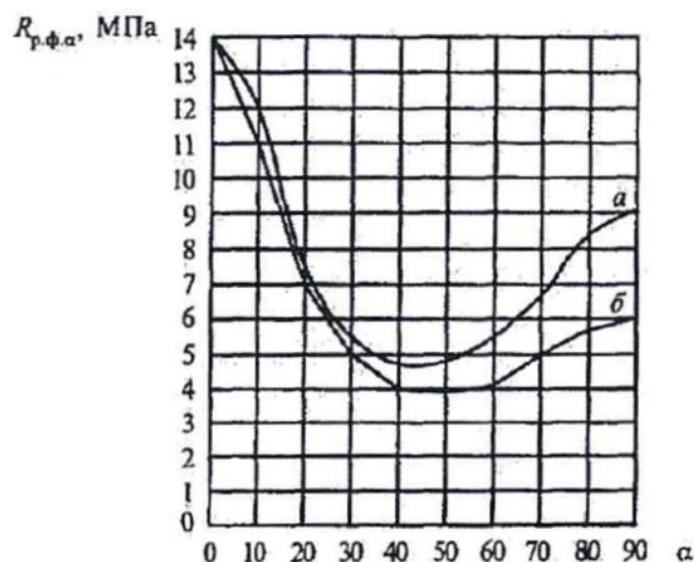


Рис. 4.8.3. Графики для определения расчетных сопротивлений при растяжении под углом к волокнам наружных слоев березовой фанеры марки ФСФ

Расчет следует производить по формуле:

$$\frac{\sigma_{ст}}{k_{и} \left(\frac{100\delta}{h_{ст}} \right)^2} + \frac{\tau_{ст}}{k_t \left(\frac{100\delta}{h_{рас}} \right)^2} \leq 1,$$

где $k_{и}$ k_t - коэффициенты, определяемые по графикам (рис. 4.8.4 и 4.8.5); $h_{рас}$ - расчетная высота стенки, которую следует принимать равной $h_{ст}$ при расстоянии между ребрами $a \leq h_{ст}$ и равной a при $a > h_{ст}$.

При поперечном по отношению к оси элемента расположении наружных волокон фанерной стенки проверку устойчивости следует производить на действие только касательных напряжений в тех случаях, когда $\frac{h_{ст}}{\delta} > 80$

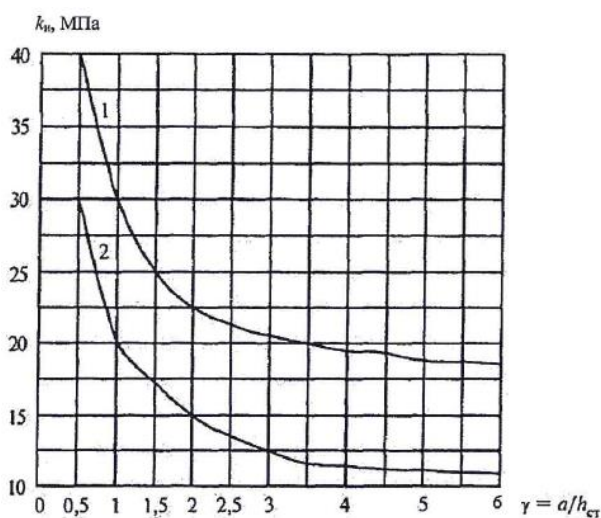


Рис. 4.8.4. Графики для определения коэффициента $k_{и}$ при расположении волокон в наружных

слоях фанеры вдоль пролета: 1 - для бакелизированной фанеры марок ФБС и ФБСВ толщиной 7 мм и более; 2 - для березовой фанеры марки ФБС толщиной 8 мм и более. В выражении $\gamma = a/h_{\text{ст}}$ a - расстояние между ребрами жесткости балки; $h_{\text{ст}}$ - высота стенки между внутренними гранями полок

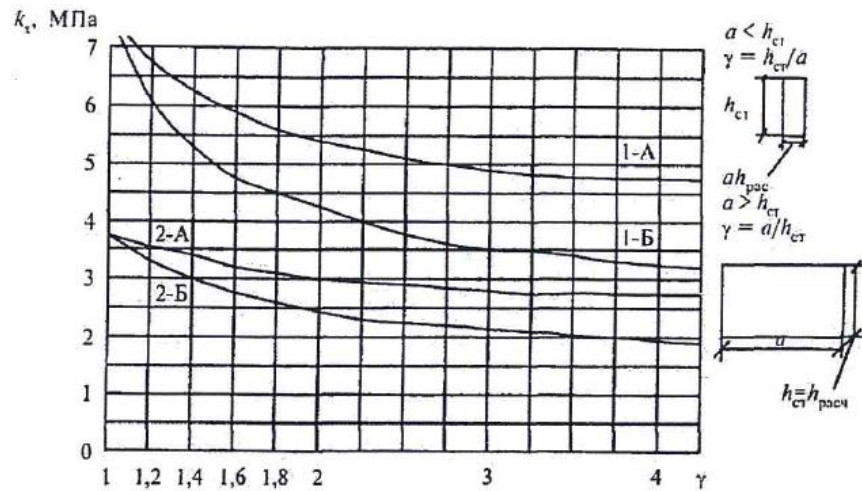


Рис. 4.8.5. Графики для определения k_{τ} 1-А – для бакелизированной фанеры марок ФБС и ФБСВ толщиной 7 мм и более при направлении волокон наружных слоев параллельно малой стороне панели; 1-Б – для бакелизированной фанеры марок ФБС и ФБСВ толщиной 7 мм и более при направлении волокон наружных слоев перпендикулярно малой стороне панели; 2-А, 2-Б – то же, для березовой фанеры марки ФБС толщиной 8 мм и более

Если устойчивость стенки не обеспечена, надо уменьшить расстояние между ребрами.

Проверка балок по 2-му предельному состоянию:

$$f \leq f_u,$$

где f - прогиб клефанерной балки находят с учётом влияния сдвигающих усилий по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

где f_0 - прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; k - коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для балок постоянного сечения; c - коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы; h - наибольшая высота сечения; l - пролет балки.

Прогиб клееных элементов из фанеры с древесиной следует определять, принимая жесткость сечения равной $0,7E I_{\text{пр}}$.

Предельное значение прогиба f_u приведено в СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*».