

4.9.1 Дощатоклеенные колонны.

Дощатоклеенные колонны для зданий с напольным транспортом и подвесными кранами проектируют, как правило, постоянного по высоте сечения. Для зданий с мостовыми кранами характерно применение колонн с уступом для укладки подкрановых балок (рис. 4.9.1).

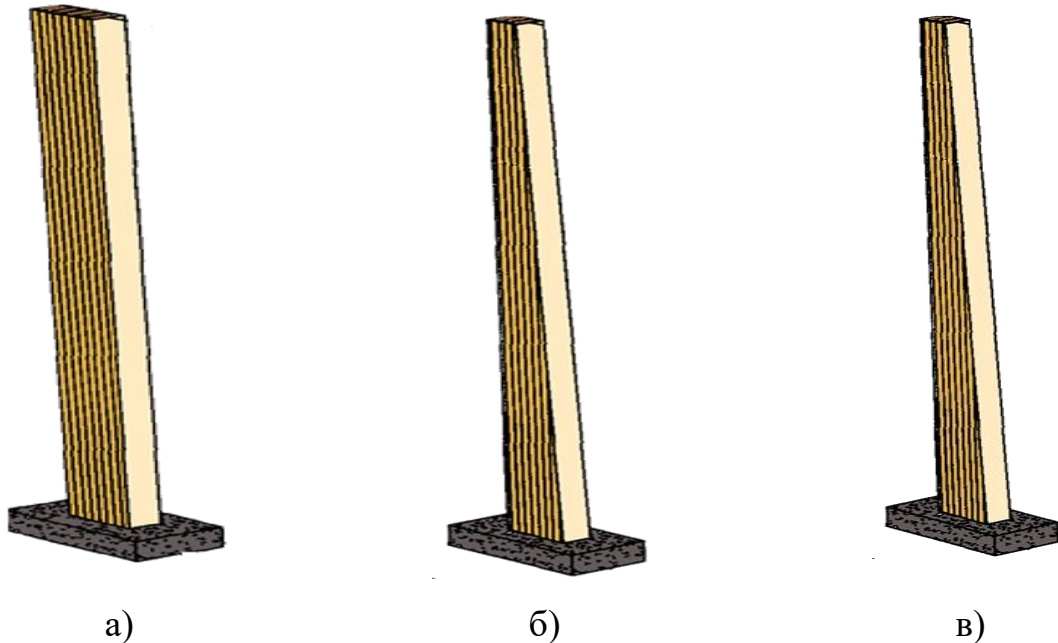


Рис. 4.9.1. Варианты дощатоклеенных колонн

а) - постоянного по высоте сечения; б) - переменного по высоте сечения; в) - с уступом для укладки подкрановых балок

Колонны рассчитывают: на вертикальные постоянные нагрузки от веса покрытия, стенового ограждения и собственного веса; на вертикальные временные снеговые нагрузки, нагрузки от кранов и различных коммуникаций, размещаемых в плоскости покрытия; на горизонтальные временные ветровые нагрузки и нагрузки, возникающие при торможении мостовых и подвесных кранов.

Поперечная рама, состоящая из двух колонн, заземленных в фундаментах и шарнирно связанных с ригелем (балкой, фермой, аркой), представляет собой однажды статически неопределимую систему (рис. 4.9.2).

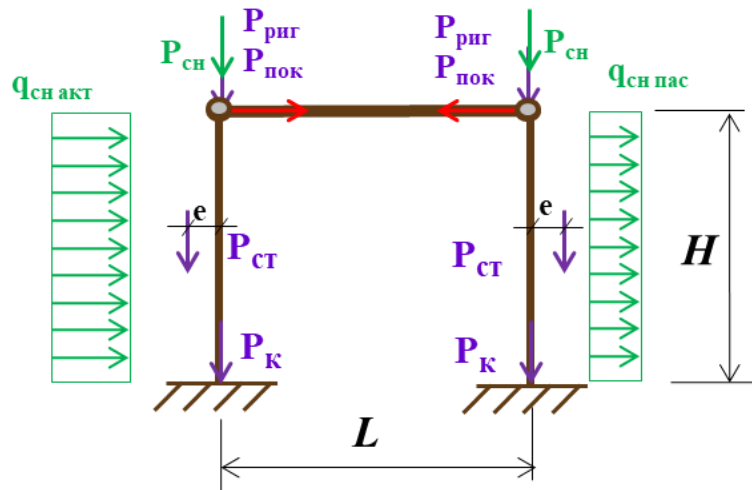


Рис. 4.9.2. Расчетная схема двухшарнирной поперечной рамы однопролетного здания

Продольное усилие в ригеле такой рамы:

$$X = X_w + X_q$$

где $X_w = 0,5 (W_1 - W_2)$.

От равномерно распределенной ветровой нагрузки на колонны:

$$X_q = \frac{3}{16} H (q_{\text{вет}}^{\text{акт}} - q_{\text{вет}}^{\text{пас}})$$

где $M_{\text{ст}} = P_{\text{ст}} e$; $e = h_{\text{ст}}/2 + h_{\text{к}}/2$ - расстояние между серединой стенового ограждения и осью колонны.

После определения усилия в ригеле определяют изгибающие моменты и поперечные силы. Высоту сечения колонны h_N принимают в пределах $1/8 - 1/15H$; ширину $b \geq h_{\text{к}}/5$. Принятое с учетом сортамента пиломатериалов и условий опирания ригеля на колонну сечение колонн проверяют на расчетное сочетание нагрузок; в плоскости рамы - как сжато-изгибаемый элемент; из плоскости рамы - как центрально сжатый элемент.

Предельная гибкость для колонн 120. При определении гибкости расчетную длину колонны в плоскости рамы принимают $l_0 = 2,2H$. При вычислении гибкости колонны из плоскости рамы расчетную длину принимают равной расстоянию между узлами вертикальных связей, поставленных по колоннам в плоскости продольных стен.

Стойки опертые как жестко защемленные, нагруженные вертикальной сжимающей и горизонтальной изгибающей нагрузками, рассчитывают в

направлении действия изгибающей нагрузки на сжатие с изгибом по формуле на прочность:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_{\text{Д}}}{W} \leq R_c$$

и на устойчивость плоской формы деформирования:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F R_c} + \left(\frac{M_{\text{Д}}}{\varphi_{\text{м}} W R_{\text{и}}} \right)^n \leq 1$$

Наиболее ответственным в колоннах является жесткий узел, который обеспечивает восприятие изгибающего момента. Колонны в фундаментах заземляют одним из способов, показанных на рисунке 4.9.3.

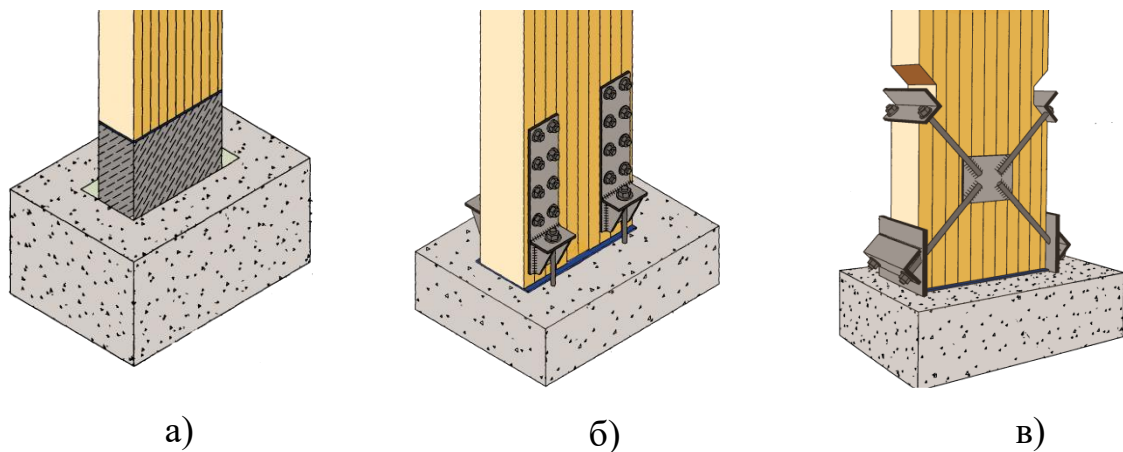


Рис. 4.9.3. Варианты решения узла заземления колонн в фундаментах а) - с использованием железобетонного элемента, прикрепляемого к колонне на клеенных стержнях; б) - с применением стальных траверс, прикрепляемых к колонне болтами; в) - с использованием перекрестных тяжей

Для узла, показанного на рисунке 4.9.3 б, усилия в анкерах N_a и анкерных болтах $N_{a.б.}$ находят исходя из расчетной схемы, показанной на рисунке 4.9.4.

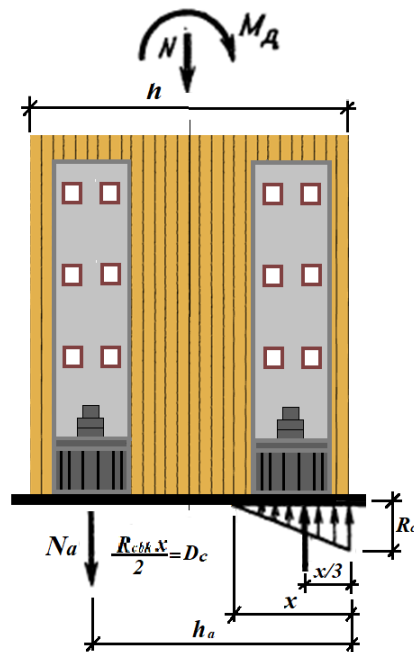


Рис. 4.9.4. Схема к расчету узла заземления колонны в фундаменте

При определении усилия N_a снеговую и другие временные вертикальные нагрузки, не вызывающие изгибающего момента, не учитывают, момент берут максимальным.

Из двух условий равновесия:

$$N + N_a - D_c = 0;$$

$$M_d - N_a h_a + D_c (x/3) = 0.$$

Вычисляем значения N_a , подставляя соответствующее значение D_c (рис. 4.9.4). Усилие в анкерном болте:

$$N_{аб} = \frac{N_{аб}}{2} 0,85$$

где 0,85 - коэффициент, учитывающий возможную неравномерность усилий в анкерных болтах.

Необходимую площадь анкерного болта определяем по формуле:

$$F_{аб \text{ нетто}} = \frac{N_{аб}}{R_{аб}}$$

где $F_{аб \text{ нетто}}$ - площадь анкерного болта нетто (по сечению, ослабленному резьбой); $R_{аб}$ - расчетное сопротивление стали анкерных болтов.

Необходима также проверка фундамента на смятие под деревянной клееной колонной, прочности траверсы и крепления ее к колонне.

4.10.1 Распорные конструкции.

К распорным конструкциям относят: треугольные системы, арки, дощатоклеенные рамы. Треугольные системы, арки могут быть пологими и крутыми. В конструкциях распор может восприниматься затяжкой (при пролете не более 24 м) или опорами. Пролет треугольных систем зависит от материала для несущих деревянных элементов: при использовании цельной древесины, когда несущие деревянные элементы имеют составное сечение из двух-трех слоев с соединениями на податливых связях, $L=12$ м; при использовании клееной древесины пролет может составить от 18 м до 24 м. Пролет арочных конструкций и дощатоклеенных рам ограничен условиями перевозки: для трехшарнирных пологих арок $L=36$ м, для стрельчатых арок - 45 м. Для двухшарнирных арок и рам $L=24$ м. Без ограничений на перевозку пролет арочных конструкций может быть увеличен до 100 м и более, что возможно при устройстве жестких, равнопрочных с массивом клееной древесины стыков для укрупнительной сборки полуарок или отдельных элементов непосредственно на стройплощадке.

Рекомендуемые размеры поперечного сечения для треугольных систем и арок: $h \geq l/20 - 1/30 L$ при ширине $b \geq 120$ мм при покрытии из клефанерных плит, $b \geq 80$ мм - при покрытии по прогонам. По каталогам типовых конструкций ширина дощатоклеенных арок и треугольных систем с прямоугольной формой поперечного сечения составляет 135- 40 мм.

В рамах дощатоклеенные элементы ригеля и стойки имеют переменное сечение, которое достигает наибольших размеров в зоне карнизного узла. Для гнутоклеенных рам высота поперечного сечения в зоне карнизного узла $h \geq l/20 - 1/30 L$, в коньковом узле $h_k \geq 0,3h$. Толщина досок, применяемых для изготовления гнутоклеенных рам, не должна превышать 19-24 мм. Для дощатоклеенных рам из прямолинейных элементов высота поперечного сечения в биссектрисном сечении карнизного узла $h_6 \geq 1/12 - 1/25 L$, в опорном и коньковом узлах $0,4h_6$ и $0,3h_6$ соответственно. По каталогам типовых

конструкций ширина дощатоклееных рам из прямолинейных элементов составляет 135-140 мм.

Статический расчет трехшарнирных распорных конструкций ведут на постоянные (собственный вес несущих конструкций и покрытия) и временные (снеговая и ветровая) нагрузки, схемы приложения и сочетания которых принимают в зависимости от очертания покрытия.

Определение внутренних усилий ведется по формулам:

$$M_x = M_0 - H \cdot Y - \text{изгибающий момент};$$

$$Q_x = Q_0 \cdot \cos \alpha - H \cdot \sin \alpha - \text{поперечная сила};$$

$$N_x = Q_0 \cdot \sin \alpha - H \cdot \cos \alpha - \text{сжимающая сила};$$

где M_x , Q_x , N_x , - изгибающий момент, продольная сжимающая сила и поперечная сила в точке X распорной конструкции; M_0 , Q_0 , N_0 , - изгибающий момент, продольная сжимающая сила и поперечная сила в точке X конструкции, работающей при тех же условиях по балочной схеме; Y - координата расчетной точки конструкции в точке X; α - угол между осью X и касательной к расчетной точке конструкции.

4.11.1 Распорная система треугольного очертания.

Распорную систему треугольного очертания (рис.4.11.1) проектируют с применением прямолинейных дощатоклееных элементов, со стальной затяжкой или с опиранием непосредственно на фундаменты.

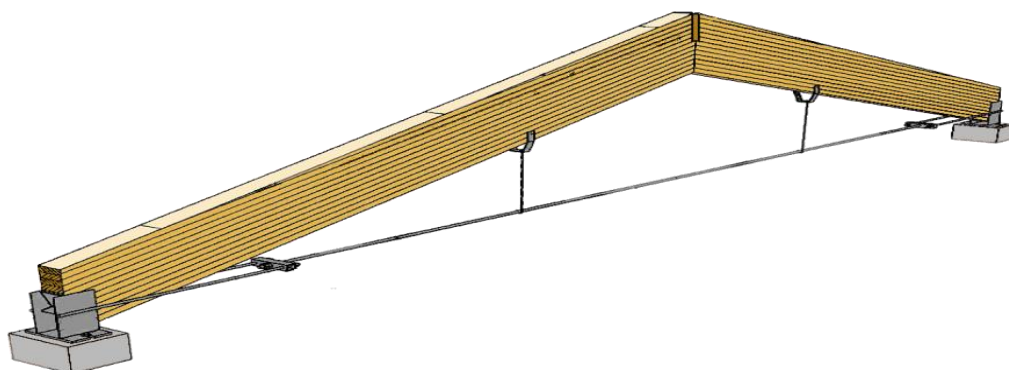


Рис. 4.11.1. Распорная система треугольного очертания с клееными деревянными элементами

Узлы в этой конструкции решают с эксцентриситетом (рис. 4.11.2), благодаря чему уменьшается расчетный изгибающий момент, который составит с учетом момента от продольной сжимающей силы:

$$M_{\text{расч}} = M_q - M_N = M_q - N_c \cdot e$$

где M_q - момент от поперечной нагрузки; M_N - разгружающий момент от продольной сжимающей силы N_c в деревянном элементе; e - эксцентриситет, с которым продольная сила N_c действует в деревянном элементе.

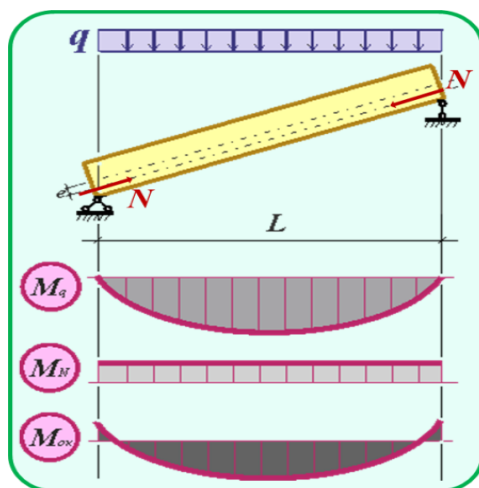


Рис. 4.11.2. Расчетная схема деревянного элемента в распорной системе треугольного очертания

При равномерно распределенной нагрузке изгибающий момент в деревянном элементе составит:

$$M_q = \frac{q l^2}{32}$$

Клееный элемент работает на сжатие с изгибом. Его проверяют на прочность и устойчивость плоской формы деформирования по обычным формулам расчета сжато-изгибаемых элементов.

Проверка прочности:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_d}{W_{\text{расч}}} \leq \frac{R_c \cdot m_b \cdot m_{\text{сл}}}{\gamma_n},$$

где N_c - продольная сжимающая сила в деревянном элементе; $F_{\text{расч}}$ - расчетная площадь поперечного сечения деревянного элемента; $W_{\text{расч}}$ - расчетный момент сопротивления поперечного сечения деревянного

элемента; M_d - момент по деформированной схеме от действия продольных и поперечных нагрузок, равный:

$$M_d = \frac{M_q}{\xi} \pm \frac{M_N}{\xi \cdot K_H},$$

$$\xi = 1 - \frac{N_0 \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_c \cdot m_b \cdot m_{cl} \cdot F_{bp}},$$

$$K_H = \alpha_H + \xi(1 - \alpha_H).$$

$N_0 = H$ - продольное усилие в ключевом шарнире, соответствует распору.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования:

$$\frac{N}{\varphi F_{bp} R_c} + \left(\frac{M_d}{\varphi_m W_{bp} R_{in}} \right)^n \leq 1$$

где $\varphi_m = 140b^2/(l_p h) k_\phi$, $\varphi_y = 3000/\lambda y^2$, $\lambda y = l_{расч}/(0,289 \cdot b)$, b - ширина поперечного сечения деревянного элемента.

Нижний пояс рассчитывается на центральное растяжение:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1$$

После подбора сечений элементов необходимо рассчитать коньковый (рис. 4.11.3) и опорный узел (рис. 4.11.4).

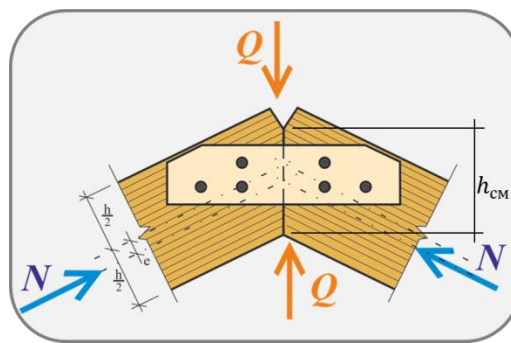


Рис. 4.11.3. Коньковый узел распорной системы треугольного очертания: e - эксцентриситет приложения сжимающей силы N_c

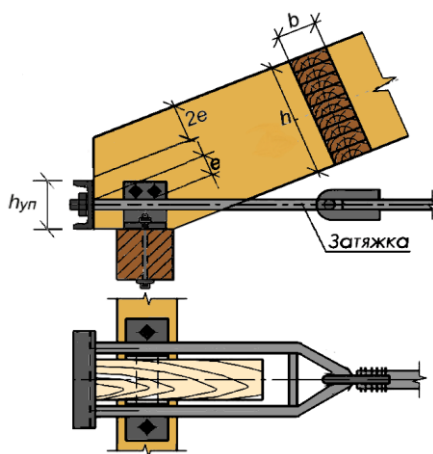


Рис. 4.11.4. Опорный узел распорной системы треугольного очертания: e - эксцентриситет приложения сжимающей силы N_c

Узлы распорной системы треугольного очертания (рис. 4.11.3, 4.11.4) решаются с внецентренным приложением сжимающей силы N . Сила N в узлах прикладывается с эксцентриситетом.

К недостаткам эксцентричного решения узлов относится концентрация скалывающих напряжений в зоне опирания, что учитывается введением коэффициента $k_{ск} > 1$:

$$\frac{Q \cdot S_{бр}}{b \cdot I_{бр}} \cdot k_{ск} \leq R_{ск}$$

Следует ограничивать значение эксцентриситета. Рекомендуется принимать $e \leq 0,15h$, где h - высота поперечного сечения деревянного клееного элемента.

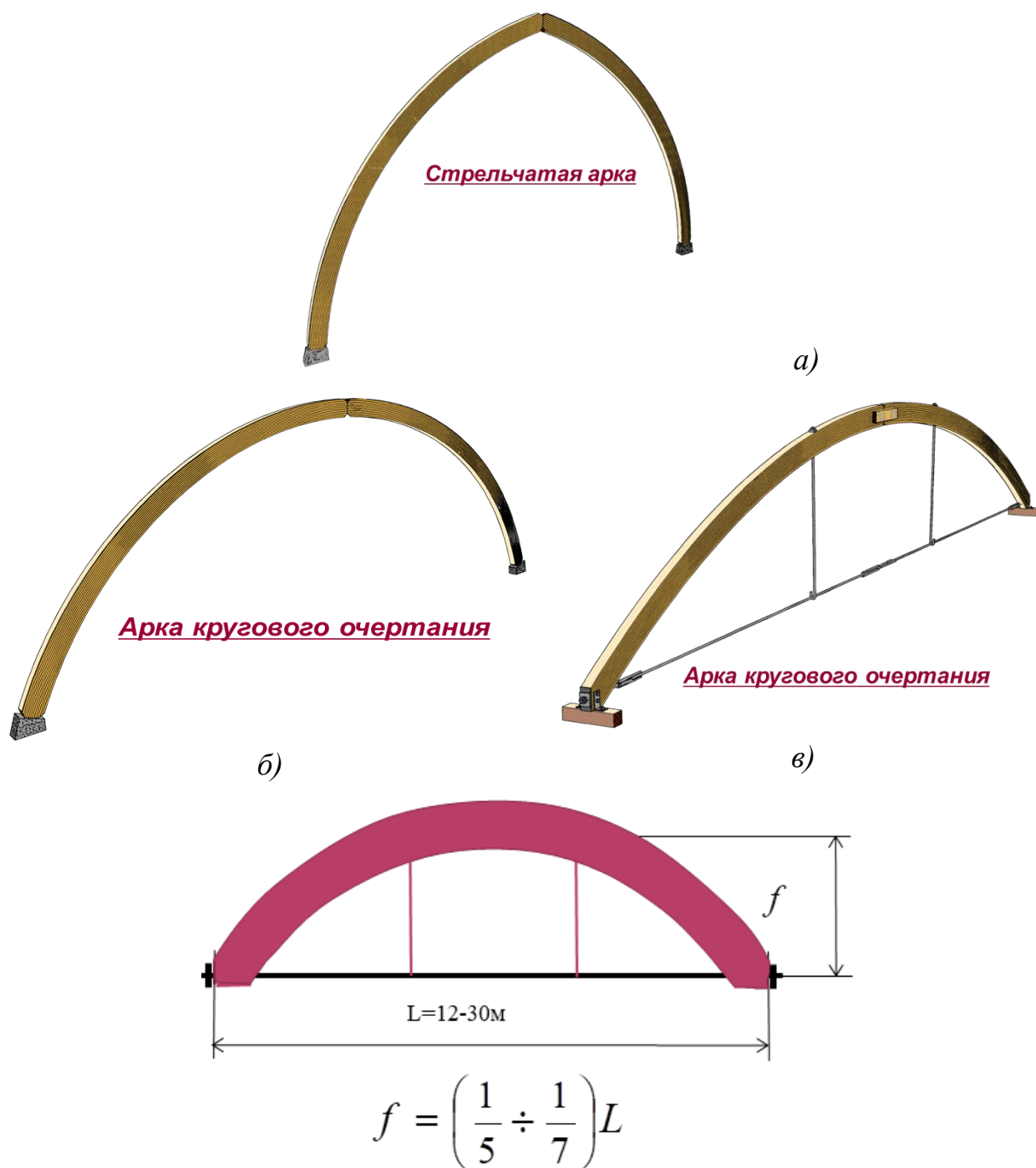
4.12.1 Дощатоклееные арки.

Дощатоклееные арки применяют кругового или стрельчатого очертания с затяжками или с непосредственным опиранием на фундаменты или контрфорсы. При наличии затяжек пролеты арок обычно не превышают 24 м, при опирании на фундаменты или контрфорсы пролеты зданий, осуществленных в нашей стране, достигали 60-100 м. За рубежом имеются отдельные примеры применения арок с пролетами более 100 м.

Арки обычно склеивают из пакета досок прямоугольного по высоте сечения, что менее трудоемко. При больших пролетах может оказаться

целесообразным применение арок переменного по высоте сечения, принятого с учетом изменения момента по длине арки.

Дощатоклеенные арки бывают двух- и трехшарнирными (рис. 4.12.1). При пролетах до 24 м и $f/l=1/8-1/6$ целесообразно применять двухшарнирные арки, как более экономичные во всех случаях, когда возможна транспортировка криволинейных элементов арок.



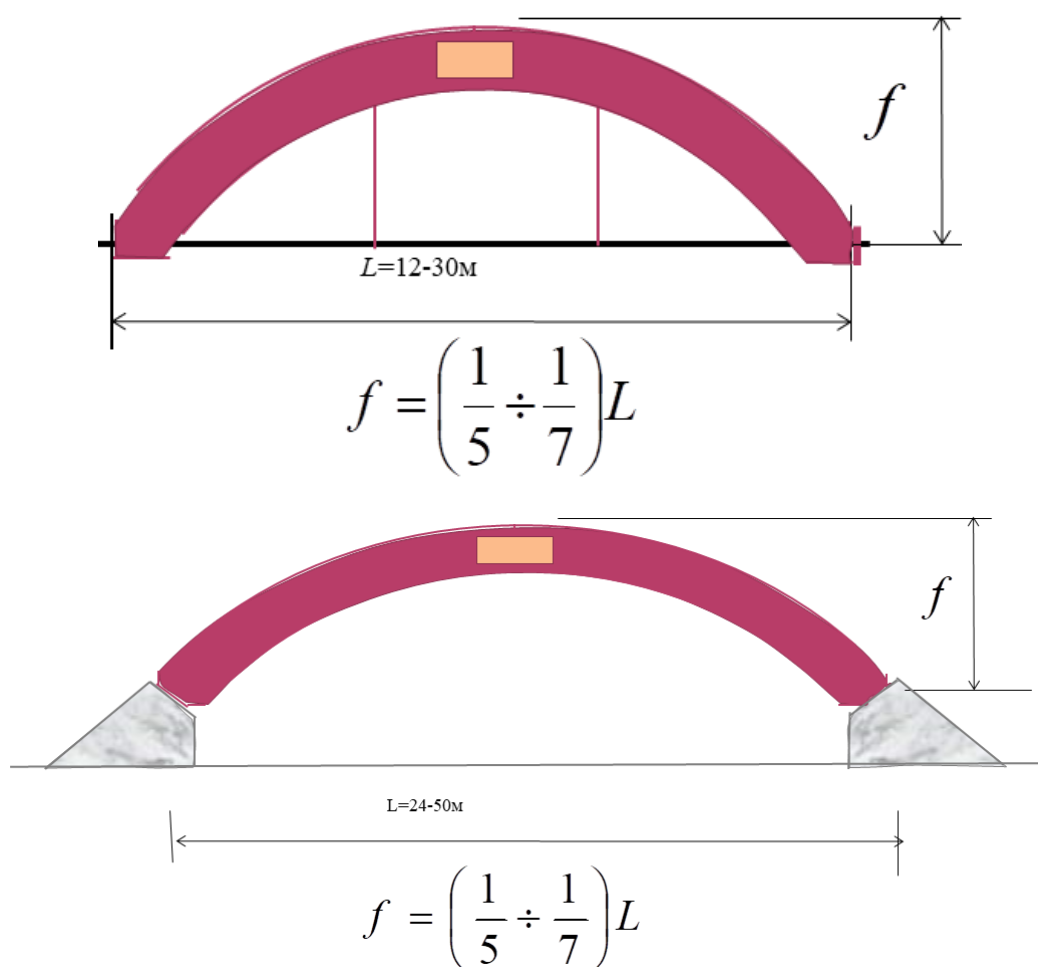


Рис. 4.12.1. Дощатоклееные арки: а) - трехшарнирная стрельчатого очертания с опиранием на фундаменты, б) - трехшарнирная кругового очертания без стальной затяжки, в) - трехшарнирная кругового очертания со стальной затяжкой

Криволинейные арки, как правило, делают с постоянным радиусом кривизны, так как изогнуть доски по окружности легче. В дощатоклееных арках толщину слоев (досок после острожки) для удобства их гнутья целесообразно применять, как правило, не более $1/300$ радиуса кривизны и не более 33 мм.

Арки рассчитываются на нагрузки и воздействия в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*». В результате расчета арок определяют значения M , N , Q не менее чем в 10-ти в точках по длине на каждом полупролете конструкции.

Нормальные напряжения в арках вычисляют по обычной формуле для сжато-изгибаемого стержня в сечении с максимальным изгибающим моментом и соответствующей ему нормальной силой:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_d}{W_{\text{расч}}} \leq \frac{R_c \cdot m_b \cdot m_{\text{ГН}} \cdot m_{\text{сл}}}{\gamma_n},$$

где $M_d = \frac{M}{\xi}$; $\xi = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot F_{\text{бп}} \cdot R_c}$; N_0 - продольная сила, которую можно принять действующей в коньке сегментной арки и в четверти пролета треугольной или стрельчатой арки. При расчете сегментной арки расчетная длина $l_p = 0,58S$; при расчете треугольной и стрельчатой арок $l_p = S$, где S - длина полуарок.

Скалывающие напряжения проверяют в концах полуарки по формуле:

$$\frac{Q \cdot S_{\text{бп}}}{b \cdot I_{\text{бп}}} \cdot k_{\text{ск}} \leq R_{\text{ск}}$$

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования верхнего пояса. Верхние пояса арок закрепляются от выхода из вертикальной плоскости скатными связями в точках, равные расстояния между которыми называют расчетными длинами l_p .

При действии отрицательных изгибающих моментов верхняя зона арки оказывается растянутой и закрепленной связями, а нижняя - сжатой и не закрепленной. В этом случае опасность потери устойчивости в плоской форме деформирования выше, чем при положительных изгибающих моментах, когда закрепленной связями оказывается сжатая зона арки, и ее проверка более необходима.

Устойчивость плоской формы деформирования верхнего пояса сегментной клеедеревянной арки определяется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi F_{\text{бп}} R_c^p} + \left(\frac{M_d}{\varphi_m W_{\text{бп}} R_{\text{и}}^p} \right)^n \leq 1$$

Расчетной длиной полуарки из ее плоскости является длина ее оси S .

Если условие проверки не соблюдается, шаг скатных связей должен быть уменьшен или необходимы дополнительные связи, закрепляющие из плоскости нижнюю зону полуарки.

Подбор сечения нижнего пояса или затяжки и проверку напряжений в их

сечениях производят по формулам расчета на растяжение деревянных или стальных элементов:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1$$

После подбора сечений элементов необходимо рассчитать коньковый и карнизный узел.

Коньковый узел в трехшарнирных арках (рис. 4.12.2) можно выполнять с деревянными накладками на болтах, воспринимающими поперечную силу от временной нагрузки и обеспечивающими жесткость узла арки из ее плоскости. В случае, если распор воспринимается затяжкой, она выполняется из круглой стали и должна иметь устройство для регулировки длины.

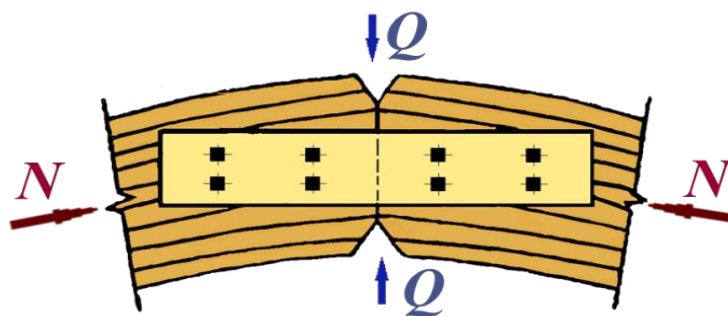


Рис. 4.12.2. Коньковый узел арки

Крепление арки в опорных узлах рассчитывают на максимальную продольную и поперечную силу, действующую в этих узлах (рис. 4.12.3).

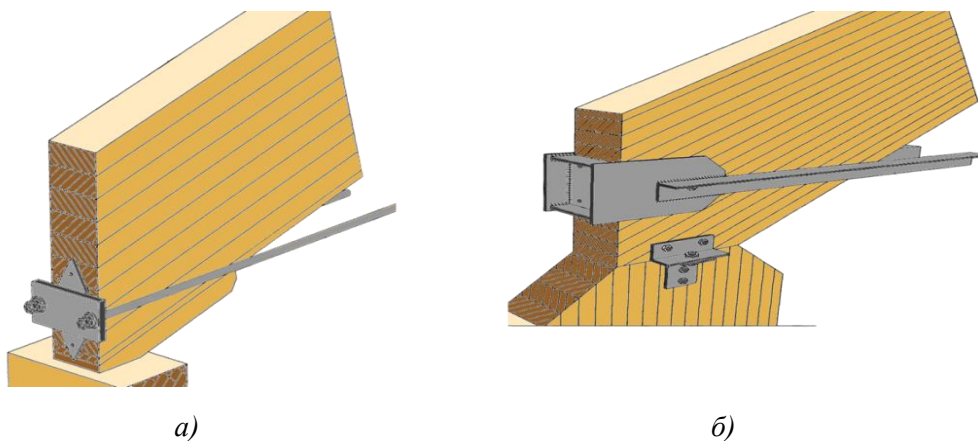


Рис. 4.10.3. Опорный узел арки

В арках больших пролетов опорный и коньковый узлы конструктивно сложнее и выполняются на основе металлических пластин, вкладышей и цилиндрических нагелей.

4.13.1 Доштокклеенные рамы.

Рамные конструкции отличаются от арочных своим очертанием, которое сильно влияет на распределение изгибающих моментов в пролете. При ломаном очертании рамы в жестком карнизном узле при загрузении как левой, так и правой половины рамы возникают моменты одного знака. В результате при загрузении рамы по всему пролету угловые моменты сильно увеличиваются, что ограничивает длину пролетов, перекрываемых рамами, до 18-30 м.

Рамы могут воспринимать горизонтальные нагрузки, обеспечивая поперечную устойчивость здания без защемления стоек и без устройства жестких поперечных стен. Рекомендуется делать рамы трехшарнирными, так как в статически определимых системах не происходит перераспределения усилий при деформировании под длительно действующей нагрузкой, что обеспечивает соответствие их расчетным усилиям. Распор рам воспринимается опорными узлами.

4.13.1.1 Доштокклеенные гнутые рамы.

Доштокклеенные гнутые рамы (рис. 4.11.1.1) выполняют трехшарнирными, что облегчает их изготовление, транспортирование и монтаж.



Рис. 4.11.1.1. Доштокклеенные гнутые рамы: а) - с переменной высотой сечения; б) - со ступенчатым изменением высоты сечения

Криволинейность карнизных узлов достигается выгибом слоев (досок) по окружности при изготовлении рам. Радиус кривизны обычно невелик и составляет 2-4 м. Так как по условиям гнутья отношение радиуса кривизны к толщине слоя (R/δ) не может быть меньше 150, то толщина слоев для изготовления дощатоклееных гнутых рам после фрезерования будет составлять не более 16 - 25 мм. Следовательно, дощатоклееные гнутые рамы более трудоемки в изготовлении, чем арки и требуют большего расхода древесины и клея. Кроме того, расчетное сопротивление изгибу уменьшается умножением на коэффициент гнутья, меньший единицы. Сечение рамы делают прямоугольным, а высоту сечения - переменной по длине, что достигается уменьшением числа досок в пакете с внутренней стороны рамы. Постепенное плавное изменение высоты сечения (рис. 4.13.1.1 а) предпочтительнее с архитектурной точки зрения, но технологически менее выгодно. Менее сложно и трудоемко изготовление дощатоклееных гнутых рам с применением ступенчатого изменения высоты сечения (рис. 4.13.1.2), которые разработаны для пролетов 12 и 18 м. Рамы работают на сжатие и поперечный изгиб.

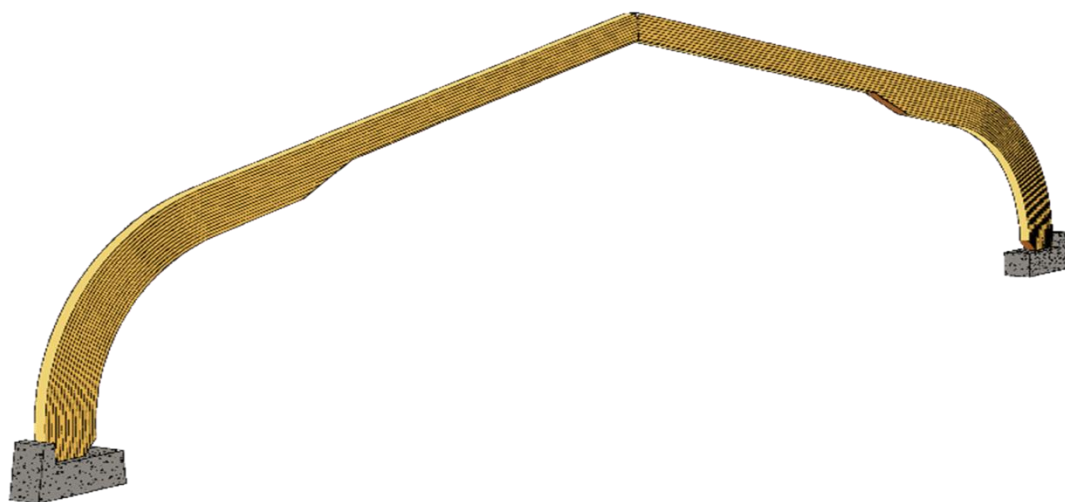


Рис. 4.13.1.2. Дощатоклееная гнутая рама переменного сечения

В связи с переменной высотой сечения нормальные напряжения следует проверять в различных местах рамы по длине. Подбор сечения рамы

производится в карнизном узле (рис. 4.13.1.3). Нормальные напряжения находят по формулам для сжато-изгибаемого стержня:

Напряжения по наружной растянутой кромке:

$$-\frac{N}{F_p} + \frac{M_q \cdot R_p^p}{W_p \cdot k_{r\text{нар}} \cdot R_{и}^p} \leq R_p^p$$

Напряжения по внутренней сжатой кромке:

$$\frac{N}{F_p} + \frac{M_d}{W_p \cdot k_{r\text{вн}}} \leq R_c^p$$

где N , M_q , M_d - нормальная сила и изгибающий момент в карнизном сечении:

$$M_d = \frac{M}{\xi}; \quad \xi = 1 - \frac{N_i}{\varphi \cdot F_{i6p} \cdot R_c}$$

F_p и W_p - площадь и момент сопротивления рамы в карнизном сечении; $k_{r\text{нар}}$ и $k_{r\text{вн}}$ - коэффициент к расчетному сопротивлению, учитывающий криволинейность эпюры напряжений.

Коэффициент $k_{r\text{вн}}$ определяют по формулам:

а) при проверке напряжений по внутренней - сжатой кромке:

$$k_{r\text{вн}} = \frac{1 - 0,5 h/r}{1 - 0,17 h/r}$$

б) при проверке напряжений по наружной - растянутой кромке:

$$k_{r\text{нар}} = \frac{1 + 0,5 h/r}{1 + 0,17 h/r}$$

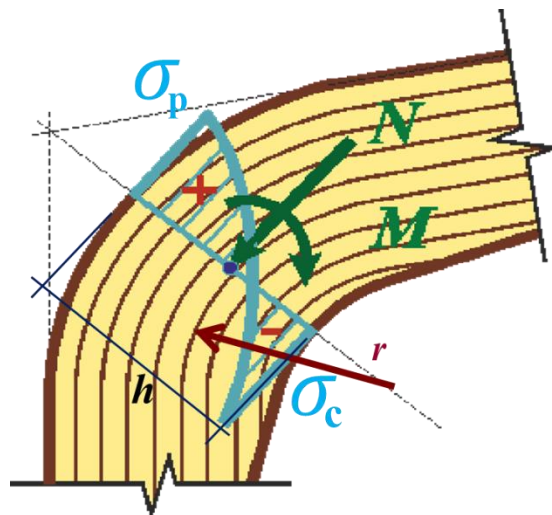


Рис. 4.13.1.3. Схема для определения напряжений в криволинейной части гнутосклееных рам

Расстояние Z от центральной оси поперечного сечения до нейтральной оси находят по формуле:

$$Z = \frac{h^2}{12 r}$$

При переменной высоте прямоугольного сечения рамы ее гибкость можно вычислить приближенно:

$$\lambda = \frac{l_p}{0,289 h}$$

где l_p - расчетная длина, равная длине полурамы по осевой линии; h - средневзвешенная высота сечения рамы.

4.13.2.1 Дощатоклеенные рамы из прямолинейных элементов.

Дощатоклеенные рамы из прямолинейных элементов (рис. 4.13.2.1) более технологичны, чем дощатоклеенные гнутые рамы, так как на заводе собирают и склеивают из прямолинейных досок отдельно стойку и ригель каждой полурамы.



Рис. 4.13.2.1. Дощатоклеенные рамы из прямолинейных элементов
а) - с соединением в карнизном узле на нагелях, б) - с карнизным узлом, соединенным на зубчатый шип, в) - с карнизным узлом из пятиугольной вставки

Наиболее сложным у рам из прямолинейных элементов является карнизный узел (соединение стойки с ригелем), где действует максимальный изгибающий момент.

Рамы пролетом 12 и 18 м иногда проектируют с карнизным узлом, решенным с помощью косынок из фанеры марки ФСФ или лучше бакелизированной. Фанерные косынки, приклеиваемые к стойке и ригелю, перекрывают стык, воспринимая нормальное усилие и изгибающий момент. Клеевой шов проверяют на скалывание.

Недостаток такого решения - возможность разрушения клеевого шва при усушке и разбухании пакета досок, приклеенного к фанерной косынке больших размеров. В последнее время шире применяют соединение стойки с ригелем на зубчатый шип (рис. 4.13.2.1 б).

Более надежны рамы из прямолинейных элементов с ригелем, имеющим консоли и опирающимся шарнирно на стойки и подкосы. Элементы таких рам работают как сжато-изгибаемые стержни и должны быть рассчитаны на действующие в сечениях нормальные усилия, изгибающие моменты и поперечные силы.

Получили применение в строительстве рамы с соединением ригеля в карнизном узле на зубчатый шип. Расчет этих рам производят на прочность и устойчивость плоской формы деформирования. При проверке напряжений по биссектрисному сечению, в котором элементы соединяются на зубчатый шип, учитывают как технологическое ослабление, так и криволинейность эпюры напряжений.

Соединение клееных элементов несущих конструкций с помощью зубчатого шипа по всему сечению допускается использовать в сопряжениях вдоль и под углом к волокнам (рис. 4.13.2.2) в пределах $0 \leq \alpha \leq 38^\circ$ при действии момента, вызывающего сжимающие напряжения по внутренней кромке, или момента того же знака в сочетании со сжимающей силой.

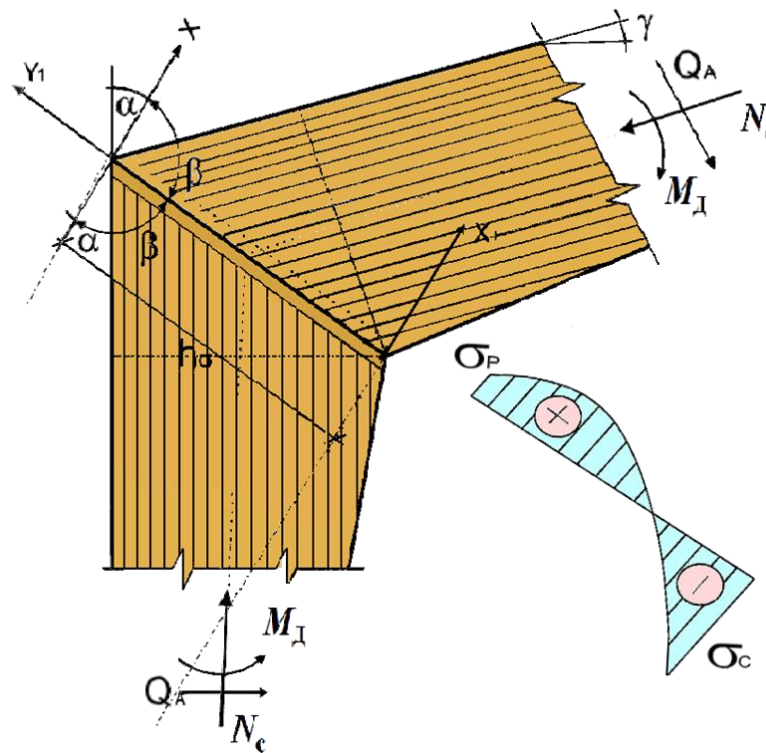


Рис. 4.13.2.2. Соединение на зубчатый шип под углом к волокнам по биссектрисному сечению в карнизном узле рамы из прямолнейных элементов

Проверку максимальных напряжений в карнизном узле рамы следует производить в биссектрисном сечении:

- для сжатой зоны вдоль оси под углом к волокнам α :

$$\frac{N}{F_6} + \frac{M_d}{W_6 \cdot k_1} \leq R_{см,\alpha}^p$$

- для растянутой зоны вдоль оси X под углом к волокнам:

$$-\frac{N}{F_6} + \frac{M_q \cdot R_p^p}{W_6 \cdot k_2 \cdot R_{и}^p} \leq R_p^p \cdot m_\alpha$$

- для сжатия вдоль оси Y под углом к волокнам $\beta = 90^\circ - \alpha$:

$$\frac{M_d}{W_6 \cdot k_3} \leq R_{см,\beta}^p$$

где F_6, W_6 - площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения; k_1, k_2, k_3, m_α - коэффициенты, определяемые по графикам на рисунке 4.13.2.3.

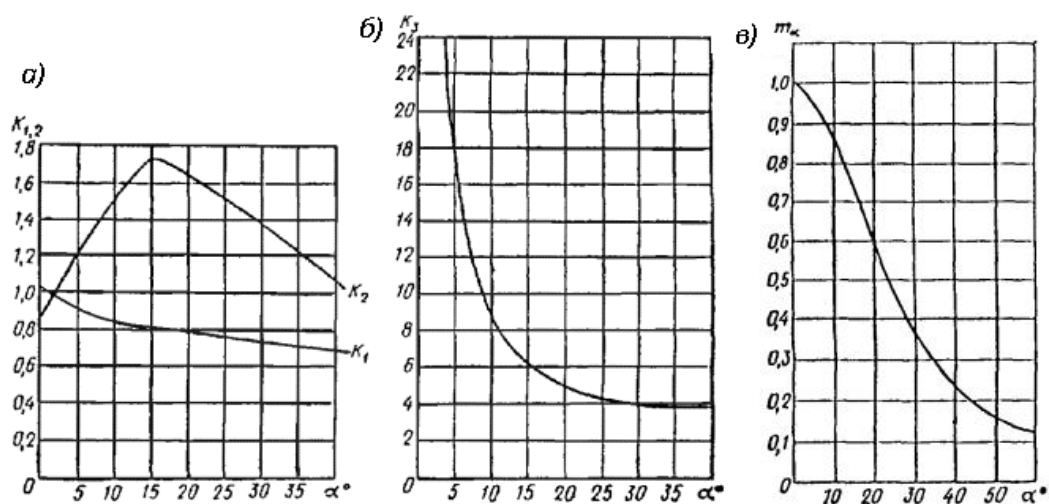
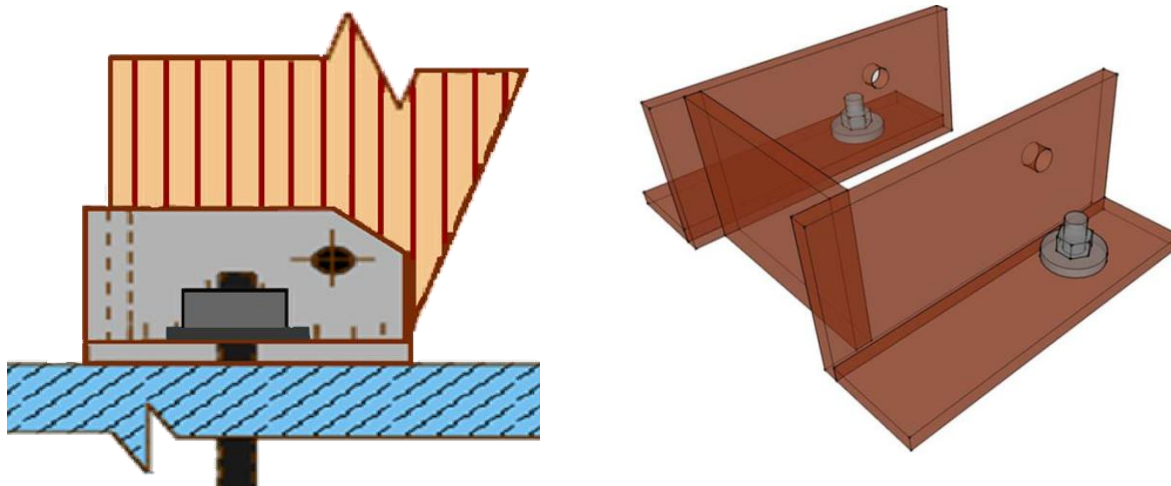


Рис. 4.13.2.3. Графики зависимости коэффициентов K_1 , K_2 , K_3 , m_α от угла наклона волокон для зубчатого соединения по всему сечению в карнизном узле дощатоклееной рамы из прямолинейных элементов

Опорный (рис. 4.13.2.4) и коньковый (рис. 4.13.2.5) узлы рам выполняются шарнирными. Опорный узел (рис. 4.13.2.4) представляет собой закрепленный на железобетонном фундаменте металлический башмак, в который установлена опорная часть стойки дощатоклееной рамы. Башмак состоит из упорной диафрагмы, боковых фасонок и опорной пластины, которая крепится к фундаменту на анкерных болтах. Анкерные болты работают на срез. В металлическом башмаке упорная диафрагма воспринимает распор, передаваемый от деревянной рамы и работает на изгиб как металлическая пластинка, опертая по трем сторонам. Толщина диафрагмы определяется расчетом. Толщина боковых фасонок составляет 10-12 мм. Опорная пластина работает на изгиб.



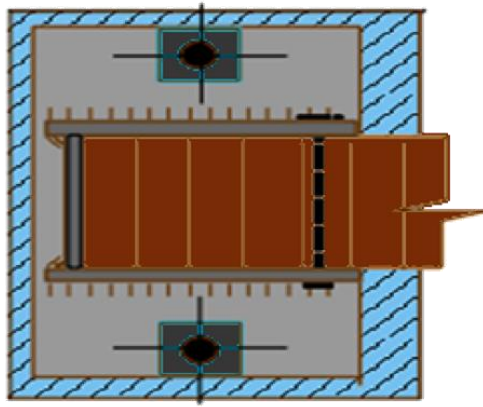


Рис. 4.13.2.4. Опорный узел дощатоклееной рамы

Коньковый узел выполняется с двумя боковыми накладками из досок на стальных цилиндрических нагелях. Расчет узла выполняется на сосредоточенную силу от односторонней снеговой нагрузки:

$$Q_{\text{сн}} = \frac{q_{\text{сн}} L}{8}$$

где $q_{\text{сн}}$ - погонная снеговая нагрузка на половине конструкции; L - расчетный пролет конструкции.

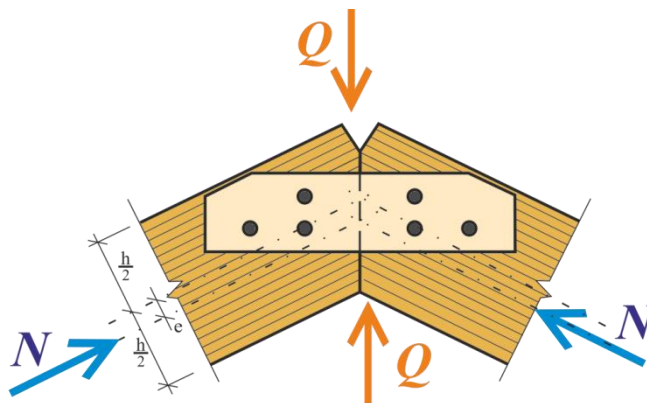


Рис. 4.13.2.5. Коньковый узел дощатоклееной рамы

Нагели расставляются в 2 ряда с каждой стороны стыка. Количество нагелей в каждом ряду, толщина боковых накладок в узле определяются расчетом. Подрезки в узле выполняются конструктивно на глубину в 1-2 слоя клееного элемента для предохранения конструкции от отщипа крайних слоев клееного блока при повороте сечения в узле.