

В нашем примере

$$e = 0,003 \cdot 0,333 \cdot 0,7 \cdot 9,34 / 0,289 \cdot 0,7 = 0,0323 \text{ м} = 3,23 \text{ см.}$$

$$M / N = 9146,6 / 49,43 = 185 \text{ см} > 20 \cdot e = 20 \cdot 3,23 = 64,6 \text{ см.}$$

Начальная прогибь должна быть учтена, однако в DIN 1052 [74] автор примера не смог выявить конкретных рекомендаций учета e в оценке прочности (8.74) и устойчивости (8.75) рамы.

При проектировании рам по DIN 1052 введено также отклонение стоек от вертикали (см. рис. 8.29, в)

$$\psi = \pm 1/100\sqrt{h}. \quad (8.86)$$

Эта величина не учитывается, если $M / N \leq \sqrt{h} / 5$. Однако как практически учесть это в формулах расчета (8.74), (8.75), конкретных рекомендаций в DIN 1052 [74] не содержится.

Если e достигает максимума по схеме DIN 1052 в середине длины элемента, то ψh имеет наибольшее значение в жестких узлах рам. Следовательно, e не влияет на величину максимального изгибающего момента M_y . Напротив, ψh является плечом нормальной силы, за счет чего возникает дополнительный изгибающий момент именно в узле, который суммируется с основным при проверке наиболее напряженных поперечных сечений ригеля или стойки рамы.

$$\Delta M = N_{ct} \psi h.$$

Рассуждая таким образом, можно учесть отклонение стоек от вертикали (недеформированного состояния), получив подобие деформационного решения $\psi = 1/100\sqrt{2,5} = 0,00633$.

$$\Delta M = 43,56 \cdot 0,00633 \cdot 2,5 = 0,689 \text{ кН} \cdot \text{м} = 68,9 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Подставляя ΔM в проверку прочности по (8.74) как наиболее опасную, получим

$$\frac{49,43/924}{0,85} + \frac{(9146,6 + 68,9)/11049}{1,10} = 0,821 < 1.$$

Условие прочности и в этом случае соблюдается. Причем, учет ψ был также необходим, так как

$$M / N = 185 > \sqrt{h} / 5 = \sqrt{2,5} / 5 = 0,316 \text{ м} = 31,6 \text{ см.}$$

Отечественные нормы [30] не учитывают начальных деформаций, но регламентируют при расчете сжато-изгибаемых элементов принимать M_{cr} полученный из расчета по деформированной схеме.

Расчет карнизного узла

В DIN 1052 не предусматривается рекомендаций по расчету жестких рамных узлов на болтах, размещенных по окружности, несмотря на применение этих

конструкций в строительстве [2] (см. рис. 8.3). В этом отношении отечественная нормативная литература [52] опережает DIN 1052 [74].

Методика [52], использованная в примере 15, позволяет кроме расчета и конструирования узла оценить податливость соединения и влияние ее на окончательное деформированное состояние конструкции в целом. Достаточно в деформированное состояние схемы, полученное из расчета на ЭВМ, внести поворот ригеля как диск относительно стойки в карнизном узле.

Возможно, по DIN 1052 имеется частная методика, однако авторам настоящего пособия она не известна. Поэтому расчет узла выполняется на основании имеющихся рекомендаций DIN 1052.

Допускаемая нагрузка на стальные болты или гладкие цилиндрические нагели (в ньютонах) для случая приложения усилий вдоль волокон, независимо от класса качества материала соединяемых элементов, определяется по формулам:

$$\text{доп}N_{ст,б} = \text{доп}\sigma_1 ad_{ст,б} \quad (8.87)$$

или максимальная

$$\text{доп}N_{ст,б} = Bd_{ст,б}^2 \quad (8.88)$$

где $\text{доп}\sigma_1$ – допускаемое напряжение стенки отверстия в древесине, МПа (табл. 8.4); a – минимальная толщина деревянного элемента (из a_{s1} ; a_{s1} и a_m по табл. 8.4); B – показатель прочности, МПа, по табл. 8.4.

Следует помнить, что пары болтов, передающие изгибающий момент, сминают древесину под различными углами. Каждая пара в элементах ригеля и стойки сминает древесину под индивидуальным углом. По отечественным нормам это учитывается при расчете узла коэффициентом $K_p = 1,3$, увеличивающим требуемую максимальную несущую способность нагеля.

DIN 1052 дает общие рекомендации учета наклонного приложения силы к направлению волокон древесины. Допускаемая нагрузка на один нагель или болт здесь уменьшается путем умножения величины $N_{ст,б}$, полученной при работе нагельного соединения вдоль волокон, на фактор

$$\eta_{ст} = \eta_b = 1 - \alpha/360, \quad (8.89)$$

где α – угол между направлениями усилия смятия и волокон древесины ($\alpha \leq 90^\circ$).

При многообразии углов смятия древесины во всех болтах на окружности расстановки найдется ситуация поперечного смятия. Поэтому, исходя из принципа учета минимальной несущей способности в расчете узла, чтобы ни одна из связей не была перегружена, выберем $\alpha = 90^\circ$.

Следовательно фактор (8.89)

$$\eta_b = 1 - 90/360 = 0,75.$$

Таким образом, учет «неравномерности распределения усилий между нагелями в соединении» [52], а по существу – дисбаланса несущей способности нагелей, в зависимости от угла смятия древесины и по нашим нормам, и по DIN 1052, вполне сопоставим. Отклонение составляет 5 %.

Итак, при диаметре болтов и гладких цилиндрических нагелей $d = 20$ мм и минимальной толщине крайних элементов из клеёной древесины (ветвей стоек) $a_{\min} = 115$ мм:

$$\text{доп} N_{\text{ст.б}} = 5,5 \cdot 115 \cdot 20 = 12650 \text{ Н},$$

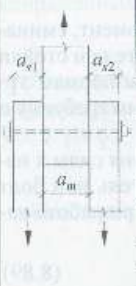
$$\text{доп} N_{\text{ст.б}} = 33 \cdot 20^2 = 13200 \text{ Н}.$$

С учетом поправки при смятии древесины под углом к направлению волокон получим несущую способность для расчета узла

$$\text{доп} N_{\text{ст.б}} = 12650 \cdot 0,75 = 9487 \text{ Н}.$$

Таблица 8.4

Данные (доп_с и *B*, МН/м²) для определения допускаемых нагрузок на стальные болты и нагели, Н, по уравнениям (8.87) и (8.88) из табл. 10 DIN 1052

Вид соединения и эскиз	Породы древесины	Соединительные стержни, пластичные нагели		Болты	
		доп _с	Показатель <i>B</i>	доп _с	Показатель <i>B</i>
	Хвойная и слоистая (клееная)	Средний элемент			
		8,5	51,0	8,5	38,0
	Лиственные группы:				
	А	10,0	60,0	10,0	45,0
	В	13,0	65,0	13,0	52,0
	С	20,0	80,0	20,0	65,0
	Хвойная и слоистая (клееная)	Крайние элементы			
		5,5	33,0	5,5	26,0
	Лиственные группы:				
	А	6,5	39,0	6,5	30,0
В	8,4	42,0	8,4	34,0	
С	13,0	52,0	13,0	42,0	

Правила расстановки нагелей в рассматриваемом рамном узле по отечественным нормам [52] несколько отличны от традиционных. Это обусловлено характером работы соединения. По DIN 1052 правила расстановки зависят от знака (направления) приложенного усилия. Это логично, если известно, каково будет направление усилия и не изменится ли оно при эксплуатации. Кроме того, это требует высокой культуры труда при изготовлении узлов с различными не унифицированными расстояниями S_i .

При ориентации сил пар от узлового момента преимущественно по касательным к окружности расстановки нагелей с выполнением правил их разметки от краев элементов по оси нагелей в направлениях и вдоль, и поперек волокон по DIN 1052 и по отечественным нормам совпадают ($S_1 = 6d$; $S_2 = 3d$).

Следовательно, первая окружность расстановки связей остается той же ($D_1 = h_{y3} - 9d = 70 - 18 = 52$ см).

Что касается расстояний между осями болтов и нагелей в направлениях, не совпадающих с усилием, то по DIN 1052 они должны быть не менее $5d$.

Проверяем достаточность болтов и нагелей, установленных по двум окружностям (см. пример 15).

Второй диаметр отличается от первого по DIN 1052 на $5d$.

$$D_2 = D_1 - 10d = 52 - 20 \text{ см}.$$

Длина второй окружности

$$\sum_2 Sd = \pi D_2 = 3,1416 \cdot 32 = 100,5 \text{ см}.$$

Количество нагелей, устанавливаемых по первой окружности,

$$n_1 = \sum_1 Sd / 5d = 163,4 / 5 \cdot 2 = 16 \text{ шт.},$$

по второй окружности

$$n_2 = \sum_2 Sd / 5d = 100,5 / 5 \cdot 2 = 10 \text{ шт.}$$

По аналогии с примером 15 в предположении, что в каждой паре нагелей возникает одинаковое усилие, получим

$$N_{\text{ст.б}} = 2M_{y3} / (D_1 n_1 + D_2^2 n_2 / D_1) = 2 \cdot 91466 / (0,52 \cdot 16 + 0,32^2 \cdot 10 / 0,52) = 17779 \text{ Н} > \text{доп} N_{\text{ст.б}} = 9487 \text{ Н}.$$

Перегрузка болтов весьма существенна, и шести болтов, установленных по углам трапеции площадки контакта соединяемых элементов, будет явно недостаточно. Результаты расчета показывают, что в целом требования DIN для несущей способности нагельных соединений более жесткие. Недостаточная несущая способность нагельного соединения требует увеличивать размеры клеёных блоков в окрестностях карнизного узла. Это может быть выполнено как по ширине, так и по высоте поперечных сечений. С точки зрения общей материалоемкости рамы целесообразно увеличить высоту h_{y3} . Принимаем высоту блоков на 10 см больше прилётой по примеру 15. Тогда соответственно и диаметры расстановки увеличатся на 10 см. Количество болтов на первых двух окружностях составит

$$\sum_1 Sd = \pi D_1 = 3,1416 \cdot 62 = 194,8 \text{ см},$$

$$n_1 = \sum_1 Sd / 5d = 194,8 / 5 \cdot 2 = 19,5 \text{ шт.}$$

Принимаем 19 нагелей, из которых 4 болта с гайками и шайбами устанавливаем по углам трапеции площадки соприкосновения элементов ригеля и стойки.

Длина второй окружности

$$\sum_2 Sd = \pi D_2 = 3,1416 \cdot 42 = 132 \text{ см},$$

$$n_2 = \sum_2 Sd / 5d = 132 / 5 \cdot 2 = 13,2 \text{ шт.}$$

Третья окружность вписывается в площадку трапеции сопряжения элементов лишь отдельными участками, на которых можно разместить дополнительные болты. В первом приближении принимаем 6 болтов по рис. 8.27, а.

Приняв плечо пар сил этих болтов $D_3 = 82$ см, по аналогии с примером 15 определим усредненное усилие в болтах карнизного узла

$$N_{ст.б} = 2M_{y3} / (D_1 n_1 + D_2^2 n_2 / D_1 + D_3^2 n_3 / D_1) = 2 \cdot 91466 / (0,62 \cdot 19 + 0,42^2 \cdot 13 / 0,62 + 0,82^2 \cdot 6 / 0,62) = 8320 \text{ Н} < \text{доп} N_{ст.б} = 9487 \text{ Н}.$$

Учет работы всех болтов при увеличенных размерах нагельного поля обеспечивает условие прочности с запасом в 14 %. Проверочный расчет показал, что без шести болтов, установленных по свободным полям трапеции контакта сопряжения ригеля со стойкой, перегрузка оставшихся нагелей составила бы 24 %. Иными словами, при увеличенных размерах соединяемых элементов количества болтов, установленных по двум окружностям, недостаточно.

Материалосмкость рамы, рассчитанная по DIN 1052, примерно на 10 % больше, чем в примере 15. Это увеличение было вызвано необходимостью обеспечения достаточной несущей способности карнизного узла. Здесь следует отметить, что расчеты были выполнены не по DIN, а применительно к его требованиям. Возможно, в Германии имеется частная методика расчета таких рамных узлов, неизвестная авторам.

Пример 17. По исходным данным примера 15 разработать конструкцию узла на вклеенных стержнях.

Принятые в примере 15 размеры поперечных сечений остаются без изменений: $h_{max} = 70$ см; $h_{min} = 30$ см; $b = 14$ см.

В стойках имеется возможность уменьшения суммарной ширины на 9 см по сравнению с окончательно принятым сечением двух ветвей стоек шириной по 11,5 см в примере 15.

Задаемся шириной стоек, одинаковой с шириной ригеля, $b = 14$ см. Высоты поперечных сечений изменяются линейно от $h_{max} = 70$ см до $h_{от} = 40$ см.

В отличие от конструкций, рассмотренных в двух предыдущих примерах, блоки ригеля и стойки стыкуются в биссектрисном сечении. Это требует рассмотрения нормальных сил не относительно осей стоек или ригеля, а ориентированных перпендикулярно биссектрисному сечению N_B .

Для определения N_B необходимо определить угол наклона наружной кромки ригеля γ и угол α между нормалью к биссектрисному сечению и контуром рамы по ригелю и стойке (см. рис. 8.22 и 8.30).

$$\gamma = \gamma_1 - \arctg 0,5 (h_B - h_C) / l_p = 15,52^\circ - \arctg 0,5 (70 - 30) / 934,11 = 14,29^\circ$$

$$\alpha = 0,5 (90^\circ - \gamma) = 0,5 (90^\circ - 14,29^\circ) = 37,85^\circ;$$

$$\cos \alpha = 0,7896 ; \sin \alpha = 0,6136.$$

Тогда исходные усилия в рассматриваемом сечении:

$$N_B = 43,56 \text{ кН}; Q_d = Q_a = 39,61 \text{ кН};$$

$$N_B = N_{ст} \cdot \cos \alpha + Q_d \cdot \sin \alpha = 43,56 \cdot 0,7896 + 39,61 \cdot 0,6136 = 58,69 \text{ кН};$$

$$Q_B = N_{ст} \cdot \sin \alpha - Q_d \cdot \cos \alpha = 43,56 \cdot 0,6136 - 39,61 \cdot 0,7896 = -4,55 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент, приведенный в примере 15 к центру узла, остается без изменений $M_{y3} = M_{расч} = 92,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Принимаем сборный вариант узла.

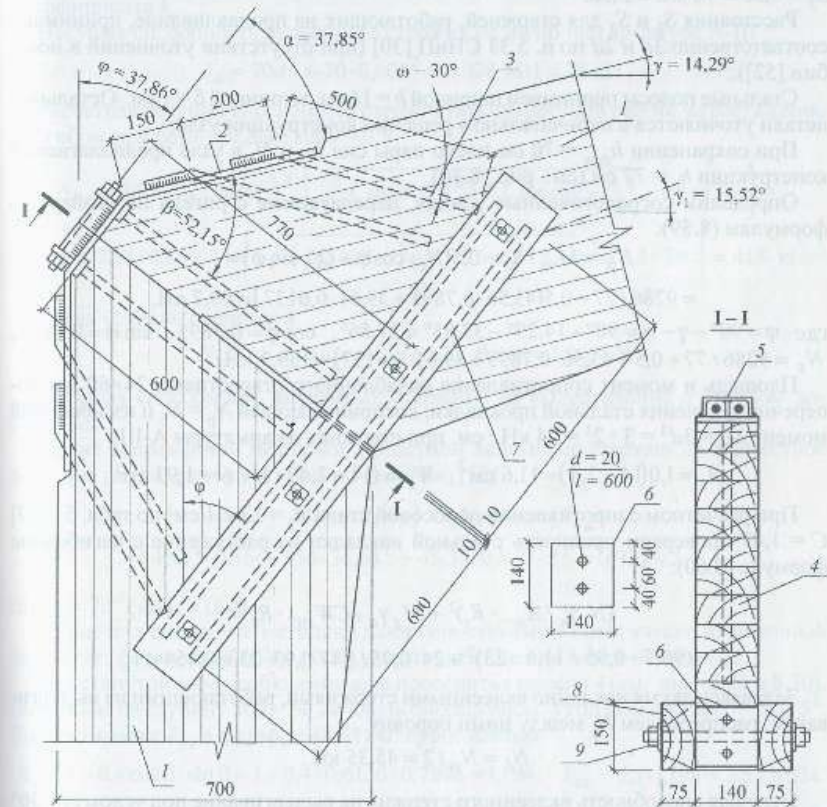


Рис. 8.30. Карнизный узел рамы на вклеенных стержнях: 1 – клеенные блоки; 2 – две металлические накладки $140 \times 10 \times 500$ с двумя отверстиями 24×60 мм; 3, 4, 7 – стержни из арматуры А-III, $d = 20$, $l = 600$; 5 – детали стыка накладок 2; полоса 30×10 , $l = 70$, два швеллера № 10, $l = 70$ и два болта $d = 20$, $l = 180$; 6 – пластина клеенных стержней $140 \times 10 \times 140$; 8 – парные деревянные накладки 150×75 , $l = 1400$; 9 – болты $\varnothing 14$, $l = 320$ с шайбами

Перед определением усилий, действующих в стыке 5 накладок 2 и в клеештыревых шайбах 6 (см. рис. 8.22), необходимо, соблюдая требования пп. 5.30–5.33 СНиП [30] и пп. 5.8–5.16 пособия [52], предварительно законструировать жесткий узел, чтобы определить на первой итерации плечо пары h_0 . Задаемся арматурой периодического профиля класса А-III, $d = 20$ мм.

Расстояние S_1 между стержнями, работающими на выдергивание, принимаем 200 мм ($S_1 = 10d$), по ширине элементов рам стержни устанавливаются в один ряд $S_3 = 0,5b = 70$ мм $= 3,5d$.

Расстояния S_2 и S_3 для стержней, работающих на продавливание, принимаем соответственно $3d$ и $2d$ по п. 5.33 СНиП [30] (при отсутствии уточнений в пособии [52]).

Стальные полосы принимаем шириной $b = 14$ см, толщиной $\delta = 1$ см. Остальные детали уточняются в окончательном решении конструкции узла.

При сохранении $h_{\max} = 70$ см шлохо пары сил N_p и N_c в узле предполагаемой конструкции $h_0 = 77$ см (см. рис. 8.30).

Определим сосредоточенные усилия, передаваемые с ригеля на стойку, по формулам (8.59):

$$N_p = M_{y3} / h_0 - 0,5(N_{CT} \cos \varphi + Q_{CT} \sin \varphi) = 9286 / 77 - 0,5(43,56 \cdot 0,7895 + 39,61 \cdot 0,6137) = 90,7 \text{ кН},$$

где $\varphi = 90^\circ - \gamma - \alpha = 90^\circ - 14,29^\circ - 37,85^\circ = 37,86^\circ$, $\cos \varphi = 0,7895$, $\sin \varphi = 0,6137$, $N_c = 9286 / 77 + 0,5(43,56 \cdot 0,7895 + 39,61 \cdot 0,6137) = 139,3$ кН.

Площадь и момент сопротивления ослабленного отверстиями 24×60 мм поперечного сечения стальной прокладки, воспринимающей $N_p = N_c$ и изгибающий момент $M_x = 3d^3 = 3 \cdot 2^3 = 24$ кН · см, при стержнях из арматуры А-III.

$$A_s = 1,0(14 - 2,4) = 11,6 \text{ см}^2, \quad W_s = (14 - 2,4) \cdot 1^3 / 6 = 1,93 \text{ см}^3.$$

При расчетном сопротивлении полосовой стали $R_s = 23$ кН/см² по табл. 51 [57] $C = 1,47$ проверяем прочность стальной накладки на растяжение с изгибом по формуле (8.60):

$$(N_s \gamma_n / A_{\text{нит}} \cdot R_s)^2 + M_s \gamma_n / CW_{\text{нит}} \cdot R_s = (90,7 \cdot 0,95 / 11,6 \cdot 23)^2 + 24 \cdot 0,95 / 1,47 \cdot 1,93 \cdot 23 = 0,454 < 1.$$

Задаваясь двумя наклонно вклеенными стержнями, работающими на выдергивание, распределяем N_p между ними поровну

$$N_i = N_p / 2 = 45,35 \text{ кН}.$$

Несущая способность вклеенного стержня на выдергивание под углом $\omega = 30^\circ$ к направлению волокон

$$T_B = \pi R_{CK} (d + 0,005) l_p \cdot k_s \cdot k_\omega = 3,14 \cdot 2,1 (0,02 + 0,005) \cdot 0,5 \cdot 0,75 \cdot 1,17 = 0,0723 \text{ МН} = 72,3 \text{ кН} < A_s R_s = 3,14 \cdot 36,5 = 114,6 \text{ кН},$$

где $R_s = 365$ МПа $= 36,5$ кН/см².

Здесь

$$R_{CK} = 2,1 \text{ МПа по п. 5, з табл. 3 СНиП [30];}$$

$$l_p = 25d = 25 \cdot 2 = 50 \text{ см}; k_s = 1 - 0,01 \cdot l_p / d = 1 - 0,01 \cdot 50 / 2 = 0,75;$$

$$k_\omega = 1 + 0,4 \sin \omega \cdot \cos \omega = 1 + 0,4 \cdot 0,5 \cdot 0,866 = 1,17.$$

Целесообразнее в новой редакции СНиП установить расчетные сопротивления клеёной древесины на перерезание волокон под любым углом R_{CK} при помощи коэффициента k_ω .

Несущая способность вклеенного стержня на изгиб при арматуре А-III

$$T_M = 70d^2 = 70 \cdot 0,002^2 = 0,028 \text{ МН} = 28 \text{ кН}.$$

Расчетная несущая способность стержня при совместной работе на растяжение с изгибом при $\cos \omega = 0,866$; $\sin \omega = 0,5$.

$$N_{in} = 0,5 (T_B / \cos \omega)^2 \left[\sqrt{(\sin \omega T_M)^2 + 4 (\cos \omega T_B)^2} - \sin \omega T_M \right] = 0,5 (72,3 / 0,866)^2 \left[\sqrt{(0,5 / 28)^2 + 4 (0,866 / 72,3)^2} - 0,5 / 28 \right] = 41,9 \text{ кН}.$$

Тогда условие прочности

$$N_{in} / N_i \cdot \cos \omega = 41,9 / 45,35 \cdot 0,866 = 1,067 > 1.$$

Несущая способность вклеенных стержней на выдергивание с изгибом достаточна.

Кроме современной методики, проверяем вклеенные стержни на совместное действие растяжения с изгибом по пособию [52].

$$(N_i \cdot \cos \omega / A_s R_s)^2 + N_i \cdot \sin \omega / T_M = (45,35 \cdot 0,866 / 3,14 \cdot 36,5)^2 + 45,35 \cdot 0,5 / 7 \cdot 2^2 = 0,927 < 1,$$

где $T_M = 7d^2$ (кН), d (см).

Из расчета видно, что методики дают сопоставимый практически идентичный результат: формулы (8.65) и (8.66) ужесточают оценку менее чем на 1%.

В растянутой зоне необходимо еще проверить стержни 4 (см. рис. 8.22 и 8.30), вклеенные на глубину $30d = 60$ см вдоль биссектрисы. Угол вклеивания $\beta = 52,15^\circ$. Корректировка R_{CK} в формуле (8.61) коэффициентом

$$K_\beta = 1 + 0,4 \cos \beta \cdot \sin \beta = 1 + 0,4 \cdot 0,6136 \cdot 0,7896 = 1,194; \quad R_{CK} = 2,1 \cdot 1,194 = 2,51 \text{ МПа}$$

дает явно заниженное сопротивление древесины на перерезание волокон под углом β . При отсутствии нормированных величин R_{CK} (см. раздел I пособия или [51], пояснения к формуле (3.17)).

Равнодействующее усилие, приходящееся на стержень 4,

$$R = N_p \cdot \cos \beta = 90,7 \cdot 0,6136 = 55,65 \text{ кН}.$$

Несущая способность стержня 4, снабженного оголовком (см. рис. 8.30) на продавливание:

$$T = R_{cp} \pi (d + 0,005) l_p k_s / \gamma_n = \\ = 4 \cdot 3,14 (0,02 + 0,005) \cdot 0,3 \cdot 0,7 / 0,95 = 0,0694 \text{ МН} = 69,4 \text{ кН} > 55,65 \text{ кН},$$

где $k_s = 1 - 0,01 \cdot l_p / d = 1 - 0,01 \cdot 60 / 2 = 0,7$.

Несмотря на существенный запас несущей способности, длину заделки стержня $l_p = 60$ см оставляем, чтобы исключить возникновение трещин в окрестностях осей клеёных блоков.

Сборный стык металлических накладок 2 (см. рис. 8.22 и 8.30) выполняется по аналогии с предложенным в [55]. К полосам 2 привариваются два коротыша из швеллера № 10 $l = 70$ мм, через которые пропускаются два стяжных болта класса 5.6, $d = 20$ мм, $l = 280$ мм.

Оцениваем прочность болтов.

$$N_p / 2 \cdot A_s = 90,7 / 2 \cdot 2,51 = 18,07 \text{ кН/см}^2 = \\ = 180,7 \text{ МПа} < k R_s / \gamma_n = 0,85 \cdot 210 / 0,95 = 187,9 \text{ МПа},$$

где $A_s = 2,51 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения болта с учетом нарезки; $k = 0,85$ – коэффициент неравномерности распределения усилий в болтах.

Проверяем прочность сварных швов между швеллером № 10 и пластиной 2: по металлу шва

$$N_p / 2 \cdot \beta_f k_f l_{ш} = 90,7 / 2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 6 = 18,0 \text{ кН/см}^2 = \\ = 180,0 \text{ МПа} < R_{шф} \gamma_{шф} \cdot \gamma_c / \gamma_n = 180 \cdot 1 \cdot 1 / 0,95 = 189,5 \text{ МПа},$$

по металлу границы сплавления

$$N_p / 2 \cdot \beta_z k_f l_{ш} = 90,7 / 2 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 6 = 12,60 \text{ кН/см}^2 = \\ = 126,0 \text{ МПа} < R_{шз} \gamma_{шз} \cdot \gamma_c / \gamma_n = 164,2 \cdot 1 \cdot 1 / 0,95 = 172,9 \text{ МПа},$$

где $l_{ш} = 7 - 1 = 6$ см – расчетная длина углового шва толщиной $k_f = 0,6$ см. Выполняется вручную электродом марки Э-42:

$$R_{шз} = 0,45 R_s = 0,45 \cdot 365 = 164,2 \text{ МПа}.$$

Наклонно вклеенные стержни 3 привариваются к пластине 2 также вручную электродом Э-42 на длине $5d = 5 \cdot 20 = 100$ мм.

Оцениваем несущую способность клеештыревой шайбы в сжатой зоне узла. Углы наклона между стержнями 7 (см. рис. 8.22) и направлением волокон в стойке и в ригеле практически одинаковы ($\varphi = 37,86^\circ$; $\alpha = 37,85^\circ$). Расчетное сопротивление в формуле (8.61) принимаем

$$R_{cp} = R_{ск} \cdot k_\alpha / \gamma_n = 2,1 \cdot (1 + 0,4 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha) / 0,95 = \\ = 2,1(1 + 0,4 \cdot 0,6136 \cdot 0,7896) / 0,95 = 2,64 \text{ МПа}.$$

Тогда при $l_p = 0,6$ м и $k_s = 1 - 0,01 \cdot 60 / 2 = 0,7$.

$$2T = 2 \cdot 3,14 \cdot 2,64 (0,02 + 0,005) 0,6 \cdot 0,7 = 0,1742 \text{ МН} = 174,2 \text{ кН} > N_c = 139,3 \text{ кН}.$$

Прочность элементов жесткого узла обеспечена. При необходимости расчета всей рамы он выполняется по методике, изложенной в пособии и реализованной в других примерах.

Пример 18. Требуется спроектировать раму из прямолинейных элементов с консолями.

Такие конструкции, как отмечалось в п. 7.3, легко реализуются в виде клеёфанерных рам. Из клеёдоштых – формообразование консолей возможно в рамках длинными подкосами, однако они сильно загромождают внутреннее пространство здания и поэтому часто становятся неприемлемыми. Кроме того, в рамках ЦНИИСК с консолями жесткий узел заменен трехшарнирной стержневой системой, которую в конструкциях пролетом 18 м приходится увеличивать по размерам. Использование работы древесины на смятие под углами и скалывание в рамках с подкосами для некоторых пролетов и нагрузок приводит к невозможности реализации конструкций.

В рамках с соединением ригеля и стоек в жестком узле на нагелях, устанавливаемых по окружности благодаря соблюдению принципа дробности, сформулированного Г. Г. Карлсеном еще в 1930-е годы, возможности в отношении перекрываемых пролетов увеличиваются.

Так как в технической литературе рамы с подкосами представлены достаточно широко, в том числе как примеры конструирования и расчета, решено было разработать консольную раму с соединением клеёных блоков под углом именно на нагелях. Ни самих конструкций, ни примеров расчета в мировой литературе (например [1, 2]) и тем более в практике нами не обнаружено. Поэтому было решено дать пример расчета рамы именно в таком варианте.

Наличие консолей заметно снижает напряженное состояние в болтовом соединении за счет уменьшения распора по сравнению с бесконсольной рамой того же пролета. В случае передачи вертикальной составляющей опорной реакции ($A = N_{ст}$) на фундамент через длинную прокладку между элементами стойки работа нагельного поля также упрощается, хотя и не учитывается расчетом, приведенным в пособии [52]. В консольных рамах уменьшаются усилия и в коньковом узле: горизонтальная N и вертикальная Q составляющая реакции.

Исходные данные для проектирования. Здание отапливаемое, расположено в Ломоносовском районе Ленинградской области. Расчетный пролет рамы при ширине здания $b = 21$ м принят равным 20,3 м. Шаг рам $a = 3$ м. Высота стойки рамы по оси до центра жесткого узла 3,35 м, высота рамы в коньке по оси ригеля 6,31 м. Кровля рубероидная по утепленным клеёфанерным панелям. Условие эксплуатации А2, класс надежности здания II ($m_b = 1$; $\gamma_n = 0,95$). Материал – сосновые доски первого и второго сортов толщиной 34 мм после острожки.

Корректируем нагрузку с учетом уклона крыши (табл. 8.5). Для определения уклона кровли (верхней кромки ригеля) необходимо хотя бы приблизительно назначить высоту поперечных сечений рамы в контрольных точках (шарнирных узлах и жестком узле). В соответствии с общепризнанными рекомендациями предварительно принимаем в ригеле $h_{max} = 90$ см, $h_{min} = 30$ см ($h_{min} > 0,3h_{max} = 0,3 \cdot 90 = 27$ см). Аналогично в стойке $h_{min} = 40$ см ($> 0,4h_{max} = 0,4 \cdot 90 = 36$ см).

Стрела подъема наружной кромки ригеля будет меньше, чем оси блока, на $\Delta f_p = 0,5(90 - 30) = 30$ см.

Таблица 8.5

Нагрузки на 1 м² поверхности покрытия

Конструктивные элементы покрытия или вид нагрузки	Нормативная нагрузка $q_{нр}^n$, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $q_{кр}$, Н/м ²
Рубероидный трехслойный ковер на битумной мастике	120	1,3	156
Деревянный каркас клефанерной панели с обшивками	270	1,1	297
Утеплитель – минераловатные плиты с гидроизоляцией	120	1,2	194
Итого собственная масса покрытия $q_{кр}$	510	–	597
Собственная масса рамы	253	1,1	278
Итого постоянная	763	–	875
Временная снеговая нагрузка	1000	1,6	1600
Итого	1133	–	1614

Тогда угол наклона кровли

$$\gamma = \arctg \left[(296 - 30) / 1015 \right] = 14,685^\circ, \\ \sin \gamma = 0,2535, \cos \gamma = 0,9673.$$

Нагрузка от массы крыши на 1 м² проекции покрытия

$$q^n = q_{кр}^n / \cos \gamma = 510 / 0,9673 = 527 \text{ Н/м}^2, \\ q = q_{кр} / \cos \gamma = 597 / 0,9673 = 617 \text{ Н/м}^2.$$

Нормативная нагрузка от собственной массы рамы

$$q_p^n = (q^n + S^n) / (1000 / K_{см} l - 1) = (527 + 1000) / (1000 / 7 \cdot 20,3 - 1) = \text{Н/м}^2$$

где $K_{см} = 7$ – средняя величина коэффициента собственной массы консольных клеешоштых рам; $S^n = S_0 \cdot l = 1000 \text{ Н/м}^2$ – нагрузка от снегового покрова (по варианту I прил. 3, схема 1 [50]).

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снега (см. табл. 8.5) в соответствии с п. 5.3 [50] определяется с учетом соотношения

$$(q_{кр}^n + q_p^n) / S_0 = (527 + 253) / 1000 = 0,78 < 0,8, \gamma_f = 1,6.$$

Расчетная нагрузка на 1 м погонной длины ригеля рамы

$$q_{лн} = (q + q_p) \cdot a = (617 + 278) \cdot 3 = 2685 \text{ Н/м} = 2,7 \text{ кН/м};$$

временная

$$q_{вр} = S \cdot a = 1600 \cdot 3 = 4800 \text{ Н/м} = 4,8 \text{ кН/м}.$$

Полная нагрузка на 1 м погонной длины ригеля рамы

$$q = q_{лн} + q_{вр} = 2,7 + 4,8 = 7,5 \text{ кН/м}.$$

Деформационное решение, выполненное в примере 15 для бесконсольной рамы, показало, что без учета перемещения конькового шарнира от податливости нагелей расчет по деформированной схеме приобретает формальное значение. Кроме того, наличие консолей уменьшает вертикальные перемещения оси ригеля в пролете. Исходя из этого статический расчет производим по недеформированной схеме без разработки алгоритма расчета консольных рам по деформированной схеме.

По опыту проектирования рам и при соблюдении рекомендуемых соотношений размеров клеёных элементов оценку прочности по максимальным напряжениям достаточно вышолнить в карнизном узле по ослабленному сечению ригеля.

Статический расчет рамы выполняется по схеме, представленной на рис. 8.31, а.

Опорные реакции

$$A = A' = 0,5 \cdot q \cdot (L + 2l_k) = 0,5 \cdot 7,5(20,3 + 6) = 98,625 \text{ кН}.$$

$$H = Q_{ст} = \left[A \cdot 0,5L - 0,5q(0,5L + l_k)^2 \right] / (H_{ст} + f_p) = \\ = \left(98,625 \cdot 10,15 - 0,5 \cdot 7,5 \cdot 13,15^2 \right) / 6,31 = 55,88 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в элементах рамы у карнизного узла

$$M_{ст} = H \cdot H_{ст} = 55,88 \cdot 3,35 = 187,20 \text{ кН} \cdot \text{м} = 18\,720 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$M_k = 0,5q \cdot l_k^2 = 0,5 \cdot 7,5 \cdot 3^2 = 33,75 \text{ кН} \cdot \text{м} = 3375 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$M_{риг} = M_{ст} + M_k = 18720 + 3375 = 22\,095 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$N_{риг} = A \cdot \sin \gamma_1 + H \cdot \cos \gamma_1 - q l_k \cdot \sin \gamma_1 =$$

$$= 98,625 \cdot 0,28 + 55,88 \cdot 0,96 - 7,5 \cdot 3 \cdot 0,28 = 74,97 \text{ кН},$$

где $\gamma_1 = \arctg 296 / 1015 = 16,26^\circ$, $\sin \gamma_1 = 0,2800$, $\cos \gamma_1 = 0,960$.

Как было показано в примере 15, коэффициент ξ , определяемый по методике СНиП, приводит к существенным погрешностям. Поэтому корректировка изгибающих моментов и поперечных сил с учетом деформированного состояния в этом расчете выполняется по примеру 19 (см. раздел III), где рама имеет практически одинаковые исходные данные, если считать, что наличие консоли здесь будет частично компенсировать податливость узла на нагелях.

$$\xi \cong M_{стат} / M_d = 205,11 / 210,75 = 0,973.$$

Проверяем поперечное сечение ригеля справа от оси жесткого узла ($M_{расч} = M_{риг}$). Площадь и момент сопротивления определяем с учетом ослабления отверстиями

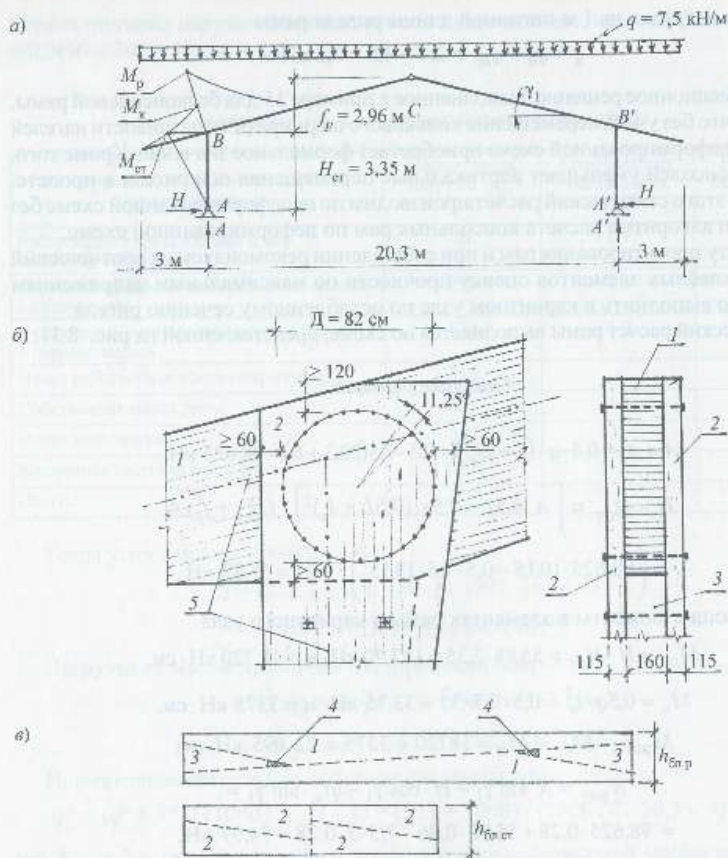


Рис. 8.31. Двухконсольная рама: а – расчетная схема; б – жесткий узел на нагелях, установленных по окружности; в – схемы заготовочных блоков: 1 – полуригель; 2 – ветвь стойки; 3 – шрокладка; 4 – отходы; 5 – оси расчетной схемы

$d = 2$ см. При расположении четырех отверстий на участке длиной менее 20 см учитываем их как в одном сечении (см. рис. 8.31, б). Тогда

$$F_{расч} = b(h - 2 \cdot 2d) = 16(90 - 8) = 1312 \text{ см}^2,$$

$$I_{расч} = b(h^3 / 12 - 4d \cdot r^2) = 16(90^3 / 12 - 8 \cdot 36^2) = 806 \text{ 112 см}^4,$$

$$W_{расч} = 806 \text{ 112} / 45 = 17 \text{ 913 см}^3.$$

Радиус окружности принят из условий соблюдения правил расстановки нагелей $d = 20$ мм.

$$D = h - 9d = 90 - 18 = 72 \text{ см}.$$

Условие прочности:

$$N_{рин} / F_{расч} + M_{рин} / W_{расч} \cdot \xi = 74,97 / 1312 + 22095 / 17913 \cdot 0,973 = 1,325 \text{ кН/см}^2 = 13,25 \text{ МПа} < R_n \cdot m_б / \gamma_n = 15 \cdot 0,875 / 0,95 = 13,82 \text{ МПа}.$$

Перед окончательным назначением высоты клеёных блоков у карнизного узла необходимо оценить несущую способность нагельного соединения.

$$\text{Длина окружности } \sum Sd = 3,1416 \cdot 72 = 226,2 \text{ см}.$$

$$\text{Тогда количество нагелей } n = \sum Sd / 4d = 226,2 / 8 = 28,3.$$

Принимаем $n = 28$.

В соответствии с п. 6.48 [52] определяем жесткость соединения C .

$$C = C_{ср} \cdot n = 128 \cdot 28 = 3584 \text{ кН/см}.$$

где $C_{ср} = 128$ кН/см – средняя жесткость одного нагеля.

Податливость соединения $\delta = 1 / C = 1 / 3584 = 0,000279$ см/кН.

Эквивалентная сила, действующая в парах нагелей,

$$N_{экр} = 2M_{расч} / D = 2 \cdot 19239 / 72 = 534,4 \text{ кН}.$$

Здесь $M_{расч}$ – изгибающий момент, действующий относительно центра нагельного поля между стойкой и ригелем (см. рис. 8.31, б), расположенного вне точки пересечения осей расчетной схемы рамы и несколько смещенного внутрь контура. Пренебрегая некоторым уменьшением $M_{расч}$, принимаем его равным

$$M_d \approx M_{расч} = 18720 / 0,973 = 19 \text{ 239 кН} \cdot \text{см}.$$

Смещение стойки относительно ригеля

$$\Delta = \delta \cdot N_{экр} = 0,000279 \cdot 534,4 = 0,149 \text{ см}.$$

Средняя несущая способность одного нагеля

$$N_{ср} = C_{ср} \cdot \Delta = 128 \cdot 0,149 = 19,08 \text{ кН}.$$

Максимальная несущая способность одного нагеля (требуемая)

$$N_{max} = N_{ср} \cdot K_p = 19,08 \cdot 1,3 = 24,80 \text{ кН} > 2 \cdot T_{min} = 2 \cdot 8,82 = 17,64 \text{ кН}.$$

где $K_p = 1,3$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения усилий между нагелями из-за различий углов смятия древесины. При назначении толщины парных накладок-стоек $a \approx 0,5$, $b = 9$ см несущая способность одного условного среза нагеля равна:

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 9 \cdot 2 = 14,4 \text{ кН},$$

$$T_b = T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 16 \cdot 2 = 16 \text{ кН},$$

$$T_n = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 4 = 10 \text{ кН}.$$

Увеличение толщины накладок-стоек до ширины досок (после острожки 11,5 см) увеличит расчетную T_{\min} практически до 10 кН (см. пример 15), что также недостаточно. Из условия несущей способности нагельного соединения необходимо либо увеличивать высоту поперечных сечений ригеля и стоек в карнизном узле, либо переходить к расстановке по двум окружностям.

Рассмотрим вариант с увеличением (в ригеле) поперечного сечения, проведенного через центр окружности, до 100 см, а соответственно $D = 82$ см. При этом минимальный размер h , измеренный на диаметре окружности в стойке, может быть $D + 2 \cdot 3d = 82 + 2 \cdot 6 = 94$ см (см. рис. 8.31, б).

Тогда $\sum Sd = 3,1416 \cdot 82 = 257,6$ см, $n = 257,6 / 8 = 32,2$.
Принимаем 32 нагеля $d = 2$ см.

$$C = 123 \cdot 32 = 4096 \text{ кН/см};$$

$$\delta = 1/C = 0,00024 \text{ см/кН};$$

$$N_{\text{экр}} = 2 \cdot 19239 / 82 = 469,2 \text{ кН};$$

$$\Delta = 0,000244 \cdot 469,2 = 0,1145 \text{ см};$$

$$N_{\text{ср}} = 128 \cdot 0,1145 = 14,66 \text{ кН};$$

$$N_{\text{max}} = 14,66 \cdot 1,3 = 19,06 \text{ кН},$$

что меньше $2T_{\min} = 19,69$ кН при накладках-стойках толщиной 11,5 см (см. пример 15).

Несущая способность всего нагельного соединения обеспечивается, так как

$$N_{\text{ср}} \cdot n = 14,66 \cdot 32 = 469,1 \text{ кН} = N_{\text{экр}} = 469,2 \text{ кН}.$$

Рассмотрим вариант сохранения высоты поперечного сечения в карнизном узле рамы $h_{\text{max}} = 90$ см с расстановкой нагелей по двум окружностям. Диаметр внутренней окружности D_2 , назначаем на 12 d меньше D_1 , т. е. $D_2 = D_1 - 12d = 72 - 24 = 48$ см.

$$\sum Sd = 3,1416 \cdot 48 = 150,8 \text{ см}, n_2 = 150,8 / 8 = 18,8.$$

Принимаем 18 нагелей того же диаметра:

$$\sum n = 28 + 18 = 46, C = 128 \cdot 46 = 5888 \text{ кН/см}$$

Эквивалентную силу $N_{\text{экр}}$ находим по формуле

$$N_{\text{экр}} = 2M_d \sum n / (D_1 n_1 + D_2^2 n_2 / D_1) =$$

$$= 2 \cdot 19239 \cdot 46 / (72 \cdot 28 + 48^2 \cdot 18 / 72) = 682,9 \text{ кН}$$

$$\Delta = 0,0001698 \cdot 682,9 = 0,116 \text{ см};$$

$$N_{\text{ср}} = 128 \cdot 0,116,$$

что меньше $2T_{\min} = 19,69$ кН при сохранении толщины накладок-стоек ($a = 11,5$ см).

Несущая способность всего соединения:

$$N_{\text{ср}} \cdot \sum n = 14,84 \cdot 46 = 682,6 \text{ кН} \approx 682,9 \text{ кН}.$$

Этот вариант по расходу древесины экономичнее. Если проектировщик примет его, узел на рис. 8.31, б необходимо переконструировать.

При постановке в узле нагелей не менее четырех из них по каждой окружности должны быть в виде болтов.

По максимальным касательным напряжениям проверяем стойку на опоре. Расчетные размеры:

$$b_{\text{расч}} = 2 \cdot 11,5 = 23 \text{ см}, h_{\text{оп}} = 40 \text{ см}.$$

$$1,5Q / bh_{\text{оп}} \xi = 1,5 \cdot 55,88 / 23 \cdot 40 \cdot 0,973 =$$

$$= 0,0936 \text{ кН/см}^2 \approx 1,0 \text{ МПа} < R_{\text{ск}} / \gamma_n = 1,5 / 0,95 = 1,58 \text{ МПа}.$$

Плоское напряженное состояние оцениваем в припорном поперечном сечении (на высоте $1,1 h_{\text{оп}}$ от оси вертикальной площадки смятия). Необходимость такой проверки возникает в связи с достаточно высоким уровнем τ_{max} в опорном сечении, хотя $\Sigma b_{\text{ср}} > b_{\text{рш}}$.

При рассмотрении трапеции очертания стойки длиной 320 см с высотами 40 и 100 см высота поперечного сечения на расстоянии от линии равнодействующей распора H , равном $x = 44$ см, $h_x = 48,3$ см. В этом месте крепления панелей отсутствуют, поэтому оценку прочности выполняем без влияния ветровых нагрузок.

Проверку осуществляем на расстоянии y от центра тяжести сечения в сторону растянутой кромки: $y \approx 0,1 \cdot h_x = 4,8$ см.

Площадь поперечного сечения

$$F_x = b_{\text{расч}} h_x = 23 \cdot 48,3 = 1110 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент инерции } I = 23 \cdot 48,3^3 / 12 = 215 \,966 \text{ см}^4.$$

Статический момент отсеченной части

$$S_{\text{отс}} = 23 \cdot 19,3 \cdot 14,5 = 6436 \text{ см}^3.$$

Действующие усилия:

$$M_x = H \cdot x / \xi = 55,88 \cdot 44 / 0,973 = 2527 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$Q_x = H / \xi = 55,88 / 0,973 = 57,43 \text{ кН}.$$

$$N_x = 98,63 \text{ кН}.$$

Компоненты плоского напряженного состояния:

$$\sigma_x = M_x \cdot y / I_x - N_x / F_x = 2527 \cdot 4,8 / 215966 - 98,63 / 1110 =$$

$$= -0,0327 \text{ кН/см}^2 = 0,327 \text{ МПа},$$

$$\sigma_y^+ = 2H\eta_p / bh\xi = 2 \cdot 57,43 \cdot 0,321 / 1110 = 0,00329 \text{ кН/см}^2 = 0,033 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \eta_p = (y/h_{\text{оп}})^3 + 0,1 (y/h_{\text{оп}})^2 + 0,016 = (4,8/40)^3 + 0,1 (4,8/40)^2 + 0,016 = 0,0321;$$

величина $57,43 = H/\xi$,

$$\tau_{xy} = Q_x S_{отс} / I_x b = 57,43 \cdot 5037 / 215 \cdot 966 \cdot 23 = 0,0582 \text{ кН/см}^2 = 0,582 \text{ МПа.}$$

Главные напряжения:

$$\sigma_1 = 0,5 \left[-0,327 + 0,033 + \sqrt{(-0,327 - 0,033)^2 + 4 \cdot 0,582^2} \right] = 0,462 \text{ МПа.}$$

Угол наклона направления σ_1 , при $\sigma_x - \sigma_y < 0$ равен

$$\alpha = 0,5 [180^\circ - \arctg 2\tau_{xy} / (\sigma_y - \sigma_x)] = \\ = 0,5 [180^\circ - \arctg 2 \cdot 0,582 / (0,033 + 0,327)] = 53,59^\circ.$$

Расчетное сопротивление клеёной древесины третьего сорта $R_{ра}$ определяем по формуле

$$R_{ра} = R_{p0} / (\cos^4 \alpha + B \sin^2 2\alpha + t \sin^4 \alpha) \cdot \gamma_n = 11 / (\cos^4 53,59^\circ + \\ + 1 \cdot \sin^2 107,18^\circ + 44 \sin^4 53,59^\circ) \cdot 0,95 = 0,594 \text{ МПа} > \sigma_1 = 0,462 \text{ МПа,}$$

где

$$B = R_{p0} / R_{p45} - (1 + R_{p0} / R_{p90}) / 4 = 11 / 0,9 - (1 + 11 / 0,25) / 4 = 1;$$

$$t = R_{p0} / R_{p90} = 11 / 0,25 = 44.$$

Условие прочности удовлетворено.

Проверка устойчивости рамы из плоскости выполняется по аналогии с примером 15.

При изготовлении рам с консолями целесообразно склеивать заготовочные крупноразмерные блоки постоянной высоты: один блок на два полуригеля 1, второй – на четыре (или более) накладки-стойки 2 (см. рис. 8.31, в). Блоки для ригелей склеиваются из досок шириной 175 мм, а для стоек $b_n = 125$ мм. Длинные прокладки 3 для стоек легко получаются из остатков при раскрое блоков для ригелей.

Размеры заготовочных блоков $l_{ан}$ и $h_{ан}$ уточняются с учетом припусков на раскрой и обработку элементов по аналогии с примером 15.

Глава 9. КЛЕЕДОЩАТЫЕ РАМЫ С КРИВОЛИНЕЙНЫМИ УЧАСТКАМИ

9.1. Особенности конструкций

Первые конструкции, в том числе и гнуто-клеёные рамы, появились во втором десятилетии XX в. В Германии фирмой Гетцера в 1911–1917 гг. был построен ряд зданий с применением этих конструкций. В последующем они получили широкое распространение в мировой строительной практике [1, 2], в том числе и в нашей стране. Типовые гнуто-клеёные рамы имеют марку ДГР.

С позиций соблюдения принципов следящей ориентации волокон, а также сбалансированной несущей способности гнуто-клеёные рамы являются наиболее рациональными (см. рис. 7.3, и, к, л, м). Они состоят из склеенных по пласти тонких досок и обычно имеют прямоугольное поперечное сечение постоянной ширины и переменной высоты.

Сопряжение ригеля со стойками в ДГР формируется путем выгиба пакета из тонких длинных плетей при склеивании Г-образной полурамы (бумеранг). В плавном переходе от ригеля к стойке, таким образом, наибольшие тангенциальные напряжения σ_0 в любом поперечном (радиальном) сечении действуют вдоль волокон. Радиальные σ_r обычно сжимают древесину поперек волокон и даже при минимально допустимых радиусах кривизны ($r \geq 150\delta_{сн}$) редко достигают расчетного сопротивления древесины в этом направлении ($R_{см90}$ по всей поверхности).

Благодаря рациональному конструктивному решению карнизного узла, обусловленному соблюдением основных принципов конструирования жестких рамных узлов, а следовательно высокой надежности всей конструкции, эти рамы перекрывают значительные пролеты: конструкции массового применения – до 24–30 м, уникальные пролеты достигают 50 м (Финляндия) и 74 м (Германия). Но эти рамы имеют как технологические, так и экономические недостатки. Для их склеивания толщина слоя $\delta_{сн}$ не превышает 20 мм (обычно 12–17 мм). Отходы древесины при этом при распиловке и фрезеровании существенно увеличиваются. Например, отходы древесины при двухсторонней острожке по пласти досок $\delta = 19$ мм составляют 33–38%, а при $\delta = 40$ мм – 15–17% их объема.

Большие трудозатраты и расход клея при производстве гнуто-клеёных рам обусловлены выгибом пакета, состоящего из множества тонких слоев досок. Кроме того, неизбежно сокращение внутренних габаритов здания криволинейными участками рам.

Изменение высоты поперечных сечений в рамах выполняется в двух вариантах: либо с плавным уменьшением от криволинейной части к шарнирным узлам (см. рис. 7.3, к), либо ступенчатым в ригеле (см. рис. 7.3, и). В первом варианте от максимальной высоты в зоне закругления ($h_{max} \approx l/25$) к опорному шарниру она уменьшается примерно до $h_{он} \approx l/40$ ($\geq 0,4h_{max}$), а к коньковому – до $h_k \approx l/60$ ($\geq 0,3h_{max}$). При малой высоте стоек сохраняется постоянная высота сечения от

карнизного узла до опоры. Во втором варианте высота поперечных сечений на отдельных участках принимается постоянной: сохраняется на длине полурамы от опоры до уступа в ригеле, а минимальная – от уступа до конькового узла. Следует отметить, что в зоне крутого скоса (с уклоном l типовых рамах марки ДГР) возникают соизмеримые с соответствующими расчетными сопротивлениями древесины касательные τ_{xy} и нормальные напряжения поперек волокон σ_y . При односторонней нагрузке, несмотря на малый уровень, здесь σ_x^+ , σ_y^+ и τ_{xy} приведенные напряжения σ_1 могут достигать величин, опасных для растяжения древесины под углом к волокнам. Плоское напряженное состояние ригеля в окрестностях уступа даже при эксплуатационных нагрузках может оказаться запредельным [25, 33]. Следовательно, более технологичные рамы с уступом являются менее надежными, чем рамы с плавным изменением высоты элементов.

Технологические недостатки гнuto-клеёных рам марки ДГР можно частично устранить. Для невысоких зданий это достигается путем склеивания из тонких слоев только стоек и закругленного перехода в ригель (стойечно-карнизных блоков, см. рис. 7.3, л). Элементы ригеля этих новых рам марки ДГРП получают путем раскроя по косой линии крупногабаритного блока постоянной высоты из толстых досок [61]. При этом практически без отходов клеёной древесины легко получается в ДГРП плавное изменение высоты ригеля. Кроме известных преимуществ прямолинейных элементов, соединение полуригелей со стойечно-карнизными блоками выполняется вдоль волокон вне зоны действия максимального изгибающего момента.

В рамах с высокими стойками (см. рис. 7.3, м) рационально и стойки, и ригель получать путем раскроя из прямолинейных заготовочных блоков постоянной высоты. В этом случае и ригель, и стойки склеиваются из толстых досок, а для узла их сопряжения отпрессовываются гнuto-клеёные детали (блоки) из тонких досок. Один из стыков в ДГРП выполняется на заводе цельноклеёным на зубчатый шип вдоль волокон. Второй, в зависимости от условий транспортировки, может быть монтажным. По экономическим показателям рамы с локальным применением тонкомерных досок лишь в окрестностях карнизного узла становятся конкурентоспособными с другими КДК. Несущая способность их по сравнению с рамами, например типа РДП, в два раза выше при одинаковой материалоемкости [7, 25, 26, 29, 33, 59].

9.2. Особенности расчета рам с криволинейными участками

Ригель и стойки гнuto-клеёных рам вне зоны закругления рассчитываются как прямолинейные элементы по методике, изложенной в 8.7, и по формулам (8.20)–(8.38). При этом особого внимания проектировщика требует проверка элементов с резкими перепадами высоты поперечных сечений (уступами). Они иногда предусматриваются не только в ригеле при ступенчатом изменении высоты клеёного блока (см. рис. 7.3, и), но и в приопорной зоне (см. рис. 8.9, а). С инженерной точки зрения, кроме формализованной оценки по (8.24)–(8.27), весьма опасно сочетание вышеуказанных двух подрезок одновременно (рис. 9.1, а).

В этом случае нормальные напряжения дважды резко изменяют свое направление в прямолинейных клеёных блоках полурам. Усилия сначала перетекают в полуригеле с участка малой высоты («дула пистолетика») на поперечные сечения с увеличенной высотой (см. рис. 9.1, б), а к опоре, наоборот, с клеёного блока максимальной высоты – на подошву стойки сильно уменьшенных размеров. В том и другом месте напряжения переходят по достаточно крутым уступам. Именно в таких рамах, как показали обследования КДК [25, 33], при эксплуатационных условиях были обнаружены магистральные трещины, зарождающиеся у уступа в ригеле и иногда доходящие до опоры. В последнем случае отколовшаяся «рукоятка пистолетика» стоит рядом (держится на защеpestых лучинах) с оставшейся частью полурамы. Стыгивание этих двух частей металлическими хомутами практически ничего не дает.

Обеждаемые дефекты в гнuto-клеёных рамах наблюдались нами именно в типовых конструкциях с уступом. Можно привести три примера: в одной из кошар Хакасской АО (пос. Аршаново Алтайского района), снопохранилище Гатчинского района (пос. Выра) и цехе № 6 Приозерского ДОЗ Ленинградской области трещины проходили от уступа в ригеле до подрезки у опорного шарнира (см. прил. 17).

Анализ напряженного состояния клеёной древесины в окрестностях уступа, выполненный в [25] с помощью МКЭ, подтвердил опасность возникновения трещин в типовых рамах указанной серии даже при расчетных нагрузках.

При проектировании, наряду с оценкой прочности по формулам (8.24)–(8.27) и изменением по необходимости геометрии уступа, целесообразнее вообще отказаться от рам указанной серии, заменив их конструкциями с плавным линейным изменением высоты поперечных сечений. Такой альтернативой могут быть, в частности, и рамы марки ДГРП (по рис. 7.3, л, м).

Основная особенность, отличающая гнuto-клеёные рамы от всех предыдущих, заключается в том, что работа криволинейных участков принципиально не укладывается в рамки НДС прямолинейных элементов. В кривых брусках, кроме нормальных напряжений вдоль волокон – тангенциальных σ_{θ} , возникают радиальные напряжения, действующие в поперечном направлении σ_r (рис. 9.2). Они, в зависимости от знака изгибающего момента, либо сжимают, либо растягивают древесину в направлении минимальных механических характеристик.

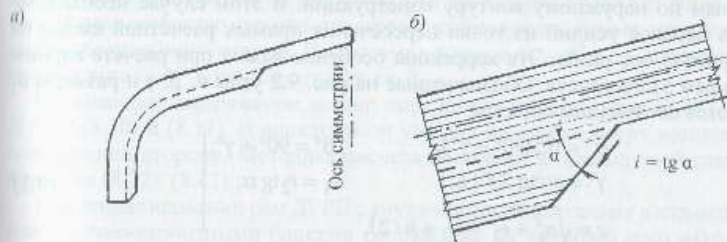


Рис. 9.1. Гнuto-клеёная рама с уступом в ригеле: а – схема магистральной трещины в полураме; б – фрагмент конструкции в зоне уступа

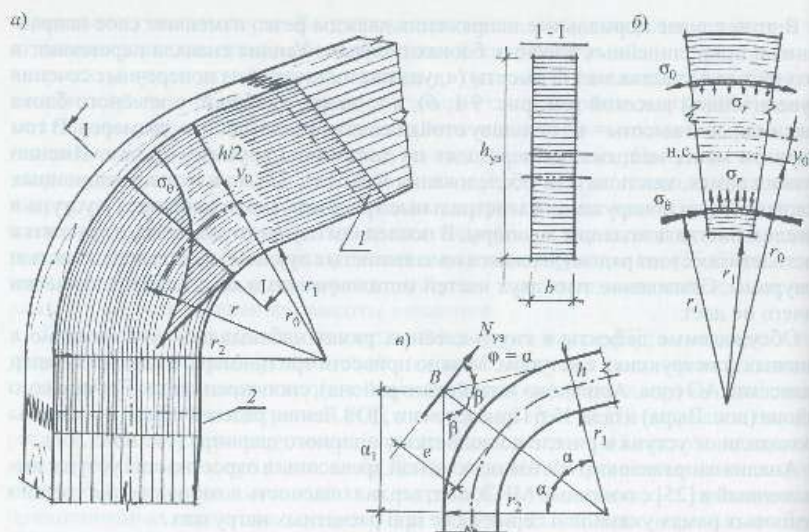


Рис. 9.2. Данные для расчета криволинейных участков рам: а – общий вид жесткого узла ДГРП; б – поперечное сечение и схемы нормальных напряжений в элементарных слоях криволинейного участка; в – схема переноса усилий с наружного контура на ось рамы в карнизном узле

В отличие от большинства балок с криволинейным участком, где радиальные напряжения σ_r растягивают древесину поперек волокон, в узлах рам они являются сжимающими. Эта более благоприятная работа материалов уменьшает опасность преждевременного разрушения рам в окрестностях закруглений по сравнению с гнуто-клееными балками (см. гл. 4 пособия [51]).

При проектировании ДГР и ДГРП следует помнить еще об одной особенности их расчета. Часто внутренние усилия в рамах определяются по ломаным линиям, проведенным по наружному контуру конструкций. В этом случае необходимо выполнить перенос усилий из точки пересечения прямых расчетной схемы на геометрическую ось рамы. Эта коррекция особенно важна при расчете карнизных узлов рам этого класса. Обозначенные на рис. 9.2 углы α , β , γ и размеры α_1 определяются следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \alpha^\circ &= 0,5(90^\circ - \gamma^\circ), & 2\beta^\circ &= 90^\circ + \gamma^\circ; \\ \gamma^\circ &= \arctg 2f/L; & \alpha_1 &= r_2 \operatorname{tg} \alpha; \\ e &= \sqrt{\alpha_1^2 + r_2^2} - (r_1 + h/2), \end{aligned} \right\} \quad (9.1)$$

где f – высота подъема ригеля; L – пролет рамы по расчетной схеме; $h = H_{ст}$ – высота стойки по расчетной схеме.

Тогда усилия для расчета узла ($N_{уз}$ и $M_{уз}$) определяются из следующих соотношений:

$$\left. \begin{aligned} N_{рас} &= N_{уз} = A \cos \alpha + H \sin \alpha; \\ M_{рас} &= M_{уз} = M_B - N_{уз}e, \end{aligned} \right\} \quad (9.2)$$

где A и H – соответственно вертикальная и горизонтальная (распор) составляющие опорных реакций; $M_{уз}$ – изгибающий момент в точке B пересечения прямых расчетной схемы у жесткого узла.

Оценку прочности жестких узлов рам с криволинейными участками выполняют в наиболее напряженном биссектрисном сечении. Она при отсутствии ослаблений крутыми уступами обычно является определяющей.

По максимальным тангенциальным напряжениям проверка криволинейных участков прямоугольных поперечных сечений выполняется по формулам:

$$N_{уз} / F_{расч} + M_{уз} (r_0 - r_1) / F_{расч} y_0 \leq R_c m_{сд} m_{тн} m_{\sigma} m_{\psi} / \gamma_n; \quad (9.3)$$

на растянутой кромке

$$M_{уз} (r_2 - r_0) / F_{расч} y_0 r_2 - N_{уз} / F_{расч} \leq R_p m_{сд} m_{тн} m_{\sigma} m_{\psi} / \gamma_n. \quad (9.4)$$

Обозначения геометрических параметров узла приведены на рис. 9.2.

Тонкостенные рамы из досок, в отличие от балок и арок, из-за технологических сложностей практически не изготавливаются [1, 2 и др.]. При возможном проектировании рам двутаврового или других подобных поперечных сечений следует помнить об особенностях НДС, а соответственно и расчета элементов и узлов таких конструкций. Эти особенности излагаются в десятой главе. Проверка прочности узлов на максимальные σ_r выполняется по формуле

$$\left. \begin{aligned} N \ln(r_0 / r_1) / F_{расч} + M_{уз} [r_0 / r_1 - 1 - \ln(r_0 / r_1)] / F_{расч} y_0 \leq \\ \leq R_{c90} m_{тн} m_{сд} / \gamma_n. \end{aligned} \right\} \quad (9.5)$$

В карнизном узле гнуто-клееных рам, в зоне перехода криволинейного участка в прямолинейный ригель нагрузка от крыши передается обычно в виде сосредоточенной силы. Поэтому на уровне $y = 0,25h$ и расстояния $x = 0,5h$ от линии действия силы P целесообразно оценить плоское напряженное состояние поперечного сечения криволинейного участка. При этом суммарное $\sigma_y = \sigma_y' - \sigma_r$. В прямолинейном участке ригеля σ_y' возникает только от P .

Отрывающее напряжение можно определить по формулам (8.28) с заменой H на P (8.30) и (8.31). В аналогичном участке на стойке могут возникать σ_r на поветренной стороне. Методика расчета изложена в предыдущей главе, п. 8.7, формулы (8.32), (8.33).

При проектировании рам ДГРП с гнуто-клееными деталями в карнизных узлах или стоечно-карнизными блоками сопряжение на зубчатый шип находится вне зоны действия M_{max} , однако требует проверки, так как ослабляет не только кромки, а все поперечное сечение.

Оценка прочности зубчато-шиповых стыков между прямолинейным и криволинейными блоками ДГРП может быть выполнена приближенно. Как показали исследования [59, 60], в соответствии с возможным характером разрушения этого клевого соединения целесообразна проверка трех условий по аналогии с расчетом жесткого узла рам типа РД, РДП. Вместе с тем от расчета по формулам (8.71)–(8.73) оценка зубчато-шипового соединения в рамах ДГРП будет отличаться принципиально. Отличие обусловлено стыкованием вдоль волокон. Поэтому в формулах (8.71)–(8.73) σ_a заменяется на σ_x , а в правой части будет отсутствовать коэффициент $k_R = R_a / R_{II}$. Итак:

$$\sigma_x K_{0,ш} \leq R_p m_i / \gamma_n; \quad (9.6)$$

$$\sigma_x K_{ш} \leq R_{pш} m_i / \gamma_n; \quad (9.7)$$

$$\sigma_x K_{a1} \leq R_{pа} m_i / \gamma_n. \quad (9.8)$$

Все остальное, изложенное в п. 8.8 по методике расчета стыка, остается справедливым, в том числе табл. 8.1, содержащая величины коэффициентов, необходимых для расчета.

Если ослабление поперечного сечения соединением на зубчатый шип с традиционными параметрами окажется недопустимым, рекомендуется по аналогии с балками выполнять стык «на скос» (см. рис. 9.2, а). Этим достигается уменьшение уклона зубчатых шипов без замены режущего инструмента, увеличивается площадь клеевых швов и несущая способность стыка в целом. Требуемый угол наклона линии стыка $\alpha_{ст}$ от нормали к кромке блока определяется по табл. 9.1.

Таблица 9.1

Переходные углы $\alpha_{ст}$ от нормального стыка к наклонному

Исходный уклон зубьев фрезы	Получаемые уклоны при $\alpha_{ст}$, град			
	1:10	1:12	1:14	1:16
1:8	25	40	53	—
1:10	0	33	43	50
1:12	—	0	28	41

9.3. Примеры проектирования

Пример 19. Спроектировать гнuto-клеёную трехшарнирную раму для отапливаемого производственного здания шириной 24 м, расположенного в Люмоцосовском районе Ленинградской области. Кровля рубероидная по клефанерным панелям. Высота продольных стен внутри помещения 3,9 м. Высота помещения в середине пролёта (в коньке) 6,66 м. Условие эксплуатации А2, класс надежности здания II ($m_B = 1$; $\gamma_n = 0,95$). Шаг рам 3,0 м.

Материал – сосновые доски первого и второго сортов толщиной не более 20 мм после острожки, клей ФРФ-50.

Статический расчет по недеформированной схеме и деформационное решение с помощью ЭВМ здесь рационально выполнять по осям, проходящим: для стойки –

вертикально, через центр опоры, для ригеля – по его оси. Для определения параметров расчетной схемы, а также с целью получения геометрических исходных данных для расчета рамы по алгоритму, изложенному в пп. 8.4.2, предварительно необходимо назначить размеры поперечных сечений. Форму сечений принимаем прямоугольной: ширина постоянная ($b = 16$ см); высота на опоре и в криволинейной части постоянная: $h_{ст} = h_{max} = 70$ см = $l/29$ ($> l/30$); высота в коньке $h_{min} = 30$ см ($> 0,3 \cdot 70 = 21$ см).

Плавное изменение высоты прямолинейных участков достигается опилованием пакета, склеенного из ступенчато уложенных досок различной длины.

На основании предварительно принятых размеров определим:

• расчетный пролет $L = 21 - 0,7 = 20,3$ м;

• расчетную высоту стойки с учетом возвышения фундамента над уровнем пола $h_{ф} = 0,15$ м, а также положения центра площадки смятия древесины усилием распора $0,5C \approx 0,05$ м:

$$H_{ст} = 3,90 - 0,35 - 0,15 - 0,05 = 3,35 \text{ м};$$

• высоту подъема оси ригеля (по расчетной схеме)

$$f_p = 6,66 - 3,90 + 0,35 - 0,15 = 2,96 \text{ м};$$

• угол наклона оси ригеля

$$\gamma_1 = \arctg(2,96 / 1015) = 16,26^\circ; \quad \sin \gamma_1 = 0,2801; \quad \cos \gamma_1 = 0,960.$$

По исходным данным проекта при шаге рам $a = 3$ м нагрузки соответствуют принятым в примере 18, т. е. $q_{расч} = 7,5$ кН/м.

Итак, расчетная схема для определения внутренних усилий в деформированной схеме рамы получает следующие исходные данные:

$$L = 20,3 \text{ м}; \quad H_{ст} = 3,35 \text{ м}; \quad f_p = 2,96 \text{ м}; \quad q = 7,5 \text{ кН/м}; \quad \gamma_1 = 16,26^\circ.$$

После предварительного статического расчета и деформационного решения необходимо выполнить корректировку результатов путем переноса усилий из точки пересечения осей расчетной схемы рамы в центр тяжести рассматриваемого сечения в окрестностях закругления у карнизного узла. В наиболее напряженном биссектрисном сечении перенос осуществляется по схеме на рис. 9.3, а.

Параметры сопряжения ригеля со стойкой, необходимые для определения расчетных усилий, действующих в биссектрисном сечении карнизного узла по рис. 9.3, а:

$$\varphi = 0,5(90^\circ - \gamma_1) = 0,5(90^\circ - 16,26^\circ) = 36,87^\circ,$$

$$\tg \alpha = 0,7500; \quad \sin \varphi = 0,6000; \quad \cos \varphi = 0,8000.$$

При радиусе кривизны геометрической оси кривого бруса $r = 321$ см и высоте сечения $h = 70$ см, $r_2 = 321 + 35 = 356$ см, $r_1 = 286$ см.

Плечо переноса

$$e = \sqrt{a^2 + r^2} - r,$$

$$a = r \tg \varphi = 321 \cdot 0,7500 = 240,5 \text{ см}.$$

Тогда

$$e = \sqrt{240,7^2 + 321^2} - 321 = 80,2 \text{ см.}$$

Предварительный статический расчет по деформированной схеме (рис. 9.3, б)

Опорные реакции

$$A = A' = 0,5qL = 0,5 \cdot 7,5 \cdot 20,3 = 76,125 \text{ кН,}$$

$$H = qL^2 / 8 (H_{ст} + f_p) = 7,5 \cdot 20,3^2 / 8 \cdot 6,31 = 61,226 \text{ кН.}$$

Максимальный изгибающий момент, определенный по деформированной схеме,

$$M_B = M'_B = H \cdot H_{ст} = 61,226 \cdot 3,35 = 205,11 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетные усилия в биссектрисном сечении карнизного узла:

$$N_{уз} = A \cos \varphi + H \sin \varphi = 76,125 \cdot 0,8 + 61,226 \cdot 0,6 = 97,64 \text{ кН,}$$

$$M_{уз} = M_B - N_{уз} \cdot e = 205,11 - 97,64 \cdot 0,802 = 126,8 \text{ кН} \cdot \text{м} = 12\,680 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Принимаем толщину $\delta_d = 13$ мм (до острожки – 19 мм). Крайние доски – по 8 слоев первого сорта, в середине сечения – слой второго сорта.

Краевые тангенциальные напряжения в растянутой зоне биссектрисного сечения

$$M(r_2 - r_0) / F_{расч} \cdot y_0 \cdot r_2 - N_{уз} / F_{расч} = 12\,680(356 - 319,7) / 1120 \cdot 1,3 \cdot 356 - 97,64 / 1120 = 0,801 \text{ кН/см}^2 = 8,01 \text{ МПа} < R_p m_{сд} M_{тн} m_{б} / \gamma_n = 10 \cdot 1,1 \cdot 0,82 \cdot 0,93 / 0,95 = 8,83 \text{ МПа.}$$

Здесь

$$F_{расч} = bh = 16 \cdot 70 = 1120 \text{ см}^2;$$

$$I = bh^3 / 12 = 16 \cdot 70^3 / 12 = 457\,333 \text{ см}^4;$$

$$y_0 = I / F \cdot r = 457\,333 / 1120 \cdot 321 = 1,27 \approx 1,3 \text{ см;}$$

$$r_0 = 321 - 1,3 = 319,7 \text{ см; } r_2 / \delta_d = 356 / 1,3 = 274,$$

откуда $m_{тн} = 0,82$, $m_{б} = 0,93$, $m_{сд} = 1,1$.

Условие прочности на сжатой кромке:

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= M_{уз} (r_0 - r_1) / F_{расч} \cdot y_0 \cdot r_1 - N_{уз} / F_{расч} = \\ &= 12\,680(319,7 - 286) / 1120 \cdot 1,3 \cdot 286 + 97,64 / 1120 = 1,026 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 10,26 \text{ МПа} < R_c m_{сд} m_{тн} m_{б} / \gamma_n = 16 \cdot 1,1 \cdot 0,94 \cdot 0,93 / 0,95 = 16,20 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Здесь $m_{тн} = 0,94$, так как $r_2 / \delta_d = 286 / 1,3 = 220$. Коэффициент $m_{б}$, учитывая градиент тангенциальных напряжений, носит формальный характер. В сжатой зоне может быть применен пиломатериал второго сорта, так как

$$\sigma_{\theta} = 10,26 \text{ МПа} < 15 \cdot 1,1 \cdot 0,94 \cdot 0,93 / 0,95 = 15,18 \text{ МПа.}$$

По условию прочности возможен даже третий сорт во всех слоях, кроме 8 слоев первого сорта в растянутой зоне, однако вгнутой части рамы по технологическим условиям он не рекомендуется.

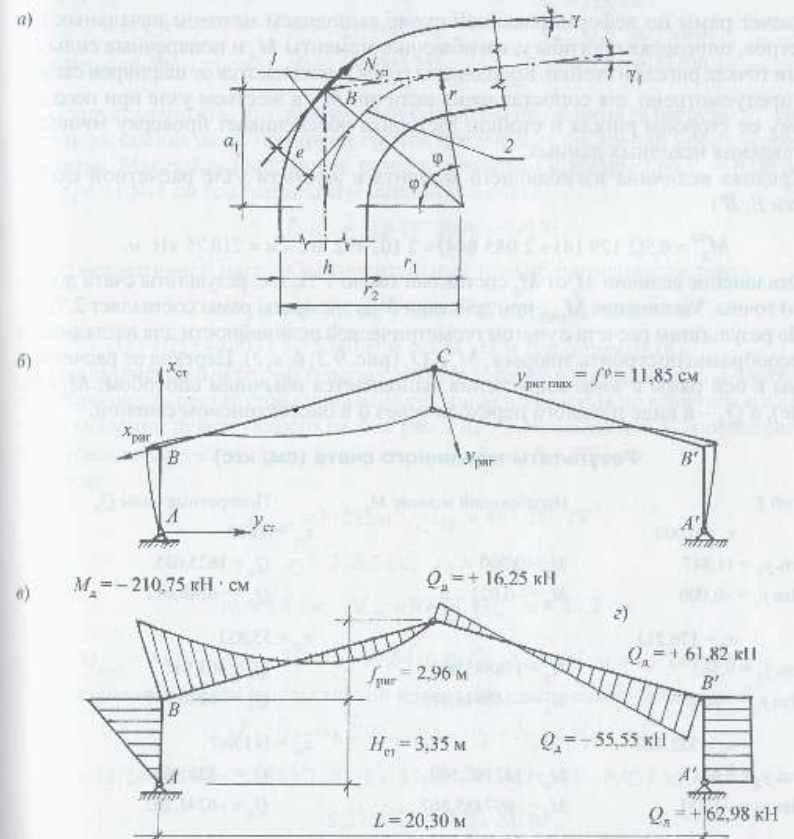


Рис. 9.3. Данные для расчета гнуто-клееной рамы по ломаной схеме, проведенной по осям прямолинейных участков: а – схема переноса усилий с точки перелома схемы на ось рамы в карнизном узле; б, в, г – основные результаты расчета рамы по деформированной схеме

Расчеты показали, что растянутая кромка более опасна, хотя краевые напряжения в ней меньше сжимающих на другой кромке.

Проверяем узел на сжатие поперек волокон ($R_{см90}$ по всей поверхности).

$$\sigma_r = M_{y3} [r_0 / r_1 - \ln(r_0 / r_1)] / F \cdot y_0 + N_{y3} \ln(r_0 / r_1) / F_{расч} =$$

$$= 12 \cdot 680 \cdot [319,7 / 286 - 1 - \ln(319,7 / 286)] / 1120 \cdot 1,3 + 97,64 \ln(319,7 / 286) / 1120 =$$

$$= 0,0561 \text{ кН/см}^2 = 0,561 \text{ МПа} \ll R_{см90} m_{с1} m_{п1} / \gamma_n = 1,8 \cdot 1,1 \cdot 0,99 / 0,95 = 2,06 \text{ МПа};$$

$$m_{п1} = 0,99, \text{ так как } r_0 / \delta_d = 319,7 / 1,3 = 246.$$

Расчет рамы по деформированной схеме выполняем методом начальных параметров, определяя прогибы y , изгибающие моменты M_d и поперечные силы Q_d в семи точках ригеля и стойки. Координаты точек x , начинаются от шарниров схемы. Это предусмотрено для сопоставления величин M_{y3} в жестком узле при подходе к нему со стороны ригеля и стойки. Методика обеспечивает проверку точности составления исходных данных.

Средняя величина изгибающего момента в жестком узле расчетной схемы (точки B, B')

$$M_d^{cp} = 0,5(2 \cdot 129 \cdot 141 + 2 \cdot 085 \cdot 844) = 2 \cdot 107 \cdot 492 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 210,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отклонение величин M_i от M_d составляет около 1 %, т. е. результаты счета достаточно точны. Увеличение M_{max} при действии N на элементы рамы составляет 2,75 %.

По результатам расчета с учетом геометрической нелинейности для наглядности целесообразно построить эпюры y , M_d и Q_d (рис. 9.3, б, в, з). Переход от расчетной схемы к оси рамы в зоне закругления выполняется обычным способом: M_d (см. выше), а Q_d – в виде плавного перехода через 0 в биссектрисном сечении.

Результаты машинного счета (см, кгс)

Прогиб y	Изгибающий момент M_d	Поперечные силы Q_d
$x_p = 0,000$		$x_{ст} = 0,000$
Ригель $y_0 = 11,847$	$M_d = 0,000$	$Q_d = 1625,035$
Стойка $y_0 = -0,000$	$M_d = -0,022$	$Q_d = -6248,612$
$x_p = 176,213$		$x_{ст} = 55,833$
Ригель $y_1 = 9,365$	$M_d = 178885,000$	$Q_d = 403,935$
Стойка $y_1 = -0,923$	$M_d = -348846,375$	$Q_d = -6246,759$
$x_p = 352,427$		$x_{ст} = 111,667$
Ригель $y_2 = 6,634$	$M_d = 142167,500$	$Q_d = -820,396$
Стойка $y_2 = -1,881$	$M_d = -697485,867$	$Q_d = -6241,202$
$x_p = 528,64$		$x_{ст} = 167,500$
Ригель $y_3 = 3,698$	$M_d = -109858,750$	$Q_d = -2038,166$
Стойка $y_3 = -2,659$	$M_d = -1045711,734$	$Q_d = -6231,944$

$x_p = 704,853$		$x_{ст} = 223,333$
Ригель $y_4 = 0,868$	$M_d = -575179,000$	$Q_d = -3239,638$
Стойка $y_4 = -3,419$	$M_d = -1393317,516$	$Q_d = -6218,991$
$x_p = 881,067$		$x_{ст} = 279,167$
Ригель $y_5 = -1,283$	$M_d = -1250071,500$	$Q_d = -4415,206$
Стойка $y_5 = -4,070$	$M_d = -1740097,050$	$Q_d = -6202,349$
$x_p = 1057,28$		$x_{ст} = 335,000$
Ригель $y_6 = -1,926$	$M_d = -2129141,000$	$Q_d = -5555,468$
Стойка $y_6 = -4,586$	$M_d = -2085844,750$	$Q_d = -6182,030$

Следует отметить, что деформации получены от расчетных нагрузок f_p , следовательно, оценка рамы по второй группе предельных состояний носит условный характер. Максимальный прогиб рамы в коньковом шарнире при $x_p = 0,00$ равен $y_0 = f_p = 11,847$ см (см. результаты машинного счета).

$$f_p / L = 11,847 / 2030 = 1 / 171.$$

От нормативной нагрузки относительный прогиб примерно составит

$$f^n / L = q^n f_p / Lq = 5,34 \cdot 1 / 171 \cdot 7,50 = 1 / 240,$$

где $q^n = (527 + 253 + 1000) \cdot 3 = 5340 \text{ Н/м} = 5,34 \text{ кН/м}$ (см. пример 18).

Предварительный расчет показал, что достаточно в криволинейной части оценить прочность растянутой кромки биссектрисного сечения по величине изгибающего момента, действующего на оси рамы $M_{d,y3}$. Изменением N_{y3} пренебрегаем. Уточним высоту сечения из 54 досок: $\delta_d = 1,3$ см; $h = 70,2$ см.

Тогда

$$F_{расч} = 1123 \text{ см}^2, \quad I_{бр} = 461 \cdot 260 \text{ см}^4,$$

$$r_2 = 356,2 \text{ см}, \quad r_0 = 319,8 \text{ см},$$

$$y_0 = 1,3 \text{ см}, \quad N_{y3} = 97,64 \text{ кП}, \quad e = 80,2 \text{ см},$$

$$M_{d,y3} = M_d^{cp} - N_{y3} e = 210,75 - 97,64 \cdot 0,802 = 132,4 \text{ кН} \cdot \text{м} = 13 \cdot 240 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Условие прочности на растянутой кромке биссектрисного сечения

$$M_{d,y3} (r_2 - r_0) / F_{расч} \cdot y_0 \cdot r_2 - N_{y3} / F_{расч} =$$

$$= 13 \cdot 240 (356,2 - 319,8) / 1123 \cdot 1,3 \cdot 356,2 - 97,64 / 1123 = 0,927 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 9,27 \text{ МПа} > 8,83 \text{ МПа}$$

(см. предварительный расчет).

Перенапряжение составляет около 5 %. Принятую высоту сечения оставляем, так как при определении ее не учитывалась суммарная высота 53 клеевых швов.

Проверка поперечного сечения у опоры по касательным напряжениям

Исходные данные:

$$Q_d = 62,49 \text{ кН}, \quad F_{\text{расч}} = 1123 \text{ см}, \quad I_{\text{бр}} = 461\,260 \text{ см}^4.$$

$$S_{\text{бр}} = b \cdot h^2 / 8 = 16 \cdot 70,2^2 / 8 = 9856 \text{ см}^3.$$

$$Q_d S_{\text{бр}} / I_{\text{бр}} b = 62,49 \cdot 9856 / 461\,260 \cdot 16 = 0,0835 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 0,835 \text{ МПа} < R_{\text{ск}} m_{\text{сл}} / \gamma_n = 1,5 \cdot 1,1 / 0,95 = 1,737 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечивается.

Опасность потери устойчивости плоской формы деформирования гнuto-клеёных рам существует в криволинейной части, так как эта зона не раскреплена и по сжатой и по растянутой кромкам. За пределами участка раскрепления ограждающими конструкциями осуществляется в растянутой зоне (до поперечных сечений, где $M=0$). Количество раскреплений на стойке 2 и на ригеле 3 ($\Sigma m > 4$). Длина дуги оси полурамы при центральном угле, равном $2\varphi = 2 \cdot 36,87^\circ = 73,74^\circ = 1,287$ радиан, и радиусе $r = 321$ см (см. рис. 9.3, а), составляет

$$S_d = I_d = \alpha r = 1,287 \cdot 321 = 413 \text{ см}.$$

Длина прямолинейного участка стойки у опоры полурамы равна 70 см, длина части ригеля от закругления до сечения с нулевым изгибающим моментом 352 см. Общая расчетная длина $l_p = 70 + 413 + 352 = 835$ см.

Гибкость участка из плоскости рамы без учета раскреплений растянутой кромки равна $\lambda_y = l_p / 0,289b = 835 / 0,289 \cdot 16 = 180,6$.

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_y = 3000 / 180,6^2 = 0,0920.$$

В соответствии с эпурой M

$$K_\varphi = 1,13 K_{\text{жМ}} = K_{\text{жN}} = 1 \text{ (при } m > 4 \text{)}.$$

$$K_{\text{нN}} = 1 + [0,75 + 0,06 (l_p / h)^2 + 0,6 \alpha_p l_p / h - 1] =$$

$$= 1 + [0,75 + 0,06 (835 / 70,2)^2 + 0,6 \cdot 1,287 \cdot 413 / 70,2 - 1] = 13,82.$$

В третьем слагаемом учтена длина дуги, а не l_p , ввиду того, что для прямолинейных участков $\alpha_p = 0$; высота принята постоянной, так как уменьшение ее начинается только в ригельной части на небольшом отрезке длины участка.

$$K_{\text{нМ}} = 1 + [0,142 \cdot l_p / h + 1,76h l_p / h + 1,4 \alpha_p - 1] =$$

$$= 1 + [0,142 \cdot 835 / 70,2 + 1,76 \cdot 70,2 / 835 + 1,4 \cdot 1,287 - 1] = 3,64.$$

Коэффициент φ_M равен

$$\varphi_M = 140b^2 \cdot K_\varphi \cdot K_{\text{жМ}} / l_p h = 140 \cdot 16^2 \cdot 1,13 \cdot 1 / 835 \cdot 70,2 = 0,691.$$

Условие устойчивости:

$$N \gamma_n / \varphi_y \cdot R_c \cdot m_b \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{гн}} \cdot F_{\text{бр}} \cdot K_{\text{нN}} +$$

$$+ (M_d \gamma_n / \varphi_M \cdot R_{\text{и}} \cdot m_b \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{гн}} \cdot W_{\text{бр}} \cdot K_{\text{нM}})^n =$$

$$= 97,64 \cdot 0,95 / 0,092 \cdot 1,5 \cdot 0,93 \cdot 1,1 \cdot 0,99 \cdot 1123 \cdot 13,82 +$$

$$+ 13240 \cdot 0,95 / 0,691 \cdot 1,5 \cdot 0,93 \cdot 1,1 \cdot 0,99 \cdot 13140 \cdot 3,64 = 0,346 < 1.$$

Здесь степень n принята равной единице, так как рассматриваемый участок имеет раскрепления из плоскости в растянутой зоне. $R_c = R_{\text{и}} = 1,5 \text{ кН/см}^2$; $m_{\text{гн}} = 0,99$ по условию рассмотрения среднего слоя пакета при сжатии и изгибе.

$$W_{\text{бр}} = bh^2 / 6 = 16 \cdot 70,2^2 / 6 = 13\,140 \text{ см}^3, \quad N_{\text{max}} = 97,64 \text{ кН}.$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{уз}} = 13\,240 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad F_{\text{бр}} = 1123 \text{ см}^2.$$

Устойчивость плоской формы деформирования рамы обеспечена.

Расчет шарнирных узлов рамы

Наиболее простым опорным узлом рамы является решение с передачей вертикальной и горизонтальной составляющих реакции непосредственно на фундамент.

Необходимая площадь подошвы при смятии древесины вдоль волокон определяется обычно по сопротивлению бетона на смятие. При ширине опорной площадки $b = 16$ см вычисляется ее длина $C_{\text{гор}}$ (рис. 9.4, а).

$$C_{\text{гор}} \geq A / R_B \cdot b = 76,125 / 0,6 \cdot 16 = 7,93 = 8 \text{ см},$$

где $R_B = 0,6 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление бетона класса В10 на сжатие.

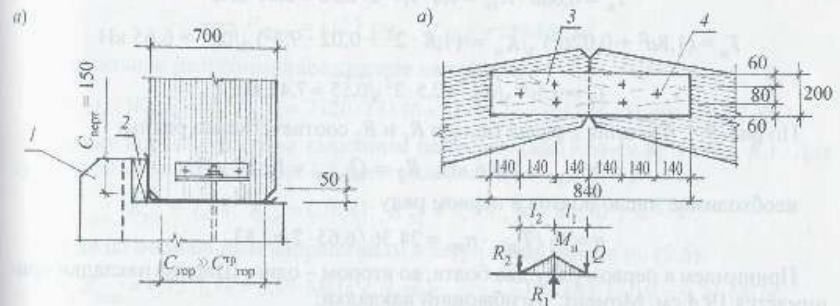


Рис. 9.4. Шарнирные узлы гнuto-клеёной рамы: а – опорный; б – коньковый с расчетной схемой для определения усилий в накладках 3 и болтах 4; 1 – фундамент с армированным выступом; 2 – выравнивающая антисептированная прокладка

Длина площадки назначается больше из конструктивных соображений, чем из расчетных.

Длина вертикальной площадки, наоборот, чаще обусловлена расчетом, так как древесина здесь работает на смятие поперек волокон.

$$C_{\text{верт}} \geq H \cdot \gamma_n / bR_{\text{см90}} = 61,226 \cdot 0,95 / 16 \cdot 0,3 = 12,12 \text{ см},$$

где $R_{\text{см90}} = 0,3 \text{ кН/см}^2$.

Высоту опирания принимаем 15 см. С учетом высоты подрезки (5 см) высота выступа фундамента принимается равной 20 см (см. рис. 9.4, а). При этом выступ работает как консольная балка и армируется по расчету. Элементы крепления рамы в опорном узле: уголки, горизонтальные болты и анкерный болт назначаются конструктивно. В рамах (и арках) значительных пролетов целесообразен прием конструирования опорного узла с наклоном верхнего обреза фундамента, перпендикулярным равнодействующей самого «невыгодного» сочетания реакции. Угол наклона опорной площадки к горизонтали при этом равен $\alpha = \arctg(H/L)$.

В конышном узле нормальная горизонтальная сила ($N_{\text{гор}} = H_{\text{max}} = 61,226 \text{ кН}$) передается через приторцованные поверхности полурам. При смятии древесины под незначительным углом обычно вертикальный размер площадки конструктивно не достигает предельных расчетных значений ($C_{\text{верт}} > C_{\text{верт}}^{\text{треб}} \geq N_{\text{гор}} \gamma_n / bR_{\text{см}\alpha} m_i$).

Классическим примером передачи поперечной силы $Q_{\text{верт}}$ в конышном узле являются парные деревянные накладки на болтах (см. рис. 9.4, б).

Максимальная вертикальная сила $Q_{\text{верт}}$ в узле возникает при односторонней нагрузке от снега.

$$Q_{\text{верт}} = q_{\text{сн}} L / 8 = 4,8 \cdot 20,3 / 8 = 12,18.$$

Древесина накладок работает в нагельном гнезде на смятие поперек волокон. При диаметре болтов $d = 2,0 \text{ см}$, $K_{\alpha} = 0,55$. Толщина накладки $a = 10 \text{ см}$.

$$T_c = 0,5cd \cdot K_{\alpha} = 0,5 \cdot 16 \cdot 2 \cdot 0,55 = 8,80 \text{ кН},$$

$$T_a = 0,8ad \cdot K_{\alpha} = 0,8 \cdot 9,4 \cdot 2 \cdot 0,55 = 8,27 \text{ кН},$$

$$T_n = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{K_{\alpha}} = (1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 9,4^2) \sqrt{0,55} = 6,65 \text{ кН}$$

$$T_n = 2,5d^2 \sqrt{K_{\alpha}} = 2,5 \cdot 2^2 \sqrt{0,55} = 7,42 \text{ кН}.$$

По рис. 9.4, б усилия в рядах болтов R_1 и R_2 соответственно равны:

$$R_1 = 2Q_{\text{верт}} = 24,36 \text{ кН}; R_2 = Q_{\text{верт}} = 12,18 \text{ кН},$$

необходимое число болтов в первом ряду

$$n = R_1 / T_{\text{min}} \cdot n_{\text{ср}} = 24,36 / 6,65 \cdot 2 = 1,83.$$

Принимаем в первом ряду два болта, во втором – один. Ширина накладки принимается 19,4 см. Момент, изгибающий накладку:

$$M_n = Q_{\text{верт}} \cdot l_1 = 12,84 \cdot 14 = 170,5 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$W_n = b_n / 6 = 9,4 \cdot 19,4^2 / 6 = 589,6 \text{ см}^3;$$

$$\begin{aligned} \sigma_x &= M_n / 2W_n = 170,5 / 2 \cdot 589,6 = 0,145 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 1,45 \text{ МПа} \ll R_n / \gamma_n = 8,5 / 0,95 = 8,9 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Здесь опасными являются не столько изгибные напряжения, сколько напряжения, растягивающие древесину поперек волокон в окрестностях нагельного гнезда. Они иногда приводят к возникновению трещин в накладках. Методика оценки накладок и других подобных элементов, работающих на раскалывание, пока еще не стала общепризнанной.

Пример 20. Требуется рассчитать раму с гнuto-клепным стоечно-карнизным блоком из тонких досок и прямолинейным ригелем – из толстых (см. рис. 7.3, д, м).

Это сократит трудозатраты, отходы древесины на распиловку и острожку и расход клея. При запрессовке гнuto-клепного блока постоянной высоты необходимо предусмотреть прямолинейные участки по концам на длине, примерно равной высоте поперечного сечения, с припусками на обработку и стык. Тогда общая длина стоечно-карнизного блока равна $75 + 413 + 77 = 565 \text{ см}$. При этом имеется возможность осуществить склеивание его без стыкования досок на зубчатый шип. При необходимости стыкования целесообразно избегать стыка на расстояниях от биссектрисного сечения примерно по 1,5 м.

Два прямолинейных полуригеля переменной высоты получаются методом раскроя из заготовочного блока постоянной высоты, равной сумме h_{max} и h_{min} полуригеля с припуском на пропил и фрезерование ($h_{\text{с,п}} = 70,2 + 30 + 1,8 = 102 \text{ см}$). При толщине досок по 3, 4 см пакет набирается из тридцати слоев.

В рассматриваемой раме можно не рассчитывать криволинейный участок, но хотя бы приближенно необходимо оценить прочность зубчато-шипового клеевого соединения. При этом длина зуба должна быть не менее 50 мм. В месте стыкования действуют усилия:

$$M_d = 7120 \text{ кН} \cdot \text{см}; N = 78 \text{ кН}; Q_d = 38 \text{ кН}.$$

Параметры поперечного сечения:

$$F_{\text{расч}} = 1123 \text{ см}; W_{\text{расч}} = 13140 \text{ см}^2.$$

Нормальное растягивающее краевое напряжение

$$\sigma_x = M_d / W_{\text{расч}} - N / F_{\text{расч}} = 7120 / 13140 - 78 / 1123 = 0,4724 \text{ кН/см}^2 = 4,72 \text{ МПа}.$$

Оценку прочности стыка выполним по формулам (9.6)–(9.8) и табл. 8.1. Для зуба $l = 50 \text{ мм}$ с затуплением 1,5 мм и уклоном 0,1

$$K_{\text{о,п}} = 1,48; K_{\text{ш}} = 0,0281; K_{\text{с1}} = 0,900; \alpha = 84,30^\circ; \alpha = 8,5^\circ$$

Тогда по нормальным напряжениям в затуплении шипов по (9.6):

$$\sigma_x K_{\text{о,ш}} = 4,72 \cdot 1,48 = 6,99 \text{ МПа} < R_p m_{\text{с1}} / \gamma_n = 10 \cdot 0,93 \cdot 1 / 0,9 = 9,79 \text{ МПа};$$

на отрыв по плоскости склеивания по (9.7):

$$\sigma_x K_{\text{ш}} = 4,72 \cdot 0,0281 = 0,1326 \text{ МПа} < 0,35 \cdot 0,93 / 0,95 = 0,343 \text{ МПа};$$

по приведенным напряжениям, действующим под углом α_1 к волокнам древесины, по (9.8):

$$\sigma_x K_{\alpha 1} = 4,72 \cdot 0,9 = 4,25 \text{ МПа} \ll R_{пр} m_{\sigma} m_{сл} / \gamma_n \approx 11 \text{ МПа};$$

При $\alpha_1 = 8,5^\circ$ потери прочности древесины невелики (см. график на рис. 8.8).

Приближенный расчет показал, что клеевое соединение блоков на зубчатый шип указанных параметров, выполненное вдоль волокон и вынесенное за пределы действия M_{\max} , не снижает несущей способности рамы. Это подтверждено экспериментально [25].

Самая высокая несущая способность гнуто-клеёных рам из всех конструкций этого класса не требует каких-либо мер по увеличению жесткости и прочности рамного узла. Некоторые потери максимального ресурса анизотропного материала вдоль волокон здесь связаны лишь с дополнительными технологическими напряжениями, возникающими при гнутье слоев досок при формировании клеёного криволинейного пакета. Они являются технически управляемыми и могут быть почти полностью исключены.

Примеры местного увеличения высоты поперечных сечений в криволинейных участках клеодошчатых конструкций (не только рам), встречающиеся в зарубежной практике, скорее обусловлены архитектурными соображениями. Этот прием заключается в наклеивании дополнительных короткомерных тонких досок с целью получения прямолинейных кромок взамен криволинейных (рис. 9.5). По ломаному наружному контуру таких КДК легко прикрепляются ограждающие конструкции без дополнительных работ на строительной площадке по установке специальных устройств, формирующих поперечник здания.

Дополнительные слои лишь несколько изменяют характер распределения нормальных напряжений по высоте биссектрисного сечения (см. рис. 9.5). К существенному упрочнению КДК они не приводят, но увеличивают общую материалоемкость конструкций.

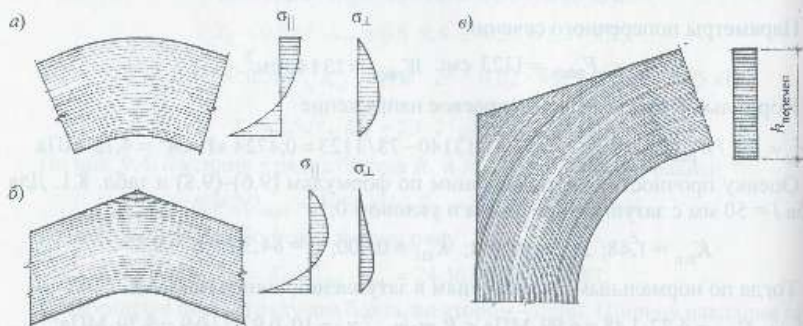


Рис. 9.5. Особенности криволинейных участков КДК массового применения в зарубежной практике: а – кривой брус с постоянной высотой поперечного сечения; б – фрагмент криволинейной балки переменной высоты с особенностями напряжений в биссектрисном сечении; в – рамный узел с ломаным наружным контуром и криволинейным внутренним

емкость конструкций. В рамках эти дополнительные слои имеют даже негативное значение. Наряду с увеличением общей материалоемкости КДК в районе жесткого узла на растянутую кромку кроме цельных слоев выходят короткомерные с перерезанными волокнами. Это приводит к отрыву и отслаиванию досок. Указанные дефекты наблюдались в эксплуатируемых КДК системы О. Гетцера еще в первой половине нашего века. Отечественный опыт применения гнуто-клеёных рам с формообразованием переменной высоты поперечных сечений прямолинейных элементов ДГР путем опилования их по наружному контуру также оказался отрицательным. Отслоение кососрезных досок наблюдалось при испытаниях жестких узлов этих рам, проведенных в Апрелевке Московской области в 1960-х гг., а также на выставке новых КДК под открытым небом в ЦНИИЭП Сельстрое.

Глава 10. КЛЕЕФАНЕРНЫЕ РАМЫ

10.1. Основные сведения

Клефанерные рамы (КФР), по аналогии с клефанерными балками, состоят из фанерных стенок, дощатых поясов и ребер жесткости для обеспечения местной устойчивости тонких стенок. Ребра, кроме узловых, обычно устанавливаются в створе со стыками фанерных стенок. Доски и другие элементы поясов обычно стыкуются на зубчатый шип как наиболее технологичный и прогрессивный. Фанерные стенки пока еще чаще стыкуются на ус, хотя на современных заводах и имеется оборудование для сращивания фанеры на зубчатый шип. Волокна наружных слоев шпона рекомендуется располагать параллельно внешнему контуру стоек и ригеля.

Достоинства лобных тонкостенных конструкций, изложенные в гл. 5 пособия [51], в полной мере относятся и к рамам. Для закрепления знаний студентов лишним будет кратко повторить основные из них.

Применение фанеры, обладающей повышенной прочностью на срез и растяжение в плоскости листа под различными углами, позволяет в максимальной степени реализовать закон концентрации материала при конструировании. Иными словами, клефанерные конструкции (КФК) могут быть самыми тонкостенными. Например, в двутавровых поперечных сечениях клеодошчатых конструкций толщина стенки b_1 не может быть меньше 8 см, а относительная ее величина не должна превышать 0,5b. В клефанерных конструкциях суммарная толщина стенок обычно составляет всего 1/7 – 1/10 общей ширины сечения ($b_1 = \sum \delta_{\phi} = 1/7 - 1/10b$).

Благодаря указанным особенностям при рациональном использовании достоинств каждого из применяемых материалов КФК обладают минимальной материалоемкостью из всех видов плоских сплошных конструкций. Другим весьма

крупным достоинством КФК является возможность избежать перерезания волокон пиломатериалов на кромках поперечных сечений при формировании конструкций с переменной высотой h , если, конечно, не создавать его искусственно (специально или произвольно, и особенно в наиболее напряженных карнизных узлах (см. ниже). Изменение высоты h достигается только за счет раскряса фанеры без косых подрезок элементов поясов. При этом на кромки поперечных сечений выходит не одна, как в КДК, а не менее 4 досок, установленных на ребро. Это рассредотачивает ослабления по ширине поясов и повышает однородность клеёной древесины в наиболее напряженных кромках (см. рис. 5.1 в пособии [51]).

В КФК, по сравнению с клеждощатыми конструкциями, нет острой необходимости учитывать незначительные напряжения, растягивающие древесину поперек волокон (σ_{\perp}), в частности возникающие от отрицательных ветровых нагрузок (отсоса), появляющиеся за пределами прижима в виде всплесков или гармоник от больших сосредоточенных усилий сжатия, например у опорных узлов и т. д. Это обусловлено пониженной степенью анизотропии искусственного листового материала фанеры в ее плоскости по сравнению с цельной древесиной.

Благодаря применению фанеры в КФК теряется острота местное усиление поперечных сечений путем армирования. При грамотном конструировании сбалансированная прочность легко достигается рациональным соотношением площадей (и конфигурации) дощатых поясов и фанерных стенок.

Тонкостенные КФК, конечно, не лишены и недостатков, связанных с необходимостью стыкования фанеры по длине, обеспечением местной устойчивости стенок, а также с более низкой, чем в КДК, огнестойкостью (подробнее см. п. 5.1 пособия [51]).

Клеефанерные рамы имеют минимальную материалоемкость из всех конструкций этого класса. По сравнению с массивными клеждощатыми рамами в КФР расход досок может быть меньше на 35–40%. Поэтому как наиболее прогрессивные в целом, они весьма целесообразны в лесодефицитных регионах. Например, на Украине с 1974 г. по 1984 г. введено более 200 тыс. м² производственных площадей в системе Минсельстроя УССР с использованием клеефанерных рам. Это дало экономический эффект по ценам 1984 г. около 3 млн р. [25, 62, 63].

Первые клеефанерные рамы появились у нас в стране одновременно с дощато-гвоздевыми. Однако они, в отличие от первых, дальше прорисованных разработок в своем развитии не продвинулись вплоть до конца шестидесятых годов прошлого века.

Сопряжение растянутых поясов под углом предлагалось осуществлять на фанерных накладках и прокладках как в 1937 г. [64], так и в 1966 г. в разработках, например, Росгипросельхозстроя (автор Э. А. Линакс, рис. 10.1). В отличие от предыдущих, рамы Росгипросельхозстроя были разработаны с вутом в сжатой зоне жесткого узла. Испытания этих рам, проведенные в ЛИСИ в 1967 г. [65], показали невысокую несущую способность конструкций с жестким узлом на фанерных накладках и прокладках. Заложенный в проект принцип дробности, к сожалению, не обеспечил ожидаемого конструктивного эффекта. Реализация его при том уровне технологической оснащенности оказалась невозможной. Пропилы в растянутых

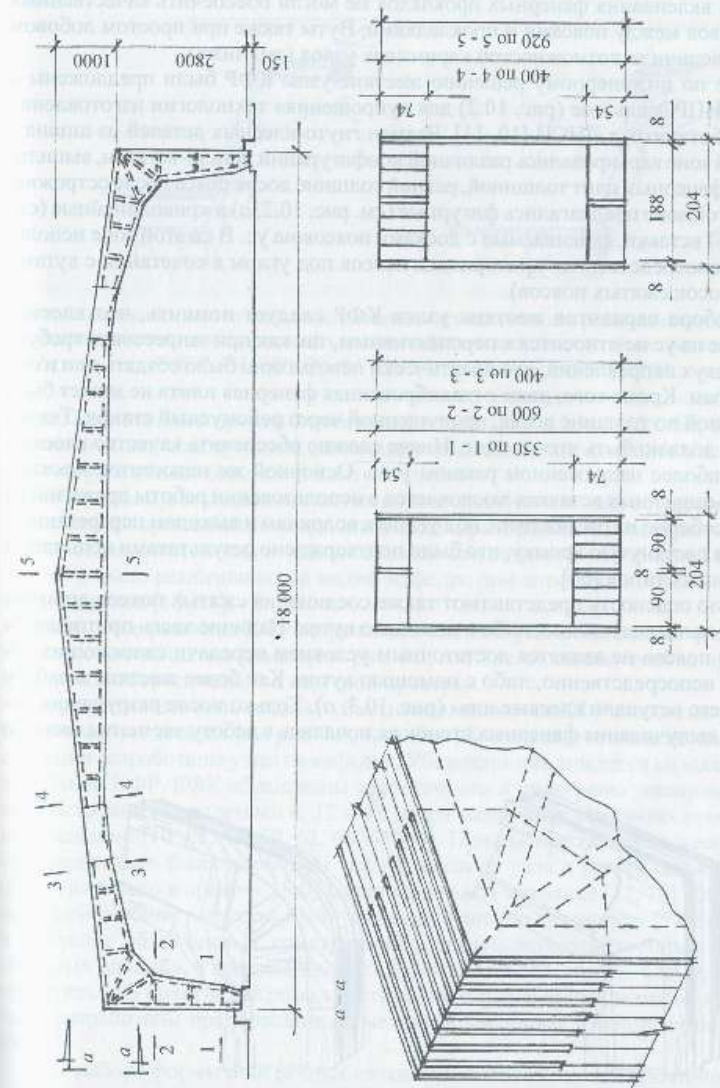


Рис. 10.1 Двухслойная клефанерная рама Росгипросельхозстроя с вутом и фанерными прокладками в жестких узлах

поясах для вклеивания фанерных прокладок не могли обеспечить качественных клеевых швов между поясами и прокладками. Вуты также при простом лобовом упоре не увеличили возможностей карнизных узлов (см. ниже).

Близкие по инженерному решению жесткие узлы КФР были предложены в УкрНИИГИПРОсельхозе (рис. 10.2) для «упрощения» технологии изготовления рам, разработанных в ЛИСИ [10, 11]. Взамен гнуто-клебных деталей из шпона в растянутой зоне варьировались различной конфигурации детали-вставки, выпиливаемые из фанерных плит толщиной, равной толщине досок пояса после острожки. В растянутой зоне предлагались фигурные (см. рис. 10.2, а) и криволинейные (см. рис. 10.2, б) вставки, склеиваемые с досками поясов на ус. В сжатой зоне использовалась непосредственная приторцовка поясов под углом в сочетании с вутами (по 50 % досок сжатых поясов).

При выборе вариантов жестких узлов КФР следует помнить, что клеевое соединение на ус не относится к перспективным, так как при запрессовке требует давления двух направлений, что практически невозможно было создать при изготовлении рам. Кроме того, даже откалиброванная фанерная плита не может быть всегда равной по толщине доске, пропущенной через реймусный станок. Технологически должно быть что-то одно. Иначе сложно обеспечить качество клеевых швов в наиболее напряженном рамном узле. Основной же недостаток жестких узлов на выпиленных вставках заключается в использовании работы древесины и фанеры, особенно на растяжении, под углом к волокнам и выходом перерезанных волокон на растянутую кромку, что было подтверждено результатами испытаний рам различных типов [66].

Скрытую опасность представляют также соединения сжатых поясов впритык под углом непосредственно, либо с помощью вутов. Наличие здесь приторцовки элементов поясов не является достаточным условием передачи сжимающих напряжений непосредственно, либо с помощью вутов. Как более жесткие в работу прежде всего вступали клеевые швы (рис. 10.3, а). Только после разрушения последних и выпучивания фанерных стенок включались в работу элементы сжатого

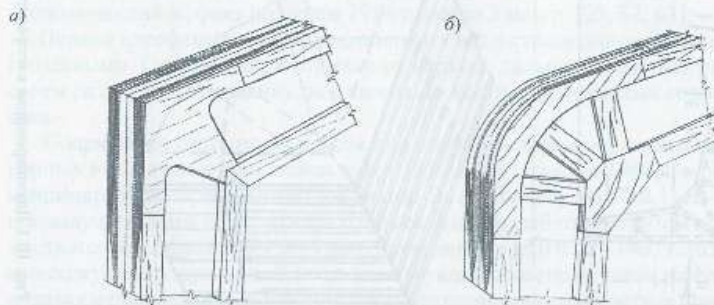


Рис. 10.2. Варианты жестких узлов рам УкрНИИГИПРОсельхоза с выпиленными из фанерных плит деталями-вставками и склеенными с поясами на ус: а – фигурного очертания; б – криволинейного

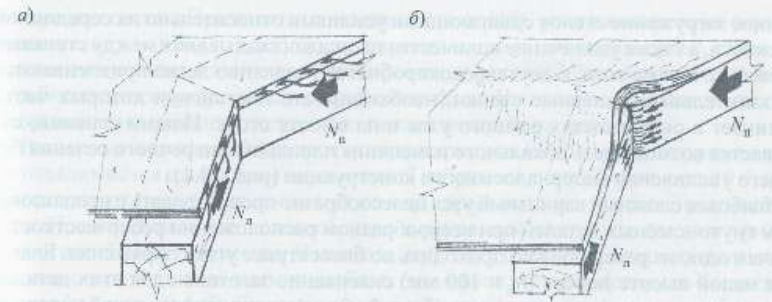


Рис. 10.3. Схемы силовых потоков и последовательности включения в работу элементов карнизного узла в сжатой зоне: а – переход усилий с поясов на фанерные стенки через клеевые швы; б – смятие поясов под углом после отрыва и потери устойчивости стенок

пояса, стыковавшие простым лобовым упором (рис. 10.3, б) [25, 59, 62, 65, 66]. Следовательно, совокупность разноподатливых связей в наиболее напряженном рамном узле делает опасной и сжатую зону.

По-видимому, стыкование сжатых поясов под углом можно осуществлять либо с тщательной промазкой безусадочным клеем приторцованных поверхностей, либо наиболее перспективным и технологичным соединением на зубчатый шип.

Это и было реализовано на нашей кафедре при апробации первых вариантов жестких узлов [10, 11].

В процессе развития КФР встречались жесткие узлы, близкие по конструкции к узлам в клеодошатах рамах (см. рис. 8.1, а; 8.2, в, г), однако они не прошли необходимой теоретической и опытной проверки.

Перспективными, по нашему убеждению, являются КФР с жесткими узлами на гнуто-клебных деталях (см. рис. 7.3, и, н). Это обусловлено отнюдь не тем, что конструкции разработаны у нас на кафедре. Убежденность зиждется на всесторонней апробации КФР. КФК обоснованы теоретически и проверены экспериментально на конструкциях пролетами 6, 12 и 18 м при различных вариантах конструктивных решений [10, 25, 48, 59, 62, 63, 65–68]. При выборе варианта жесткого узла предварительно были испытаны четыре жестких узла в натуральную величину (примесительно к пролету 18 м) по оригинальной методике [11, 70]. Они вошли в основной учебник и другую учебную и нормативную литературу [52, 56, 68 и др.], в «Каталог облегченных конструкций для сельскохозяйственных производственных зданий», утвержденный 05.07.73 г. Минсельстроем СССР, а также в строительную практику. Кроме конструкций и инженерных методов их расчета, были разработаны предложения по механизированному изготовлению КФР [62, 69, 71].

При выборе формы поперечных сечений элементов рам предпочтение следует отдавать двутавровкоробчатым, состоящему из двух или нескольких двутавров, склеенных по ширине [25, 51, 52, 62, 65, 68]. В этом случае обеспечивается симме-

тричное нагружение стенок сдвигающими усилиями относительно их серединной плоскости, а также увеличение количества площадок скалывания между стенками и поясами. Кроме того, к двутавровкоробчатому сечению легко приклеиваются дополнительные фанерные стенки, необходимость постановки которых часто возникает в окрестностях рамного узла и на высоте стоек. Иными словами, открывается возможность локального изменения площади поперечного сечения без общего увеличения материалоемкости конструкции (рис. 10.4).

Наиболее сложный карнизный узел целесообразно проектировать с использованием гнуто-клеёных деталей при веерообразном расположении ребер жесткости. Причем одно из ребер должно проходить по биссектрисе угла сопряжения. Благодаря малой высоте поясов ($h_{II} \approx 100$ мм) склеивание заготовок для этих деталей лучше выполнять из толстого шпона ($\delta_{шп} = 2...3$ мм) с однонаправленной укладкой слоев. Многослойность пакета (его однородность) позволяет при использовании даже низкосортного шпона (третьего и четвертого сортов) получать детали с достаточно высокими механическими характеристиками вдоль волокон. При проектировании деталей для растянутого и сжатого поясов с одинаковым унифицированным радиусом кривизны обеспечивается местное плавное увеличение высоты сечений на величину Δh в жестком узле (рис. 10.5, а). В зоне действия M_{max} и высота h достигает максимума.

Соединение поясов ригеля и стоек при этом получается наиболее компактным и практически безотходным. В частности, исключаются отходы на распиловку и фрезерование досок для криволинейных участков. Склеивание досок поясов с гнуто-клеёными деталями-вставками на зубчатый шип выполняется всегда вдоль волокон вне зоны действия M_{max} . Стык либо с одной, либо с двух сторон перекрывается фанерными стенками. Поэтому соединение вразбежку в каждом поясе не обязательно, хотя оно легко осуществляется путем разворота деталей с различной длиной прямолинейных участков.

В зоне карнизных и других переломных цельноклеёных узлов КФР невозможно, к сожалению, соблюсти принцип следящей ориентации волокон и в поясах, и в

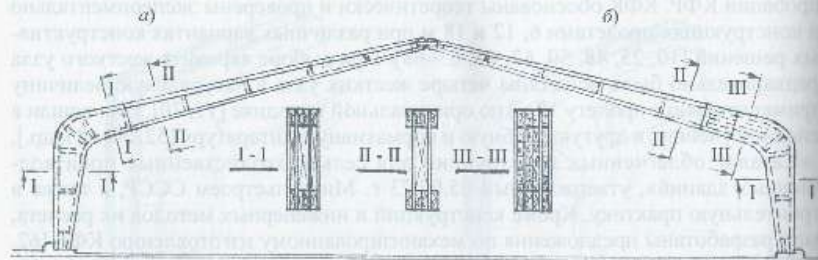


Рис. 10.4. Клефанерные рамы ЛИСИ с гнуто-клеёными деталями из шпона в жестких узлах: а – в виде цельноклеёных Г-образных полурам; б – с монтажными стыками в ригеле у жесткого узла (при высоких стойках)

фанерных стенках. Приходится в зависимости от НДС узла в конкретных случаях принимать ту или иную ориентацию наружных слоев шпона фанерных стенок по отношению к элементам узлов. Опыт проектирования КФР позволяет рекомендовать биссектрисную ориентацию «рубашек» фанеры в направлении максимальных радиальных напряжений, которая, конечно, может быть иной.

Рамы с невысокими стойками, что характерно для КФР массового применения, изготавливаются цельноклеёными в виде Г-образных полурам (см. рис. 10.4, а). В рамах с высокими стойками один из стыков карнизного узла может быть монтажным. Проектировать его целесообразно в ригельной части, где градиент уменьшения изгибающего момента M наибольший. Таким образом, отправочные марки изготавливаются в виде прямолинейных элементов ригелей и стоечно-карнизных блоков (см. рис. 10.4, б). Последние состоят из прямолинейных стоек и собственно карнизного узла сопряжения ригеля со стойками. Гнуто-клеёные детали при этом склеиваются с поясами только одним торцом, второй остается свободным для осуществления монтажного стыка. Для обеспечения удобства конструирования монтажного узла в полости между стенками и поясами в ригельной части и стоечно-карнизных блоках вклеиваются не ребра жесткости, а параллельные одному из поясов короткие доски (на необходимую для решения узла глубину). Этот прием аналогичен конструктивному оформлению блоков любых клефанерных полурам массивными концами для осуществления шарнирных узлов.

Благодаря независимости ориентации осей поясов, углов примыкания их в жестком узле, а также количеству прямолинейных элементов, соединяемых в одном узле, возможности формообразования очертаний этих рам выше, чем у клеодощатых. В клефанерных рамах легко реализуются переломные узлы в любом месте, примыкание консолей, кронштейнов и другие конструктивные решения (см. рис. 10.5 и 10.6).

Итак, применение гнуто-клеёных деталей, являющихся закругленным продолжением досчатых поясов ригеля и стоек в карнизных узлах клефанерных рам, позволяет:

- реализовать, кроме закона концентрации материалов, основной принцип конструирования систем из анизотропных материалов – принцип следящей ориентации волокон древесины (согласования материального и полевого тензоров);
- коренным образом изменить возможность использования ресурса прочности древесины в сопряжениях элементов под углом;
- обеспечить плавную передачу силовых потоков с ригеля на стойки (усилия перетекают с одного элемента на другой вдоль волокон без возникновения местных изгибающих моментов и отрывающих напряжений, действующих поперек волокон древесины и фанеры без опасных концентраций напряжений на входящем углу рамы);
- осуществлять соединение элементов ригеля и стоек зубчатым стыком вдоль волокон, то есть в направлении наибольшей прочности древесины (при боковой защите зубчатых стыков фанерными стенками не требуется увеличения размеров поперечных сечений элементов, обусловленного прочностью стыковых соединений);

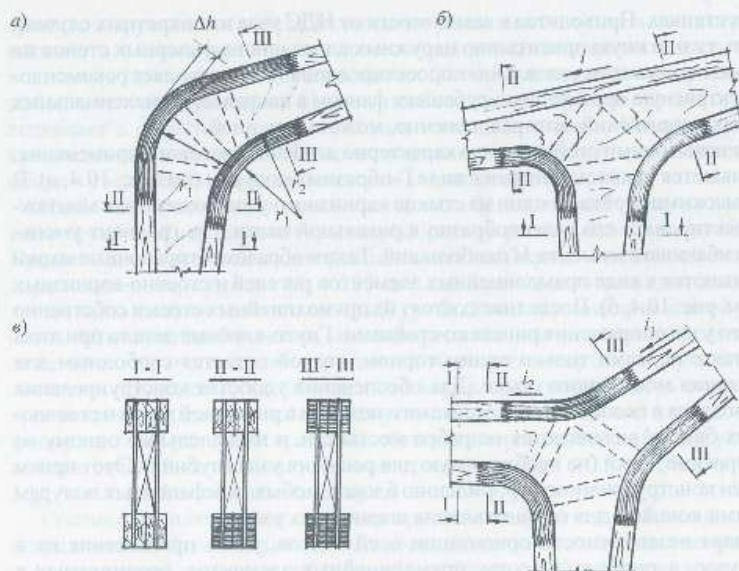


Рис. 10.5. Варианты жестких узлов клефанерных рам на гнuto-клеёных деталях: а – без консолей, б и в – с консолями

- создать местное плавное увеличение высоты биссектрисного сечения в зоне действия максимальных изгибающих моментов путем применения унифицированных деталей с единой кривизной для наружных и внутренних поясов;
- повысить сбалансированность прочности в самых напряженных сечениях рам путем использования (в соответствии с уровнем напряженного состояния) для гнuto-клеёных деталей материалов с высокой однородностью и увеличенными механическими характеристиками;
- создавать рамные конструкции с широким диапазоном углов наклона ригели без загромождения внутренних габаритов помещения;
- увеличить возможности рам в отношении размеров перекрываемых пролетов, очертаний осей конструкций и их архитектурной выразительности;
- легко конструировать КФР с консолями, дополнительными переломами и т. д.;
- выполнять наиболее напряженный и ответственный узел конструкции без применения металлов.

При использовании конструктивных пластмасс в качестве крепежных деталей в шарнирных и других менее нагруженных узлах рама получается полностью бeт-металлической (по аналогии с клеодощатыми рамами, см. п. 8.5).

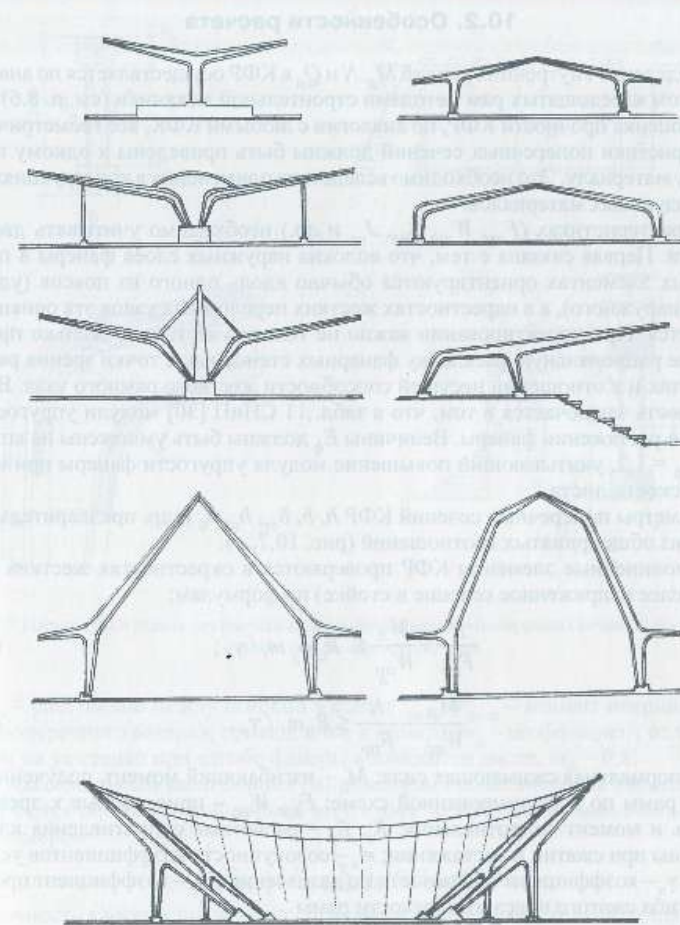


Рис. 10.6. Примеры формообразования каркасов зданий и сооружений из клефанерных рам

В КФР расширяются возможности осуществления монтажного стыка вне зоны действия максимального момента. Местоположение его определяется в каждом конкретном случае в зависимости от высоты и пролета конструкции, условий изготовления и транспортировки элементов.

10.2. Особенности расчета

Определение внутренних усилий M_d , N и Q_d в КФР осуществляется по аналогии с расчетом клеодощатых рам методами строительной механики (см. п. 8.6).

При оценке прочности КФР, по аналогии с любыми КФК, все геометрические характеристики поперечных сечений должны быть приведены к одному проверяемому материалу. Это необходимо вследствие применения в конструкциях двух разномодульных материалов.

В характеристиках ($F_{уп}$, $W_{пр}$, $S_{уп}$, $J_{пр}$ и др.) необходимо учитывать две особенности. Первая связана с тем, что волокна наружных слоев фанеры в прямолинейных элементах ориентируются обычно вдоль одного из поясов (удобнее – вдоль наружного), а в окрестностях жестких переломных узлов эта ориентация изменяется. При проектировании важно не только учесть это, сколько принять наиболее рациональную раскладку фанерных стенок как с точки зрения раскроя листов, так и в отношении несущей способности жесткого рамного узла. Вторая особенность заключается в том, что в табл. 11 СНиП [30] модули упругости $E_{ф}$ даны при растяжении фанеры. Величины $E_{ф}$ должны быть умножены на коэффициент $k_{ф} = 1,2$, учитывающий повышение модуля упругости фанеры при изгибе ее в плоскости листа.

Параметры поперечных сечений КФР h , b , $\delta_{ст}$, $h_{пр}$, h_0 и др. предварительно задаются из общепринятых соотношений (рис. 10.7, а).

Прямолинейные элементы КФР проверяются в окрестностях жестких узлов (чаще более напряженное сечение в стойке) по формулам:

$$\frac{N}{F_{пр}} + \frac{M_d}{W_{пр}} \leq R_c \varphi_y m_i / \gamma_n; \quad (10.1)$$

$$\frac{M_d}{W_{пр}} - \frac{N}{F_{пр}} \leq R_p m_i / \gamma_n; \quad (10.2)$$

где N – нормальная сжимающая сила; M_d – изгибающий момент, полученный из расчета рамы по деформированной схеме; $F_{пр}$, $W_{пр}$ – приведенные к древесине площадь и момент сопротивления; R_c , R_p – расчетные сопротивления клеёной древесины при сжатии и растяжении; m_i – совокупность коэффициентов условий работы; γ_n – коэффициент надежности по назначению; φ_y – коэффициент продольного изгиба сжатого пояса из плоскости рамы.

$$\text{При } \lambda_y > 70 \quad \varphi_y = 3000 / \lambda_y^2; \quad (10.3)$$

$$\text{При } \lambda_y \leq 70 \quad \varphi_y = 1 - 0,8 (\lambda_y / 100)^2 \lambda_y = l_p / r_y$$

где l_p – расстояние между закрепленными точками сжатого пояса из плоскости рамы; r_y – радиус инерции пояса относительно срединной плоскости рамы.

В ближайшем от карнизного узла стыке фанеры проверяется стенка

$$\sigma_{ст} = M_d h_{ст} / 2I_{пр.ф.} - N / F_{пр.ф.} \leq R_{р.ф.} m_i / \gamma_n; \quad (10.4)$$

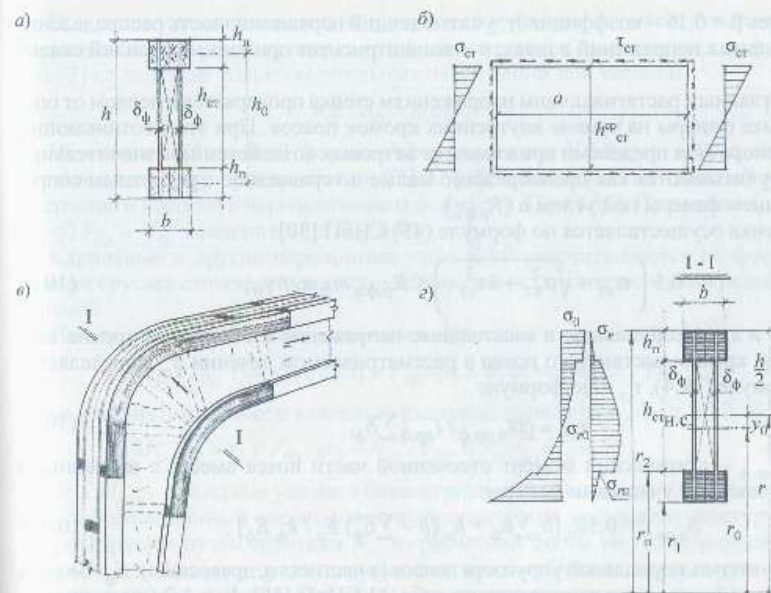


Рис. 10.7. Параметры и схемы для расчета клефанерных рам: а – поперечных сечений; б – фанерных стенок; в и г – карнизного узла

где $h_{ст}$ – расстояние между поясами в свету; $I_{пр.ф.}$, $F_{пр.ф.}$ – момент инерции и площадь поперечного сечения, приведенные к фанере; $m_{ф}$ – коэффициент ослабления стыком на ус стенки при изгибе фанеры в плоскости листа, $m_{ф} = 0,8$.

По максимальным касательным напряжениям прямолинейные элементы КФР проверяются обычно в приопорной зоне стоек, за пределами заполнения пустот короткомером

$$Q_d S_{пр.ф.} / I_{пр.ф.} \sum \delta_{ф.} \leq R_{ср.ф.} m_i / \gamma_n; \quad (10.5)$$

Прочность клеевых швов между поясами и фанерными стенками оценивается в этом же поперечном сечении:

$$Q_d S_{ш.} / I_{пр.ф.} h_{ш.} n_{ш.} \leq R_{ф.ск.}^{ср.} m_i / \gamma_n; \quad (10.6)$$

где $S_{ш.} = 0,5 (b - \sum \delta_{ф.}) h_{ш.} h_0$ – статический момент пояса относительно нейтрального слоя; $h_{ш.}$ – высота проверяемого шва (высота пояса); $n_{ш.}$ – количество швов между поясом и фанерной стенкой; $R_{ф.ск.}^{ср.}$ – средняя величина расчетного сопротивления фанеры на скалывание между слоями шпона.

$$R_{ф.ск.}^{ср.} = R_{ф.ск.} / (1 + \beta h_{ш.} / e); \quad (10.7)$$

Здесь $\beta = 0,15$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений в швах; e – эксцентриситет приложения усилий скалывания.

По главным растягивающим напряжениям стенка проверяется в первом от опоры стыке фанеры на уровне внутренних кромок поясов. При этом возникающие (от распора H за пределами прижима и от ветровых воздействий) незначительные σ_y^+ не учитываются как пренебрежимо малые по сравнению с расчетным сопротивлением фанеры под углом α ($R_{p,\phi,\alpha}$).

Оценка осуществляется по формуле (45) СНиП [30]:

$$0,5 \left(\sigma_{ct} + \sqrt{\sigma_{ct}^2 + 4\tau_{ct}^2} \right) \leq R_{p,\phi,\alpha} m_\phi m_t / \gamma_n, \quad (10.8)$$

где σ_{ct} и τ_{ct} – нормальные и касательные напряжения в стенках на уровне внутренней кромки растянутого пояса в рассматриваемом сечении σ_{ct} определяется по формуле (10.4), τ_{ct} – по формуле

$$\tau_{ct} = Q S_{n,пр,\phi} / I_{пр,\phi} \sum \delta_\phi, \quad (10.9)$$

где $S_{n,пр,\phi}$ – статический момент отсеченной части пояса вместе с вклеенными между досками участками фанеры:

$$S_{n,пр,\phi} = 0,5 h_0 [h_n \sum \delta_\phi + h_n (b - \sum \delta_\phi) E_n / k_\phi E_\phi], \quad (10.10)$$

где E_n – модуль нормальной упругости поясов (в частности, древесины); E_ϕ – модуль упругости фанеры при растяжении по табл. 11 СНиП [30]; $k_\phi = 1,2$ (см. выше).

Угол α определяется по зависимости

$$\alpha = 0,5 \arctg 2\tau_{ct} / \sigma_{ct}. \quad (10.11)$$

Местная устойчивость фанерных стенок с продольной по отношению к наружному поясу ориентацией волокон проверяется в приопорной панели стойки, а также в первой панели от карнизного узла при условии

$$h_{ct}^{cp} / \delta_\phi > 50, \quad (10.12)$$

где h_{ct}^{cp} – высота стенки в середине рассматриваемой панели (рис. 10.7, б); δ_ϕ – толщина фанерной стенки.

Рассматривается полоса фанеры (см. рис. 10.7, б), нагруженная нормальными σ_{ct} касательными напряжениями τ_{ct} , определяемыми по формулам (10.4) и (10.5), в соответствующих серединах панелей.

Расчет производится по формуле (48) СНиП [30]

$$\sigma_{ct} / k_n (100\delta_\phi / h_{ct}^{cp})^2 + \tau_{ct} / k_t (100\delta_\phi / h_{расч})^2 \leq 1,$$

где k_n и k_t – коэффициенты, определяемые по графикам рис. 18 и 19 прил. 5 СНиП [30]; $h_{расч}$ – расчетная высота стенки, принимаемая равной h_{ct}^{cp} при расстоянии между ребрами $a \geq h_{ct}^{cp}$ и равной a при $a < h_{ct}^{cp}$ (см. рис. 10.7, б).

При этом в расчете не учитываются изменения σ и τ по высоте поперечного сечения стенки.

При расположении волокон наружных слоев фанеры не вдоль, а поперек оси наружных поясов рамы, проверка устойчивости стенок производится по формуле (10.13) на действие только касательных напряжений при условии

$$h_{ct}^{cp} / \delta_\phi > 80. \quad (10.14)$$

Устойчивость плоской формы деформирования КФР при закреплении по внешнему контуру проверяется по СНиП [30] и методике, изложенной в п. 8.7 настоящего пособия с использованием формул (8.35)–(8.38). При этом в формуле (8.35) F_{op} и W_{br} заменяются на $F_{нт}$ и $W_{рт}$.

Карнизные и другие переломные узлы КФР рассчитываются по формулам кривых брусьев с приведенными геометрическими характеристиками радиальных сечений.

По максимальным тангенциальным напряжениям на сжатой кромке

$$N_{y3} / F_{пр} + M_{дy3} (r_0 - r_1) / F_{пр} y_0 r_1 \leq R_{сф} m_{сн} m_{тн} m_t / \gamma_n; \quad (10.15)$$

на растянутой кромке с условным радиусом кривизны r_2 , (рис. 10.7, з)

$$M_{дy3} (r_2 - r_0) / F_{пр} y_0 r_2 - N_{y3} / F_{пр} \leq R_{р} m_{сн} m_{тн} m_t / \gamma_n, \quad (10.16)$$

где N_{y3} , $M_{дy3}$ – расчетные усилия в биссектрисном сечении узла. Если статический или деформационный расчет рамы выполняется по наружному контуру, $M_{дy3}$ корректируется путем переноса N_{y3} из расчетной схемы на геометрическую ось узла (см. п. 9.2); r_1 , r_2 – радиусы кривизны кромок биссектрисного сечения; r_0 – радиус кривизны нейтрального слоя; y_0 – расстояние от центра тяжести сечения до нейтрального слоя (см. рис. 10.7, в, з).

Положение нейтрального слоя для симметричного тонкостенного сечения определяется из выражения (10.17)

$$r_0 = \frac{2bh_n + \sum \delta_\phi h_{ct}}{b [\ln r_n / r_1 + \ln r_2 / (r_2 - h_n)] + \sum \delta_\phi \ln (r_2 - h_n) / r_2}. \quad (10.17)$$

Все геометрические параметры сечения приведены на рис. 10.7, з. В приближенных расчетах кривых брусьев по формуле Н. Н. Давиденкова можно определить y_0 , а затем r_0 :

$$y_0 = I_{пр} / f_{уп} r, \quad (10.18)$$

где r – условный радиус кривизны геометрической оси жесткого узла КФР.

Для некоторых форм поперечных сечений имеются таблицы, по которым можно определить значение y_0 [72].

В формулах (10.15) и (10.16) коэффициент $m_{тн}$ определяется отдельно для сжатой и растянутой кромок по табл. 9 СНиП [30]. Коэффициент $m_{сн}$ при изготовлении гнуто-клеёных деталей из шпона может быть принят равным 1,5.

Основная особенность работы, а следовательно и расчета тонкостенных кривых брусьев по радиальным напряжениям, заключается в передаче накопившихся в поясах радиальных усилий на фанерные стенки через клеевые швы. Так как

древесина при этом работает на скалывание поперек волокон, проверка может оказаться одной из определяющих:

$$\sigma_{rn} b_n / h_n n_{ш} \leq R_{ск90}^{cp} m_i / \gamma_n, \quad (10.19)$$

где σ_{rn} – радиальные напряжения, накопившиеся в поясах, расположенных ближе к центру кривизны участка:

$$\sigma_{rn} = N_{уз} \ln(r_n / r_1) / F_{пр} + M_{д,уз} [r_0 / r_1 - r_0 / r_n - \ln(r_n / r_1)] / F_{пр} y_0; \quad (10.20)$$

где b_n – ширина пояса ($b_n = b - \Sigma \delta_\phi$), $R_{ск90}^{cp}$ – расчетное сопротивление при скалывании клеёной древесины поперек волокон, определяется по формуле (10.7) с заменой $R_{ф,ск}$ на $R_{ск90}$ (выбирается минимум).

В фанерных стенках у нейтрального слоя возникают максимальные суммарные σ_{r0} – собственные и переданные с поясов. При этом ребра жесткости, приклеенные в узле веерообразно, кроме обеспечения устойчивости стенок, воспринимают часть радиальных усилий ($m_p = 1,2$).

Проверка выполняется по формуле

$$N_{уз} \ln(r_0 / r_1) / F_{пр,ф} + M_{д} [r_0 / r_1 - 1 - \ln(r_0 / r_1)] / F_{пр,ф} y_0 + \sigma_{rn} b_n / \Sigma \delta_\phi \leq R_{ф,с,а} m_p m_i / \gamma_n, \quad (10.21)$$

где $R_{ф,с,а}$ – расчетное сопротивление фанеры сжатию под углом α между направлением волокон наружных слоев и радиусом, проходящим по биссектрисе угла сопряжения прямолинейных элементов. При ориентации волокон наружных слоев фанеры вдоль биссектрисы, естественно, $\alpha = 0$.

В поперечных сечениях, где криволинейный участок переходит в прямолинейный, существенно возрастает поперечная сила Q . Достаточно у перехода узла в стойку проверить прочность клеевых швов по формуле

$$\sqrt{(b_n \sigma_{rn} / h_n n_{ш})^2 + (Q / h_0 h_n n_{ш})^2} < R_{ск90}^{cp} m_i / \gamma_n, \quad (10.22)$$

где σ_{rn} определяется по формуле (10.20), но с действующими в рассматриваемом сечении N и M_n . Кроме того, возможна проверка стенок в стойках на границе криволинейного участка и по главным площадкам с учетом всех компонент напряженного состояния. Это обусловлено не только НС, но и вынужденной несогласованной ориентацией волокон фанерных стенок и поясов (см. рис. 10.7, а). Угол α между направлениями главных напряжений и волокнами наружных слоев фанеры здесь может оказаться достаточно большим и опасным. Первая часть угла α определяется по формулам (8.27) с заменой σ_x и σ_y на σ_{0ct} и σ_{rct} , а вторая – исходя из раскладки фанерных картин. Ситуация может потребовать проверки в растянутой и сжатой зонах:

$$0,5 \left[\sigma_{0ct} + \sigma_{rct} \pm \sqrt{(\sigma_{0ct} - \sigma_{rct})^2 + 4\tau_{ct}} \right] \leq R_{ф,а} m_i / \gamma_n, \quad (10.23)$$

где σ_{0ct} , σ_{rct} , τ_{ct} – нормальные и касательные напряжения внутренних кромок поясов с соответствующими знаками:

$$\sigma_{0ct} = N / F_{пр} + M_{д} (r_0 - r_n) / F_{пр} y_0 r_n; \quad (10.24)$$

$$\sigma_{0ct}^+ = M_{д} [(r_2 - h_n) - r_0] / F_{пр} y_0 (r_2 - h_n) - N / F_{пр}; \quad (10.25)$$

$$\sigma_{rct} = \sigma_{rn} b / \Sigma \delta_\phi; \quad (10.26)$$

τ_{ct} определяется по формулам (10.9) и (10.10), σ_n – по формуле (10.20) с заменой $N_{уз}$ и $M_{д,уз}$ на усилия, действующие в рассматриваемом сечении.

Иногда достаточно проверить стенки только по растягивающим главным напряжениям как более опасным.

Расчетное сопротивление фанеры под суммарным углом α определяется по тензоральной формуле (8.26) с соответствующей подстановкой прочностных характеристик в главных осях анизотропии и $R_{ф,а}$, либо по графикам на рис. 8.8.

Проверки стенок, в том числе по формулам (10.23)–(10.26), могут выявить их запредельное состояние в окрестностях узла и на стойках. Оно легко локализуется здесь путем приклеивания дополнительных фанерных стенок без общего увеличения материалоемкости КФР.

Конструкция и расчет шарнирных узлов в КФР и клеодощатых рамах аналогичны.

10.3. Примеры проектирования

Пример 21. Спроектировать клефанерную раму для каркаса выставочного павильона.

Район строительства – Ленинградская область. Здание неутепленное. Кровля рубероидная, высота продольных стен 2,5 м, высота рамы в коньке 5 м. Шаг расстановки рам $a = 3$ м, пролет $l = 18$ м.

Изготовление рам заводское. Материал – водостойкая фанера марки ФСФ, сорта В/ВВ, березовый шпон толщиной 2 мм, пиломатериалы – сосна и ель, клей марки ФР-100.

Температурно-влажностные условия эксплуатации Б2, по табл. 5 СНиП И-25–80 ($m_n = 1$). Класс здания II ($\gamma_n = 0,95$).

Клефанерная трехшарнирная рама имеет прямолинейные элементы ригеля и стоек. Сопряжение ригеля со стойками выполняется цельноклееными с использованием гнуто-клеёных деталей-вставок из березового шпона. Высота поперечных сечений рамы переменная. Доски поясов между собой, а также с гнуто-клеёными деталями стыкуются на зубчатый шип. Фанерные стенки стыкуются «на ус». Минимальный радиус кривизны вставок 50 см.

Нормативная снеговая нагрузка $S_n = S_0 \mu = 1000 \cdot 1 = 1000$ Н принимается по СНиП [50].

Нагрузка от собственной массы рамы

$$q_{с,м} = (q_{кр}^n + S_0) / \left(\frac{1000}{K_{с,м} l} - 1 \right) = (342 + 1000) / \left(\frac{1000}{5 \cdot 18} - 1 \right) = 133 \text{ Н/м}^2,$$

где $K_{с,м}$ – коэффициент собственной массы клефанерных рам, колеблется в пределах от 4 до 6, принимаем $K_{с,м} = 5$.

Таблица 10.1

Нагрузки на 1 м² площади здания

Конструктивные элементы здания	Нормативная нагрузка $q_{нр}^н$, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $q_{кр}^р$, Н/м ²
Рубероидный трехслойный ковер на мастике	120	1,3	156
Клеефанерная панель: фанерные обшивки ($\delta = 8$ и $\delta = 6$ мм); (0,008 + 0,006)7000	98	1,1	108
четыре продольных ребра из досок 140×50 мм $0,14 \cdot 0,05 \cdot 4 \cdot 5000/1,5$	93	1,1	102
четыре поперечных ребра из досок $0,14 \cdot 0,05 \cdot 4 \cdot 5000/1,5 \cdot 3$	31	1,1	34
Всего от конструкции крыши	342		400
Собственная масса рамы	133	1,1	146
Итого постоянная	475		546
Временная снеговая	1000	1,6	1600
Итого	1475		2146

Отношение нормативной нагрузки от веса покрытия к нормативному значению веса снегового покрова

$$475/1000 = 0,475 < 0,8.$$

Тогда, согласно п. 5.7 [50], $\gamma_f = 1,6$.

Расчетную схему принимаем по наружному контуру рамы (рис. 10.8, а), проектируем с учетом угла наклона верхней грани ригеля к горизонту γ :

$$\gamma = \arctg 250/900 = 15,52^\circ,$$

$$\sin \gamma = 0,2676; \cos \gamma = 0,9635; \operatorname{tg} \gamma = 0,27 (7),$$

$$q_{кр}^{top} = q_{кр} / \cos \gamma = 546 / 0,9635 = 567 \text{ Н/м}^2.$$

Суммарная вертикальная расчетная нагрузка на 1 м погонной длины пролета рамы

$$q = (q_{кр}^н + S) a = (567 + 1600) 3 = 6501 \text{ Н/м}^2.$$

Ветровая нагрузка в здании с заданными геометрическими характеристиками поперечника будет уменьшать основные расчетные усилия в каркасе, поэтому в расчете не учитывается.

Расчеты выполняем при максимальной нагрузке по всему пролету (вариант 1, схема 1, б прил. 3 [50]). Предварительный статический расчет рамы по исходным данным

$$L = 18 \text{ м}; H_{ст} = 2,5 \text{ м}; f = 2,5 \text{ м}; q = 6,5 \text{ кН/м};$$

$$\gamma = 15,52^\circ \text{ (см. рис. 10.8, а)}.$$

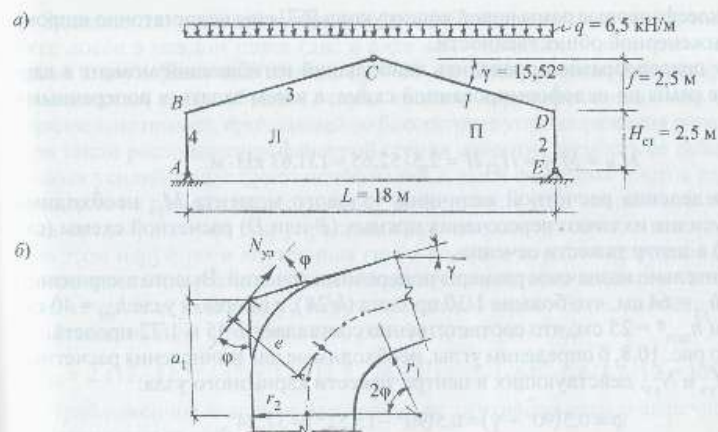


Рис. 10.8. Расчетные схемы: а – рамы – по наружному контуру; б – карнизного узла для переноса усилий на ось рамы

Опорные реакции

$$N_{ст} = A = E = N_{2,4} = qL/2 = 6,5 \cdot 18/2 = 58,5 \text{ кН},$$

$$H = H_{пл} = qL^2/8 (H_{ст} + f) = 6,5 \cdot 18^2/8 (2,5 + 2,5) = 52,65 \text{ кН},$$

$$P_B = P_D = -H = -52,65 \text{ кН}.$$

Нормальные силы, действующие в ригеле:
у карнизного узла

$$N_B = N_D = A \sin \gamma + H \cos \gamma = 58,5 \cdot 0,2676 + 52,65 \cdot 0,9635 = 66,38 \text{ кН},$$

у конькового шарнира

$$N_C = N_B - 0,5qL \sin \gamma = 66,38 - 0,5 \cdot 6,5 \cdot 18 \cdot 0,2676 = 50,73 \text{ кН}.$$

Приведенная нормальная сила в ригеле для расчета по деформированной схеме определяется в соответствии с [45]:

$$N_{риг} = N_1 = N_3 = N_C + 0,3(N_B - N_C) = 50,73 + 0,3(66,38 - 50,73) = 55,43 \text{ кН}.$$

Поперечные силы в шарнирном узле С при симметричной вертикальной нагрузке q:

$$P_{СП} = P_{Сл} = -H \sin \gamma = -52,65 \cdot 0,2676 = -14,09 \text{ кН}.$$

Кроме полученных силовых параметров, для деформационного решения необходимы геометрические характеристики поперечных сечений. Их назначение может быть принято по общепризнанным соотношениям.

Однако клефанерные рамы новой конструкции [67] еще недостаточно широко известны инженерной общественности.

Поэтому целесообразно определить наибольший изгибающий момент в карнизном узле рамы по недеформированной схеме, а затем задаться поперечными сечениями:

$$M_B = M_D = H_{ст} H = 2,5 \cdot 52,65 = 131,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения расчетной величины узлового момента $M_{уз}$ необходимо перенести усилия из точки пересечения прямых (B или D) расчетной схемы (см. рис. 10.8, б) в центр тяжести сечения.

Предварительно назначаем размеры поперечных сечений. Высота в карнизном узле $h_{max} = h_{уз} = 64$ см, что больше $1/30$ пролета ($h/28$), в опорном узле $h_{оп} = 40$ см, в коньковом $h_{мин}^p = 25$ см, что соответственно составляет $1/45$ и $1/72$ пролета.

Согласно рис. 10.8, б определим углы, необходимые для вычисления расчетных значений $M_{уз}$ и $N_{уз}$, действующих в центре тяжести карнизного узла:

$$\varphi = 0,5(90^\circ - \gamma) = 0,5(90^\circ - 15,52^\circ) = 37,24^\circ;$$

$$\sin \varphi = 0,6092; \cos \varphi = 0,7961; \operatorname{tg} \varphi = 0,7601.$$

Тогда $a_1 = r_2 \operatorname{tg} \varphi = 114 \cdot 0,7601 = 86,6$ см.

Здесь условно $r_2 = 50 + 64 = 114$ см.

$$e = \sqrt{a_1^2 + r_2^2} - (r_1 + 0,5h_{уз}) = \sqrt{86,6^2 + 114^2} - (50 + 32) = 143,2 - 82 = 61,2 \text{ см}.$$

$$N_{уз} = A \cos \varphi + H \sin \varphi = 58,5 \cdot 0,7961 + 52,65 \cdot 0,6052 = 78,43 \text{ кН}.$$

Откуда $M_{уз} = M_B - N_{уз} e = 131,63 - 78,43 \cdot 0,612 = 83,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Для приближенной оценки карнизного узла по СНиП II-25-80 [30] кроме общей высоты поперечного сечения необходимо задаться размерами всех его составляющих.

Доски поясов принимаем 125×40 мм до острожки. В деле получим $\delta_a = 34$ мм, а высота пояса $h_{п} = 115$ мм. В окрестностях жесткого узла доски заменяются гнuto-клеёными деталями из однонаправленного шпона. Для получения такого же поперечного сечения заготовки гнuto-клеёных деталей производятся через рей смусный станок одновременно с досками. Высота пакета заготовочного блока набирается из шпона $\delta_{шп} = 2$ мм, либо равной $h_{шп}$, либо несколько большей. В данном случае высота пакета может быть 116 мм из 58 слоев шпона. Однако при склеивании большого количества слоев «набегает» дополнительная высота $\Delta h_{ш}$ за счет толщины клеевых швов, составляющих примерно 0,1 мм. При назначении количества слоев в пакете целесообразно осуществлять корректировку на указанную величину, особенно в криволинейных заготовках, склеиваемых с дискретным приложением давления.

Итак, с учетом толщины клеевых швов заготовочный блок будет состоять из 55 слоев.

$$\sum \delta_{шп} = 55 \cdot 2 + 54 \cdot 0,1 = 115,4 \text{ мм}.$$

Задаемся двутавровкоробчатой формой поперечного сечения, состоящего из пяти досок в каждом поясе (две в виде выступающих полок, три – между стенками) и двух фанерных стенок, $\delta_{ф} = 10$ мм. В карнизном узле раскрой фанеры производится таким образом, чтобы волокна наружных слоев были направлены параллельно прямой, проходящей по биссектрисе угла сопряжения ригеля и стойки. При таком расположении фанерной стенки сопротивляемость ее действию радиальных усилий в узле будет наибольшей. Стыки фанерных листов размещаются примерно на равных расстояниях от биссектрисы угла сопряжения. Построение узла предварительно для упрощения производим из одного центра кривизны. При этом наружная и внутренняя гнuto-клеённые детали имеют разные радиусы. В окончательном расчете при необходимости местного плавного увеличения высоты сечений в узле радиус наружной детали может быть уменьшен до единой унифицированной величины (см. рис. 10.5, а и 10.10, а).

$$I_{пр} = 2(17 \cdot 11,5^3 / 12 + 17 \cdot 11,5 \cdot 26,25^2) + 2 \cdot 1 \cdot 64^3 \cdot 0,6 \cdot 1,2 / 12 = 305 \, 188 \text{ см}^4.$$

Приближенное значение расстояния от центра тяжести поперечного сечения до нейтрального слоя

$$y_0 = I_{пр} / F_{пр} \cdot r = 305 \, 188 / 483 \cdot 82 = 7,71 \text{ см},$$

где радиус кривизны оси рамы в карнизном узле

$$r = r_1 + 0,5h_{уз} = 50 + 0,5 \cdot 64 = 82 \text{ см}.$$

Радиус кривизны нейтрального слоя

$$r_0 = r - y_0 = 82 - 7,71 = 74,29 \text{ см}.$$

При максимальной высоте поперечного сечения в карнизном узле более $1/30$ пролета приближенный расчет может быть выполнен без коэффициента ξ .

Максимальные сжимающие тангенциальные напряжения в ближней к центру кривизны кромке,

$$\sigma_{\theta} = N_{уз} / F_{пр} + M_{уз} (r_0 - r_1) / F_{пр} y_0 r_1 = 78,43 / 483 + 8363 (74,29 - 50) / 483 \cdot 7,71 \cdot 50 = 1,254 \text{ кН/см}^2 = 12,54 \text{ МПа} < R_c m_{сг} m_{тп} m_{\theta} / \gamma_n = 11 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 / 0,95 = 18,15 \text{ МПа}.$$

При отсутствии утвержденного расчетного сопротивления гнuto-клеёных деталей из шпона здесь по СНиП [30] осуществлен переход от пиломатериалов к пакету из шпона третьего сорта. При толщине слоев 2 мм вследствие высокой степени однородности материала в клеёном пакете коэффициент $m_{сг}$ принят равным 1,5 (см. 10.2).

Приближенный расчет может быть выполнен и по формуле (28) СНиП [30]. При этом коэффициенты K_{r1} и K_{r2} определяются по формулам (63) и (64) СНиП применительно к прямоугольному поперечному сечению. Для сравнения достаточно оценить максимальные краевые напряжения, а соответственно определить только K_{r1}

$$K_{r1} = \frac{1 - 0,5h_{уз}/r}{1 - 0,17h_{уз}/r} = \frac{1 - 0,5 \cdot 64/82}{1 - 0,17 \cdot 64/82} = 0,703.$$

Тогда

$$\frac{N_{уз}}{F_{пр}} + \frac{M_{уз}}{W_{пр} K_{r1}} = 78,43 / 483 + 8363 / 9537 \cdot 0,703 = 1,41 \text{ кН/см}^2 = 14,1 \text{ МПа} < R_c m_1 / \gamma_{т1} = 18,15 \text{ МПа},$$

где $W_{пр} = I_{пр} / 0,5 h_{уз} = 305188 / 32 = 9537 \text{ см}^3$.

С учетом увеличения изгибающего момента в карнизном узле деформированной конструкции оставляем принятые поперечные сечения без изменений.

Расчет рамы по деформированной схеме, как и в предыдущих примерах, выполняется методом начальных параметров по алгоритму, изложенному в 8.6.2. Прогобы y , изгибающие моменты M_d и поперечные силы Q_d определялись в семи точках каждого полуригеля и стоек. Начало координат для каждого стержня рамы располагается в шарнирных узлах расчетной схемы конструкции. Это позволяет получить величины изгибающих моментов M_d в точках пересечения осей схемы при подходе к ним со стороны ригеля и стоек, что обеспечивает дополнительный контроль расчета (см. 8.6.2). Методика обеспечивает оценку точности подготовки исходных данных.

Наиболее наглядным является графическое представление результатов (рис. 10.9).

При оценке деформированного состояния следует помнить, что перемещения получены от расчетных значений нагрузок. Прогобы от их нормативных величин, конечно, могут быть получены и машинным расчетом с изменением силовых ис-

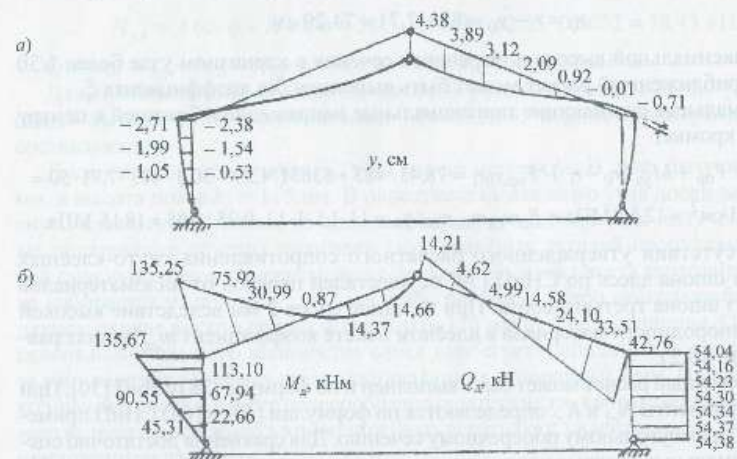


Рис. 10.9. Основные результаты расчета рамы с учетом геометрической нелинейности: а – эпюра перемещений расчетной схемы; б – эпюры изгибающих моментов M_d и поперечных сил Q_d в деформированном состоянии рамы

Результаты машинного счета (см, кгс)

Прогобы	Изгибающий момент	Поперечные силы
$x_0 = 0,000$		$x_{cr} = 0,000$
$y_0 = 4,380$	$M_p = 0,000$	$Q_p = 1421,026$
$y_0 = -0,000$	$M_{cr} = -0,018$	$Q_{cr} = -5438,284$
$x_p = 155,680$		$x_{cr} = 41,66(6)$
$y_1 = 3,886$	$M_p = 146627,750$	$Q_p = 461,953$
$y_1 = -0,530$	$M_{cr} = -226581,977$	$Q_{cr} = -5437,334$
$x_p = 311,359$		$x_{cr} = 83,33(3)$
$y_2 = 3,121$	$M_p = 143721,000$	$Q_p = -499,279$
$y_2 = -1,046$	$M_{cr} = -453084,809$	$Q_{cr} = -5434,485$
$x_p = 467,039$		$x_{cr} = 125,000$
$y_3 = 2,089$	$M_p = -8706,000$	$Q_p = -1458,177$
$y_3 = -1,536$	$M_{cr} = -679429,430$	$Q_{cr} = -5429,740$
$x_p = 622,718$		$x_{cr} = 166,66(6)$
$y_4 = 0,918$	$M_p = -309941,250$	$Q_p = -2410,255$
$y_4 = -1,987$	$M_{cr} = -905536,781$	$Q_{cr} = -5423,098$
$x_p = 778,401$		$x_{cr} = 208,33(3)$
$y_5 = -0,014$	$M_p = -759241,583$	$Q_p = -3351,278$
$y_5 = -2,381$	$M_{cr} = -1131974,162$	$Q_{cr} = -5415,033$
$x_p = 934,077$		$x_{cr} = 249,99(9)$
$y_6 = -0,712$	$M_p = -135211,000$	$Q_p = -4276,192$
$y_6 = -2,714$	$M_{cr} = -1356723,984$	$Q_{cr} = -5404,135$

ходных данных. Однако в этом часто нет необходимости. С достаточной степенью приближения (с некоторым запасом) значение максимального перемещения может быть пересчитано с помощью приведенного коэффициента надежности.

В данном случае по табл. 10.1

$$\gamma_{fnp} = \sum q / \sum q^n = 2146 / 1475 = 1,455.$$

Тогда относительный прогиб при нормативной нагрузке

$$y_{\text{max}} / L y_{fnp} = 4,380 / 1800 \cdot 1,455 = 1 / 598.$$

Величины изгибающих моментов в карнизном узле при ходе вычислений M от шарнирных узлов к жесткому, естественно, будут отличаться друг от друга. Если это отличие находится в пределах точности расчета, то достаточно принять среднее из двух величин M_p и M_{cr} . Неизбежные отклонения связаны с неточностями получения исходных данных, с разностями больших чисел в машинном расчете, с учетом геометрической нелинейности и т. д.

В данном примере

$$M_d^{cp} = 0,5 (M_p + M_{ct}) = 0,5 (1\,352\,511 + 1\,356\,724) = 1\,354\,617 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 135,462 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отклонение M_p и M_{ct} от M_d^{cp} не превышает 0,2 %, что вполне удовлетворительно.

Относительная величина дополнительного изгибающего момента от действия нормальной силы на деформированные элементы рамы (ΔM_N) составляет 2,91 %. Это примерно в 2 раза больше, чем в клеодощатых рамах, где влияние поперечной силы на суммарные перемещения существенно меньше (см. пример 15).

В клефанерных и других тонкостенных конструкциях влияние сдвига на прогибы возрастает, что закономерно. Однако абсолютная величина ΔM_N не приведет к заметному изменению материалоемкости КФР по сравнению с расчетом по СНиП [30].

Оценим влияние N на деформированные элементы рамы при помощи коэффициента ξ .

Периметр полурамы

$$l_0 = H_{ct} + l_p = 250 + 934 = 1184 \text{ см}.$$

Усредненная величина минимальной высоты рассматриваемого ломаного стержня

$$h_{cp} = (h_{ou} \cdot H_{ct} + h_{min}^p \cdot l_p) / (H_{ct} + l_p) = (40 \cdot 250 + 25 \cdot 934) / 1184 = 28,17 \approx 28,2 \text{ см}.$$

Тогда коэффициент $K_{жN}$, учитывающий относительную величину приведенного момента инерции I_{max} , получаем по табл. 1 прил. 4 [30]

$$K_{жN} = 0,35 + 0,65 h_{cp} / h_{y1} = 0,35 + 0,65 \cdot 28,2 / 64 = 0,636.$$

При различных нормальных силах в стойке и ригеле расчетная величина $N_{расч}$ при оценке деформативности ломаного стержня должна быть единой, приведенной. Из предварительного статического расчета

$$N_{расч} \approx 0,5 (N_{ct} + N_{p1}) = 0,5 (58,5 + 55,43) = 56,97 \text{ кН}.$$

Гибкость полурамы при поперечном сечении максимальной высоты $h_{y3} = 64 \text{ см}$.

$$F_{rp} = 483 \text{ см}^2; \quad I_{rp} = 305\,188 \text{ см}^4 \text{ (см. выше)}.$$

$$\lambda = l_0 / \sqrt{I_{rp} / F_{rp}} = 1184 / \sqrt{305\,188 / 483} = 47,1.$$

Тогда с учетом $m_0 = 0,95$

$$\xi = 1 - \lambda^2 \cdot N_{расч} / 3000 F_{rp} R_c m_0 K_{жN} =$$

$$= 1 - 47,1^2 \cdot 56,97 / 3000 \cdot 483 \cdot 150 \cdot 0,95 \cdot 0,636 = 0,9037.$$

Здесь N и R_c при расчете имеют размерность кгс и кгс/см².

Дополнительный изгибающий момент от действия нормальной силы на деформированную раму с использованием коэффициента ξ в процентах составляет

$$\Delta M = 100 (1/\xi - 1) = 100 (1/0,9037 - 1) = 10,76 \text{ \%}.$$

Приращение M здесь примерно в 4 раза больше, чем в расчете по деформированной схеме.

При определении усилий, действующих по оси конструкции, необходимо выполнить их перенос с расчетной схемы на геометрическую ось КФР (см. рис. 10,8, б).

$$M_{дуз} = M_{расч} = M_d^{cp} - N_{y3} e = 135,462 - 78,43 \cdot 0,612 = 87,46 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Здесь $e = 0,612 \text{ м}$ (см. предварительный расчет узла рамы). Нормальная сила в узле остается практически без изменений

$$N_{y3} = 78,43 \text{ кН}.$$

Поперечная сила в узле меняет знак. При плавном изгибе оси рамы в узле бисектрисное сечение можно считать свободным от Q_d ($Q_d = 0$).

Оценку прочности элементов рамы по усилиям, полученным в деформированном состоянии, целесообразно продолжить с проверки напряженного карнизного узла. Это решение обосновано тем, что поперечные сечения всех элементов рамы предварительно заданы.

Приближенную проверку сжатой кромки, где действуют максимальные тангенциальные напряжения, повторять не имеет смысла, так как величина M_d увеличилась на 2,91 %, а запас несущей способности – больше.

Проверка на растянутой кромке:

$$\sigma_{\theta}^+ = M_{дуз} (r_2 - r_0) / F_{rp} y_0 r_2 - N_{y3} / F_{rp} =$$

$$= 8746 (114 - 74,29) / 483 \cdot 7,71 \cdot 114 - 78,43 / 483 = 0,9805 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 9,81 \text{ МПа} < R_p m_{ct} m_{rn} / \gamma_n = 9 \cdot 1,5 / 0,95 = 14,21 \text{ МПа},$$

где $m_{rn} = 1$, так как $r_{ct} / \delta_{ct} = 114 / 0,2 = 570$ (см. табл. 9 СНиП [30], $m_{ct} = 1,5$).

По условию прочности внешнюю растянутую гнуто-клеёную деталь можно из более толстого шпона или даже тонких пиломатериалов. Максимальная толщина шпона, выпускаемого промышленностью, равна 6 мм. При этом будет достигнута существенная экономия трудозатрат и клея.

Проверим эту возможность.

В этой проверке $m_{ct} = 1,3$, так как толщина слоев принята $\delta_{ct} = 6 \text{ мм}$, $m_{rn} = 0,68$, так как $r_{ct} / \delta_{ct} = 114 / 0,6 = 190$.

Тогда $R_p m_{ct} m_{rn} / \gamma_n = 9 \cdot 1,3 \cdot 0,68 / 0,95 = 8,375 \text{ МПа} < \sigma_{\theta}^+ = 9,81 \text{ МПа}$.

Принимаем толщину шпона $\delta_m = \delta_{ct} = 4 \text{ мм}$. Тогда отношение $r_{ct} / \delta_{ct} = 114 / 0,4 = 285$ и по табл. 9 СНиП [30] $m_{rn} = 0,828$.

Откуда $R_p m_{ct} m_{rn} / \gamma_n = 9 \cdot 1,3 \cdot 0,828 / 0,95 = 10,20 \text{ МПа} > \sigma_{\theta}^+ = 9,81 \text{ МПа}$.

Более толстые слои и сорт шпона ниже второго недопустимы.

Проверка прочности карнизного узла на действие радиальных усилий

Радиальные напряжения на уровне внутренней кромки сжатого пояса

$$\sigma_{rn} = N_{уз} \ln(r_n / r_1) / F_{пр} + M_{Д.уз} [r_0 / r_1 - r_0 / r_n - \ln(r_n / r_1)] / F_{пр} y_0 =$$

$$= 78,43 \ln(61,5 / 50) / 483 + 8746 [74,29 / 50 - 74,29 / 61,5 - \ln(61,5 / 50)] / 483 \cdot 7,71 =$$

$$= 0,19987 \text{ кН/см}^2 = 2,00 \text{ МПа.}$$

Эти накопившиеся в поясах напряжения передаются на стенки через 4 клеевых шва (рис. 10.10, б), прочность которых оценивается по формуле (10.19).

$$\sigma_{rn} b_n / h_n n_{ш} = 2,00(19 - 2) / 11,5 \cdot 4 =$$

$$= 0,739 \text{ МПа} > R_{ск90}^{cp} m_i / \gamma_n = 0,347 / 0,95 = 0,366 \text{ МПа.}$$

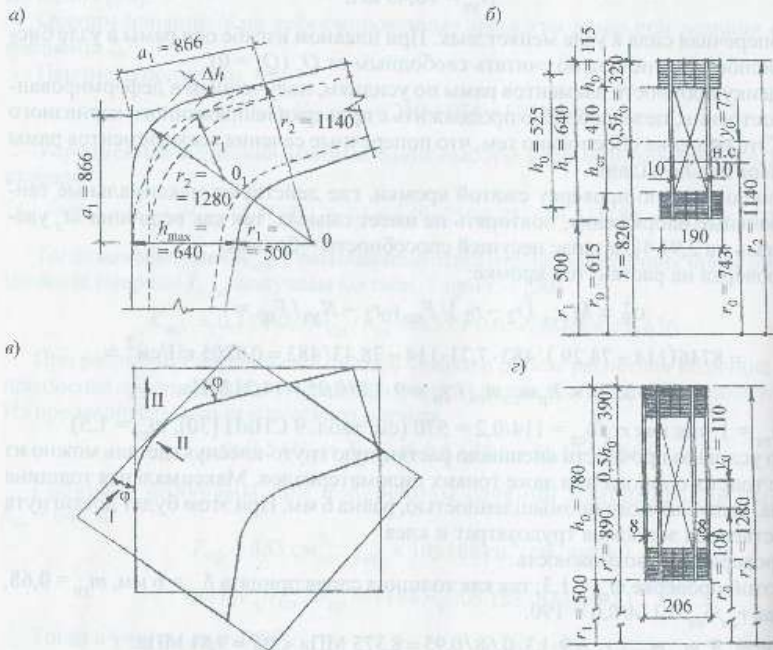


Рис. 10.10. Варианты формообразования карнизного узла клеефанерной рамы: а – очертание узла на гнuto-клеёных деталях различной и единой кривизны; б – поперечное сечение криволинейного участка при едином центре кривизны; в – раскрой листов фанеры для основных (I) и дополнительных (II) стенок в узле; г – биссектрисное окончательно принятое сечение узла на гнuto-клеёных деталях одинаковой кривизны. Стрелками показано направление волокон наружных слоев шпона

Здесь

$$R_{ск90}^{cp} = R_{ск90} / (1 + \beta h_n / e) = 0,7 / (1 + 0,15 \cdot 11,5 / 1,7) = 0,347 \text{ МПа;}$$

величина e принята равной половине толщины доски.

Проверка показала, что при достаточных запасах прочности по краевым тангенциальным напряжениям жесткий карнизный узел не проходит по условию скалывания между поясами и фанерными стенками.

Из возможных вариантов корректировки биссектрисного сечения наиболее приемлемым является переход на формообразование узла из гнuto-клеёных деталей одинаковой кривизны (рис. 10.10, а). Кроме унификации деталей, здесь достигается плавное местное увеличение высоты поперечных сечений. В наиболее напряженном биссектрисном сечении высота узла достигает при этом 78,06 см.

Принимая условно $r_2 = 128$ см, определяем геометрические характеристики сечения

$$F_{пр} = 2 \cdot 17 \cdot 11,5 + 2 \cdot 1,0 \cdot 78 \cdot 0,6 \cdot 1,2 = 503 \text{ см}^2.$$

$$I_{пр} = 2 \left[17 \cdot 11,5^3 / 12 + 17 \cdot 11,5 \cdot (39 - 0,5 \cdot 11,5)^2 \right] + 2 \cdot 783 \cdot 0,6 \cdot 1,2 / 12 =$$

$$= 493 \text{ 528 см}^4.$$

$$r = 50 + 39 = 89 \text{ см.}$$

Расстояние от центра тяжести поперечного сечения до нейтрального слоя

$$y_0 = I_{пр} / F_{пр} r = 493 \text{ 528} / 503 \cdot 89 = 11,0 \text{ см.}$$

Отсюда радиус кривизны нейтрального слоя

$$r_0 = r - y_0 = 89 - 11 = 78 \text{ см.}$$

Оценивать по тангенциальным напряжениям не имеет смысла, определяем радиальные напряжения, накопившиеся в сжатом слое,

$$\sigma_{rn} = 78,43 \ln(61,5 / 50) / 503 +$$

$$+ 8746 [78 / 50 - 78 / 61,6 - \ln(61,5 / 50)] / 503 \cdot 11 =$$

$$= 0,16616 \text{ кН/см}^2 = 1,662 \text{ МПа.}$$

Тогда условие прочности на скалывание поперек волокон древесины

$$\sigma_{rn} b_n / h_n n_{ш} = 1,662 \cdot 17 / 11,5 \cdot 4 = 0,614 \text{ МПа} > R_{ск90}^{cp} m_i / \gamma_n = 0,366 \text{ МПа.}$$

Одного местного увеличения высоты поперечного сечения оказалось недостаточно. Без изменений принятых размеров высот поперечных сечений элементов рамы имеется еще один конструктивный прием повышения несущей способности узла на скалывание по клеевым швам между стенками и поясами. Он заключается в приклеивании дополнительных фанерных стенок в зоне закругления. На положение нейтрального слоя дополнительные стенки практически не оказывают влияния. Поэтому пользуемся геометрическими данными, приведенными на рис. 10.10, г.

Приведенная площадь поперечного сечения

$$F_{пр} = 2 \cdot 17 \cdot 11,5 + 2 \cdot (1,0 + 0,8) \cdot 78 \cdot 0,6 \cdot 1,2 = 593 \text{ см}^2.$$

Тогда

$$\sigma_{гп} = 78,43 \ln(61,5 / 50) / 593 + 8746 [78 / 50 - 78 / 61,5 - \ln(61,5 / 50)] / 593 \cdot 11 = 0,1409 \text{ кН/см}^2 = 1,41 \text{ МПа}.$$

Прочность клеевых швов

$$1,41 \cdot 17 / 11,5 \cdot 6 = 0,347 \text{ МПа} < 0,366 \text{ МПа}.$$

Условие прочности удовлетворяется.

Проверка прочности фанерных стенок на максимальные радиальные напряжения – собственные и переданные с поясов

Геометрические характеристики приводятся к материалу фанеры. При оценке прочности достаточно определить только $F_{пр,ф}$. Остальные параметры поперечного сечения в расчетной формуле остаются без изменений:

$$\begin{aligned} F_{пр,ф} &= 2 \cdot 17 \cdot 11,5 / 0,6 \cdot 1,2 + 2 \cdot (1 + 0,8) \cdot 78 = 823 \text{ см}^2; \\ \sigma_{г, \max} &= N_{уз} \ln(r_0 / r_1) / F_{пр,ф} + M_{л, уз} [r_0 / r_1 - \ln(r_0 / r_1)] / F_{пр,ф} \cdot y_0 + \\ &+ \sigma_{гп} \cdot b_{п} / \sum \delta_{ф} = 78,43 \ln(78 / 50) / 823 + \\ &+ 8746 [78 / 50 - 1 - \ln(78 / 50)] / 823 \cdot 11 + 0,141 \cdot 17 / 3,6 = \\ &= 0,8196 \text{ кН/см}^2 = 8,2 \text{ МПа} < R_{ф, с, \alpha} m_p / \gamma_n = 8,5 \cdot 1,2 / 0,95 = 10,74 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Здесь $m_p = 1,2$ – коэффициент, учитывающий поддерживающее влияние ребер жесткости, установленных в узле веерообразно.

Веерообразная расстановка ребер жесткости в рамном узле, кроме участия их на восприятие радиальных напряжений, позволяет не оценивать местную устойчивость фанерных стенок. Стык фанеры на ус также отсутствует в пределах сконструированного узла. Поперечная сила меняет знак в пределах карнизного узла и формально в биссектрисном сечении равна нулю. Поэтому оценка прочности карнизного узла на этом и ограничивается.

Как показали расчеты, определяющими проверками являются две последние: ближе к предельному состоянию находятся клеевые швы между поясами и стенками и фанера стенок. Это подтверждается и экспериментальными исследованиями.

Если при проектировании последняя проверка не будет удовлетворять условию прочности, то сбалансированную несущую способность всех элементов карнизного узла можно получить двумя путями. На первый взгляд, заманчиво заменить поперечную ориентацию I фанеры на продольную II (см. рис. 10.10, в). Однако чаще этот вариант оказывается ложным. Во-первых, при удалении от биссектрисного сечения уменьшается высота поперечных сечений (см. рис. 10.10, а). Во-вторых,

одновременно при этом весьма резко уменьшаются расчетные сопротивления фанеры (см. графики на рис. 8.8) и модуль упругости материала под углом к волокнам, участвующий в определении приведенных геометрических характеристик поперечных сечений. При ориентации поперек волокон наружных слоев фанеры вдоль биссектрисы изменения характеристик более плавные, а следовательно, такой вариант конструирования является предпочтительным.

Следует также помнить, что, независимо от начальной ориентации волокон наружных шпонов относительно биссектрисного сечения, при переходе от закругленного участка к прямолинейным элементам рамы – ригелю и стойкам – она получит изменение. Угол ориентации в каждом поперечном сечении будет отклоняться плавно в криволинейной зоне и достигнет максимума в сопряжении криволинейной оси с прямолинейными. В поперечных сечениях прямолинейных участков (до первых от центра жесткого узла стыков фанеры) стенки сохраняют постоянный угол ориентации. При поперечной начальной укладке картин в примыкающих к узлу сечениях он равен $90^\circ - \varphi$, а при продольной – φ (см. рис. 10.10, в). Это изменение характеристик фанеры необходимо учитывать при оценке прочности фанеры в зоне стыкования на ус узловой картины с примыкающими к ней картинами (особенно со стороны стойки).

Кроме того, формализованное приведение геометрических характеристик к фанере в последней проверке дает более опасное НДС стенок при продольной ориентации, чем при поперечной.

Другая возможность приближения к равнопрочности собственно жесткого узла и прямолинейных элементов рамы реализуется путем приклеивания дополнительных фанерных стенок к выступающим полкам двутаврокоробчатого поперечного сечения (см. рис. 10.10, з). Это, естественно, сопряжено с местным увеличением материалоемкости конструкции. Такой инженерный прием был предложен нами еще на стадии разработки КФР и их апробации [10, 11, 62, 63, 65, 68].

Окончательный выбор вариантов лучше выполнять после оценки прочности прямолинейных элементов рамы в сечениях, примыкающих к жесткому узлу.

Для проверки прямолинейных стержней рамы в окрестности карнизного узла необходимо знать модуль упругости фанеры под соответствующим углом к направлению волокон наружных слоев шпона. В нормативной литературе пока еще отсутствуют некоторые характеристики фанеры в произвольных направлениях. Их приходится получать аналитически, исходя из основных характеристик в осях анизотропии и диагональном направлении.

Известно, что в ригельной части трехшарнирных рам уменьшение изгибающего момента при удалении от жесткого узла интенсивнее, чем в стойках, а сбежистость высоты поперечных сечений – наоборот. Поэтому даже при одинаковых поперечных сечениях оцениваем прочность стойки.

Прямолинейный участок стойки начинается на расстоянии $a_1 = 86,6$ см от точки пересечения прямых в расчетной схеме (см. предварительный статический расчет и рис. 10.10, а). По линейной интерполяции изгибающий момент в начале прямолинейного элемента на наружном контуре стойки приближенно равен

$$M_{д, ст} = M_{ст, \max} (H_{ст} - a_1) / H_{ст} = 135,46 (250 - 86,6) / 250 = 88,54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент требует корректировки путем переноса с расчетной схемы на ось стойки. При высоте сечения $h = 64$ см

$$M_{Д,расч} = M_{Д,ст} - N_{ст} \cdot 0,5h = 88,54 - 58,51 \cdot 0,5 \cdot 0,64 = 69,82 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Геометрические характеристики поперечного сечения без учета дополнительных стенок, которые обрываются в окрестности рассматриваемого поперечного сечения, представлены в виде

$$F_{пр} = 2 \cdot 17 \cdot 11,5 + 2 \cdot 64 \cdot 0,2574 \cdot 1,2 = 431 \text{ см}^2;$$

$$I_{пр} = (17 \cdot 11,5^3 / 12 + 17 \cdot 11,5 \cdot 26,25^3) + 2 \cdot 64^3 \cdot 0,2574 \cdot 1,2 / 12 = 287 \, 217 \text{ см}^4;$$

$$W_{пр} = 287 \, 217 / 32 = 8975 \text{ см}^3.$$

Здесь $0,5h_0 = 0,5(64 - 11,5) = 26,25$ см; $E_{ф,\alpha} = 2574$ МПа – модуль упругости фанеры под углом $\alpha = 90^\circ - \varphi = 90^\circ - 37,24^\circ = 52,76^\circ$; $\sin \alpha = 0,7961$; $\cos \alpha = 0,6052$; $\sin 2\alpha = 0,9635$.

E_a определяем по тензоральной формуле Рабиновича – Апкенази

$$E_a = E_0 / \left(\cos^4 \alpha + B \sin^2 2\alpha + t \sin^4 \alpha \right) =$$

$$= 9000 / (0,1341 + 2,975 \cdot 0,9284 + 1,5 \cdot 0,4017) = 2574 \text{ МПа},$$

$$B = E_0 / E_{45} - (1+t) / 4 = 9000 / 2500 - (1+1,5) / 4 = 2,975;$$

$$t = E_0 / E_{90} = 9000 / 6000 = 1,5.$$

Отношение модулей упругости $E_{ф,\alpha} / E_{др} = 0,2574$.

Прочность поперечного сечения оцениваем по максимальным краевым напряжениям:

на сжатой кромке

$$\sigma_c = N_{ст} / F_{пр} + M_{Д,расч} / W_{пр} = 58,5 / 431 + 6982 / 8975 =$$

$$= 0,91367 \text{ кН/см}^2 = 9,14 \text{ МПа} < R_{с,т} / \gamma_n = 13 / 0,95 = 13,68 \text{ МПа}.$$

Сопротивление R_c принято, исходя из размеров пояса, а не всего поперечного сечения ($R_{с,т} = 13,0 < R_{с,сеч} \cdot m_8 = 15 \cdot 0,95 = 14,25$ МПа); на растянутой кромке:

$$\sigma_p = -58,5 / 431 + 6982 / 8975 = 0,64 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 6,4 \text{ МПа} < R_p / \gamma_n = 9 / 0,95 = 9,47 \text{ МПа}.$$

По краевым напряжениям прочность стойки обеспечена.

Проверяем устойчивость сжатого пояса из плоскости рамы (применительно к СНиП [30]).

Наружный растянутый контур рамы раскреплен из плоскости изгиба ограждающими конструкциями ($m > 4$). Сжатый пояс на длине стойки, в карнизном узле и на

части ригеля до точки, где изгибающий момент меняет знак, таких раскреплений не имеет. Лишь в случае необходимости устанавливаются связи по биссектрисным сечениям рам, объединяющие конструкции попарно в жесткие блоки.

Выполняем проверку без указанных связей при раскреплении только растянутого пояса.

$$\text{Длина сжатого пояса стойки } l_{п,ст} = H - a_1 = 250 - 86,6 = 163,4 \text{ см}.$$

$$\text{Длина дуги пояса в карнизном узле при центральном угле, равном } 2\varphi = 2 \cdot 37,24^\circ = 74,48^\circ = 1,3 \text{ радиан}.$$

$$L_p = \rho (r_{II} + r_I) 0,5 = 1,3(61,5 + 50) 0,5 = 72,5 \text{ см}.$$

Длина пояса до точки изменения знака изгибающего момента в ригеле

$$l_{п,риг} = l_{риг} - l_{м=0} - a_1 = 934,1 - 320,8 - 86,6 = 526,7 \text{ см},$$

где $l_{м=0} = 311,4 + x = 311,4 + 9,4 = 320,8$ см до точки, где M_p изменяет знак.

Она определена по результатам расчета рамы на ЭВМ при рассмотрении участка от $x_p = 311,4$ см до $x_p = 467,04$ см.

Из подобия треугольников эшоры M на указанном участке примерно $x = 8706 \cdot 155,7 / 143721 = 9,4$ см.

Суммарная свободная длина сжатого пояса

$$l_p = 163,4 + 72,5 + 526,7 = 762,6 \text{ см} > 7b_{II} = 7 \cdot 19 = 133 \text{ см}.$$

Гибкость участка рамы из плоскости

$$\lambda_y = l_p / 0,289b_{II} = 762,6 / 0,289 \cdot 19 = 139.$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 139^2 = 0,156.$$

При $m > 4 K_{жN} = K_{жM} = 1$. По (24) [30]

$$K_{п,М} = 1 + (0,142 l_p / h + 1,76h / l_p + 1,4r - 1) m^2 / (m^2 + 1) =$$

$$= 1 + (0,142 \cdot 762,6 / 64 + 1,76 \cdot 64 / 762,6 + 1,4 \cdot 1,3 - 1) 1 = 4,99.$$

По формуле (34) [30] при $m^2 / (m^2 + 1) = 1$ аналогично

$$K_{п,N} = 0,75 + 0,06 (l_p / h)^2 + 0,6 \rho l_p / h =$$

$$= 0,75 + 0,06 \cdot (762,6 / 64)^2 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 762,6 / 64 = 18,56$$

По формуле (23) [30]

$$\varphi_M = 140b^2 K_{\Phi} / l_p \cdot h = 140 \cdot 19^2 \cdot 1,42 / 762,6 \cdot 64 = 1,47,$$

где K_{Φ} – коэффициент, зависящий от формы эпюры M на участке, определяемый по табл. 2 прил. 4 СНиП [30].

$$K_{\Phi} = 1,35 + 0,3 (C / l_p) = 1,35 + 0,3 (181,65 / 762,6) = 1,42.$$

Здесь

$$C = (I_{\text{и.р.н.г}} + 0,5 I_{\text{д}}) - 0,5 I_{\text{р}} = (526,7 + 0,5 \cdot 72,5) - 0,5 \cdot 762,6 = 181,65 \text{ см.}$$

Окончательно условие устойчивости

$$\begin{aligned} N_{\text{ст}} \gamma_n / \varphi_y R_c m_0 F_{\text{пр}} K_{\text{и.н}} + M_{\text{д}} \gamma_n / \varphi_M R_c m_0 W_{\text{пр}} K_{\text{и.н}} = \\ = 58,51 \cdot 0,95 / 0,156 \cdot 1,5 \cdot 0,95 \cdot 431 \cdot 18,56 + \\ + 6982 \cdot 0,95 / 1,47 \cdot 1,5 \cdot 0,95 \cdot 8975 \cdot 4,99 = 0,102 < 1. \end{aligned}$$

Здесь для обеспечения единой размерности расчетное сопротивление R_c принято в кН/см^2 , а величина его из рассмотрения всего поперечного сечения с учетом коэффициента $m_0 = 0,95$. Местное плавное увеличение высоты сечения в жестком узле не учитывалось.

Устойчивость рамы из плоскости обеспечена, необходимость постановки вертикальных связей (вдоль биссектрисы угла сопряжения ригеля и стоек) отсутствует.

Из раскроя листа фанеры 1525×1525 мм (по рис. 10.10, в) видно, что стык фанеры на ус практически совпадает с расчетным сечением стойки, где в растянутой зоне необходимо оценить прочность стенки с учетом ослаблений ($m_{\phi} = 0,8$).

Геометрические характеристики поперечного сечения приводим к фанере при модуле упругости $E_{\alpha} = 2572$ МПа под углом α :

$$F_{\text{пр.}\phi} = 2 \cdot 64 + 2 \cdot 11,5 \cdot 17 / 1,2 \cdot 0,2572 = 1395 \text{ см}^2;$$

$$I_{\text{пр.}\phi} = 2 \cdot 64^3 / 12 + 2 (17 \cdot 11,5^3 / 12 + 17 \cdot 11,5 \cdot 26,25^2) / 1,2 \cdot 0,2572 = 930 \, 592 \text{ см}^4;$$

$$h_{\text{ст}} = 41 \text{ см.}$$

$$\sigma_{\text{ст}}^+ = -N_{\text{ст}} / F_{\text{пр.}\phi} + M_{\text{д}} h_{\text{ст}} / 2 \cdot I_{\text{пр.}\phi} =$$

$$= -58,51 / 1395 + 6982 \cdot 64 / 2 \cdot 930 \, 592 = 0,198 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 1,98 \text{ МПа} < R_{\text{р.}\phi\alpha} m_{\phi} / \gamma_n = 4,55 \cdot 0,8 / 0,95 = 3,83 \text{ МПа,}$$

где $R_{\text{р.}\phi\alpha} = 4,55$ МПа – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом $52,76^\circ$.

В рассматриваемом сечении фанерные стенки необходимо также проверить по главным растягивающим напряжениям, так как кроме нормальных напряжений здесь достаточно высокий уровень касательных.

Статический момент растянутого пояса

$$S_{\text{п.пр.}\phi} = 2 \cdot 11,5 \cdot 26,5 + 11,5 \cdot 17 \cdot 26,25 / 1,2 \cdot 0,2572 = 17 \, 231 \text{ см}^3.$$

Касательные напряжения на уровне внутренней кромки растянутого пояса

$$\tau_{\text{ст}} = Q_{\text{д}} S_{\text{п.пр.}\phi} / I_{\text{пр.}\phi} \sum \delta_{\phi} = 54,17 \cdot 1723 / 930 \, 592 \cdot 2 = 0,5015 \text{ кН/см}^2 = 5,015 \text{ МПа}$$

Главные растягивающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_1 = 0,5 \left(\sigma_{\text{ст}} + \sqrt{\sigma_{\text{ст}}^2 + 4\tau_{\text{ст}}^2} \right) = 0,5 \left(1,98 + \sqrt{1,98^2 + 4 \cdot 5,015^2} \right) = \\ = 6,102 \text{ МПа} > R_{\text{р.}\phi\alpha} m_{\phi} / \gamma_n = 5 \cdot 0,8 / 0,95 = 4,21 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Угол наклона главного напряжения к наружной кромке стойки

$$\alpha = 0,5 \arctg 2\tau_{\text{ст}} / \sigma_{\text{ст}}^* = 0,5 \arctg 2 \cdot 5,015 / 1,98 = 39,42^\circ.$$

Из двух углов α и $\phi + \alpha$ выбираем наиболее опасный – α , где $R_{\text{р.}\phi\alpha} = 5$ МПа.

Главные площадки в зоне стыка фанерных стенок находятся в запредельном состоянии. Необходимо поставка дополнительных фанерных стенок. Для окончательного решения следует выполнить проверку стенок и в приоснорной зоне, где касательные напряжения возрастают, а нормальные уменьшаются.

Высота опорного сечения принята равной 40 см; высота стойки у карнизного узла на расстоянии от опоры $H_{\text{ст}} - a = 2,5 - 0,866 = 1,634$ м. Так как промежутки между поясами у шарнирных узлов заполняются коротышами досок, проверка выполняется за пределами картин.

Кроме того, еще один стык фанеры, необходимый при оставшейся длине стойки, целесообразно выполнить в зоне заполнения пустот коротышами досок на расстоянии от подошвы примерно 20 см. Этот стык может быть выполнен без пусовки, впритык, так как находится в массиве склеенных досок. Размер уточнится при раскрое картин.

Рассмотрим поперечное сечение на расстоянии $x = 42$ см от подошвы стойки. Высоту поперечного сечения определяем из рассмотрения трапеции длиной $l_{\text{т}} = 163,4$ см и высотами $h_{\text{max}} = 64$ см и $h_{\text{min}} = h_{\text{оп}} = 40$ см.

$$h_x = h_{\text{оп}} + (h_{\text{max}} - h_{\text{оп}}) x / l_{\text{т}} = 40 + (64 - 40) 42 / 163,4 = 46,2 \text{ см;}$$

$$h_{\text{ст}} = 46,2 - 23 = 23,2; h_0 = 46,2 - 11,5 = 34,7 \text{ см;}$$

$$0,5h_0 = 17,35 \text{ см; } 0,5h_{\text{ст}} = 11,6 \text{ см.}$$

Плечо нормальной силы относительно оси поперечного сечения $0,5h_x = 23,1$ см.

Расчетные усилия

$$N = 58,51 \text{ кН. } Q_{\text{д}} = 54,37 \text{ кН.}$$

$$M_{\text{д}} = 2266 - 58,51 \cdot 23,1 = 914 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Геометрические характеристики поперечного сечения, приведенные к фанере,

$$F_{\text{пр.}\phi} = 2 \cdot 46,2 + 2 \cdot 11,5 \cdot 17 / 1,2 \cdot 0,9 = 454,4 \text{ см}^2;$$

$$I_{\text{пр.}\phi} = 2 \cdot 46,2^3 / 12 + 2 (17 \cdot 11,5^3 / 12 + 17 \cdot 11,5 \cdot 17,35^2) / 1,2 \cdot 0,9 = 129 \, 406 \text{ см}^4;$$

$$S_{\text{п.пр.}\phi} = 2 \cdot 11,5 \cdot 17,35 + 11,5 \cdot 17 \cdot 17,35 / 1,2 \cdot 0,9 = 3504 \text{ см}^3.$$

Компоненты плоского напряженного состояния стенки на уровне внутренней кромки растянутого пояса

$$\sigma_{ст}^+ = -N_{ст} / F_{пр.ф} + M_D h_{ст} / 2 \cdot I_{пр.ф} =$$

$$= -58,51 / 454,4 + 914 \cdot 11,6 / 129 \cdot 406 = -0,047 \text{ кН/см}^2 = -0,47 \text{ МПа.}$$

Напряжения в стенке сжимающие:

$$\tau_{max} = Q_d S_{п.пр.ф} / I_{пр.ф} \sum \delta_{ф} = 54,37 \cdot 3540 / 129 \cdot 406 \cdot 2 =$$

$$= 0,744 \text{ кН/см}^2 = 7,44 \text{ МПа} > R_{р.ср} / \gamma_n = 6 / 0,95 = 6,32 \text{ МПа.}$$

Касательные напряжения даже на уровне внутренних кромок оказались за-пределными. В центре поперечного сечения они еще возрастут. Проверять по τ_{max} и σ_1 такое поперечное сечение не имеет смысла. Необходима постройка дополнительных фанерных стенок. Выполняем это на всей высоте стойки и в карнизном узле. Последнее вызвано существенным ослаблением поперечных сечений в зонах стыкования фигурных фанерных стенок карнизного узла со стенками стойки и ригеля ($E_{фа} = 2572 \text{ МПа}$; $m_{ф} = 0,8$; см. выше).

При расположении волокон наружных слоев шпона в дополнительных стенках вдоль наружных кромок стоек стыки фанеры в растянутой зоне у карнизного узла осуществляются вразбежку (см. рис. 10.10, в). Дополнительные фанерные стенки принимаем толщиной по 8 мм.

Как наиболее опасное проверяем только приопорное поперечное сечение в стойке, где суммарная толщина стенок увеличилась до 3,6 см.

Новые геометрические характеристики поперечного сечения

$$F_{пр.ф} = 454,4 + 1,6 \cdot 46,2 = 528 \text{ см}^2;$$

$$I_{пр.ф} = 129 \cdot 406 + 1,6 \cdot 46,2^3 / 12 = 142 \cdot 554 \text{ см}^4;$$

$$S_{п.пр.ф} = 3540 + 11,5 \cdot 1,6 \cdot 17,35 = 3859 \text{ см}^3.$$

Компоненты напряженного состояния в стенке на внутренней кромке растянутого пояса

$$\sigma_{ст}^+ = -58,51 / 528 + 914 \cdot 11,6 / 142 \cdot 554 = -0,0364 \text{ кН/см}^2 = -0,364 \text{ МПа.}$$

$$\tau_{ст} = 54,37 \cdot 3859 / 142 \cdot 554 \cdot 3,6 = 0,4088 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 4,09 \text{ МПа} < R_{р.ср} / \gamma_n = 6 / 0,95 = 6,36 \text{ МПа.}$$

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_1 = 0,5 \left(-0,364 + \sqrt{0,364^2 + 4 \cdot 4,09^2} \right) =$$

$$= 3,91 \text{ МПа} < R_{р.фа} / \gamma_n = 4,5 / 0,95 = 4,74 \text{ МПа.}$$

Угол наклона главного напряжения σ_1 к наружной кромке стойки

$$\alpha = 0,5 \arctg 2\tau_{ст} / \sigma_{ст} = 0,5 \arctg 2 \cdot 4,09 / 0,364 = 43,73^\circ$$

Откуда

$$R_{р.фо} = 4,5 \text{ МПа.}$$

Учитывая сопоставимость $\tau_{ст}$ с $R_{ф.ср}$, проверим максимальные касательные напряжения в приопорной зоне

$$S_{п.пр.ф} = 3,6 \cdot 46,2^2 / 8 + 11,5 \cdot 17 \cdot 17,35 / 1,2 \cdot 0,9 = 4101 \text{ см}^3.$$

$$\tau_{max} = Q_d S_{п.пр.ф} / I_{пр.ф} \sum \delta_{ф} = 54,37 \cdot 4101 / 142 \cdot 554 \cdot 3,6 =$$

$$= 0,434 \text{ кН/см}^2 = 4,34 \text{ МПа} < R_{р.ср} / \gamma_n = 6 / 0,95 = 6,32 \text{ МПа.}$$

Условия прочности стенок удовлетворены.

Окончательно принимаем конструктивное решение стойки и жесткого узла с четырьмя фанерными стенками и соответственно с шестью клеевыми швами между поясами и стенками. Оценивать прочность клеевых швов и местную устойчивость стенок в границах приклеивания двух дополнительных нет необходимости. Расчеты показали, что в сечениях только с двумя (основными) стенками эти проверки будут более опасны. Поэтому клеевые швы между поясами и стенками и местную устойчивость последних проверяем в ригеле за пределами четырехстенного поперечного сечения. Рассматриваем сечение, отстоящее от излома оси расчетной схемы в жестком узле на расстоянии 156 см ($x_p = 778,4 \text{ см}$).

Высоту расчетного сечения находим из рас смотрения трапеции длиной

$$l_T = l_p - a_1 = 934,1 - 86,6 = 847,5 \text{ см}$$

с высотами

$$h_{max} = 64 \text{ см}; \quad h_{min} = h_{min}^p = 25 \text{ см.}$$

Координата сечения от h_{max} :

$$x = 156 - 86,6 = 69,4 \text{ см.}$$

Тогда

$$h_x = h_{min} + (h_{max} - h_{min}) x_p / l_p = 25 + (64 - 25) \cdot 778,4 / 934,1 = 57,5 \text{ см};$$

$$0,5 h_x = 28,75 \text{ см};$$

$$h_0 = 57,5 - 11,5 = 46 \text{ см}; \quad 0,5 h_0 = 23 \text{ см}; \quad h_{ст} = 34,5 \text{ см}; \quad 0,5 h_{ст} = 17,25 \text{ см.}$$

Аналогично определяется N_x в расчетном сечении

$$N_x = N_C + (N_D - N_C) x_p / l_p =$$

$$= 50,73 + (66,38 - 50,73) \cdot 778,4 / 934,1 = 63,77 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент в расчетном сечении из результатов расчета по деформированной схеме

$$M_d = 7592,4 - 63,77 \cdot 28,75 = 5759 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Поперечная сила $Q_d = 33,51 \text{ кН}$.

Геометрические характеристики поперечного сечения в ригеле ($x_p = 778,4$ см), приведенные к фанере

$$F_{пр.ф} = 2 \cdot 57,5 + 2 \cdot 11,5 \cdot 17 / 1,2 \cdot 0,9 = 477 \text{ см}^2;$$

$$I_{пр.ф} = 2 \cdot 57,5^3 / 12 + 2 (17 \cdot 11,5^3 / 12 + 17 \cdot 11,5 \cdot 23^2) / 1,2 \cdot 0,9 = 242 \cdot 834 \text{ см}^4;$$

$$S_{п.пр.ф} = 2 \cdot 11,5 \cdot 23 + 11,5 \cdot 17 \cdot 23 / 1,2 \cdot 0,9 = 4692 \text{ см}^3.$$

$$S_{пр.ф} = 2 \cdot 57,5^2 / 8 + 11,5 \cdot 17 \cdot 23 / 1,2 \cdot 0,9 = 4990 \text{ см}^3.$$

Проверка сечения по τ_{max}

$$Q_d \cdot S_{пр.ф} / I_{пр.ф} \sum \delta_{ф} = 33,51 \cdot 4990 / 242 \cdot 834 \cdot 2 = 0,3443 \text{ кН/см}^2 = 3,443 \text{ МПа} < R_{ф.ср} / \gamma_n = 6 / 0,95 = 6,32 \text{ МПа}.$$

Проверка по главным растягивающим напряжениям

Напряжения в рассматриваемой пластинке на уровне внутренней кромки растянутого пояса.

$$\sigma_{сг} = -N_x / F_{пр.ф} + M_D \cdot 0,5 h_{сг} / I_{пр.ф} = -63,77 / 477 + 5759 \cdot 17,25 / 242 \cdot 834 = 0,2754 \text{ кН/см}^2 = 2,754 \text{ МПа}.$$

$$\tau_{сг} = Q_d \cdot S_{п.пр.ф} / I_{пр.ф} \sum \delta_{ф} = 33,51 \cdot 4692 / 242 \cdot 834 \cdot 2 = 0,3237 \text{ кН/см}^2 = 3,237 \text{ МПа}.$$

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_1 = 0,5 \left(2,754 + \sqrt{2,754^2 + 4 \cdot 3,237^2} \right) =$$

$$= 4,895 \text{ МПа} < R_{р.ф\alpha} / \gamma_n = 5,3 / 0,95 = 5,587 \text{ МПа},$$

где α – угол наклона главного напряжения σ_1 к наружной кромке ригеля,

$$\alpha = 0,5 \arctg 2\tau_{сг} / \sigma_{сг} = 0,5 \arctg 2 \cdot 3,237 / 2,754 = 33,48^\circ.$$

Откуда по графику на рис. 8.8

$$R_{р.ф\alpha} = 5,3 \text{ МПа}.$$

При заданных размерах поперечных сечений, а тем более после их корректировки, в остальных точках элементов рамы проверки могут не выполняться.

Концевые участки полурам у шарнирных узлов выполняются сплошными на длину не менее 30 см. Шарнирные узлы проектируются по аналогии с узлами, рассмотренными в примерах 15, 19.

Шарнирные узлы приводятся также в примерах проектирования арок. Конструкции и расчеты этих узлов рам и арок широко представлены в технической и учебной литературе. Авторы стремились в этом пособии заострить внимание студентов и проектировщиков на наиболее сложных узлах (особенно новой конструкции), недостаточно, либо не полностью освещенных в литературе. Поэтому простейшим шарнирным узлам отведен минимальный объем издания.

В рабочих чертежах КФР с раскромкой фанеры для основных и дополнительных стенок карнизного узла (пример приведен на рис. 10.10, в) необходимо увязать раскладку фанерных картин для ригеля и стойки. На рис. 10.11 представлен вариант раскладки и раскройки фанеры наиболее массового выпуска листов с размерами 1525×1525 мм. Для прямолинейных элементов рациональнее использовать длиномерную фанеру, однако она выпускается в недостаточных количествах.

Выпуск фанеры длиной до 6 м был освоен у нас пока на двух заводах – Мантуровском и Костромском.

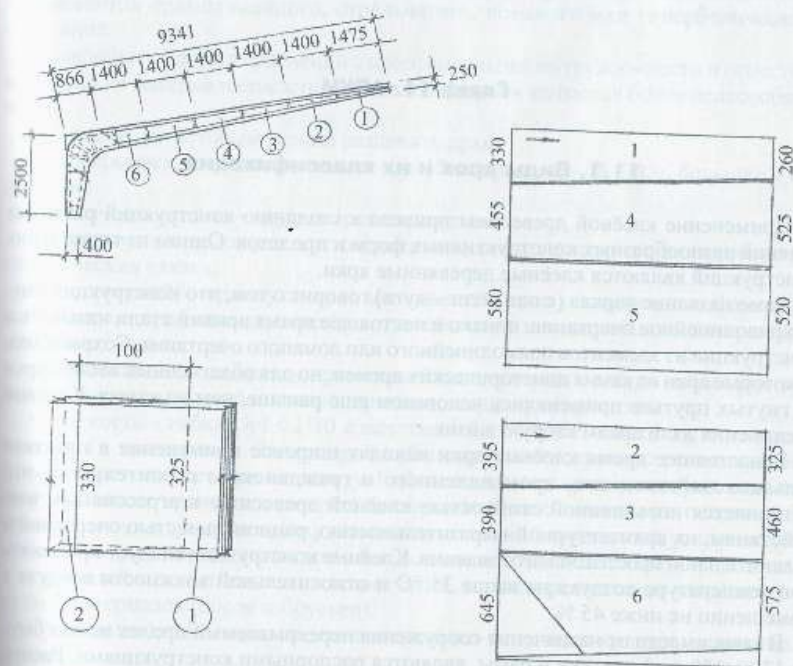


Рис. 10.11. Основные размеры полурамы и раскройки листов фанеры для ее ригельной части с размером стыка фанеры на ус

Раскрой фанеры рекомендуется выполнять с некоторыми припусками на возможные неточности при склеивании полурам, а также на окончательную механическую обработку готовой продукции. В примере раскроя фанеры для ригеля полурам даются припуски в пределах 10 мм, с пропилами шириной 10 мм.

Размеры картин основных стенок полуригеля получены из рассмотрения трапеции длиной $l_T = l_p - a_1 = 9341 - 866 = 8475$ мм и высотами $h_{max} = 640$ мм и $h_{min} = 250$ мм. Первая картина стыкуется только по одному торцу, поэтому ее длина до оси стыка на ус $l_1 = 1525 - 50 = 1475$ мм. Все остальные картины должны быть заусованы по двум торцам, поэтому дается 25 мм на припуски при заусовке. Расстояния между осями стыков $l_{ф} - l_{ус} - \Delta l = 1525 - 100 - 25 = 1400$ мм. В рассматриваемой трапеции изменение высоты каждой картины длиной 1500 мм равно 69 мм, округляется до 70 мм. Это изменение на длине заусовки составляет около 5 мм. Поэтому при раскрое учитывается смещение размеров на торцах картин (см. рис. 10.11).

Глава 11. АРКИ

11.1. Виды арок и их классификация

Применение клеёной древесины привело к созданию конструкций развитых сечений разнообразных конструктивных форм и пролетов. Одним из типов таких конструкций являются клеёные деревянные арки.

Само название «арка» (с лат. arcus – дуга) говорит о том, что конструкция имеет криволинейное очертание, однако в настоящее время арками стали называть и конструкции из элементов прямолинейного или ломаного очертания. Сохранились некоторые арки из камня доисторических времен, но для облегченных жилищ арки из гнутых прутьев применялись человеком еще раньше, чем из камня. Клеевые соединения дали аркам вторую жизнь.

В настоящее время клеёные арки находят широкое применение в практике сельскохозяйственного, промышленного и гражданского строительства, что объясняется повышенной стойкостью клеёной древесины к агрессивным воздействиям, их архитектурной выразительностью, рациональностью очертаний и сравнительной простотой изготовления. Клеёные конструкции следует применять при температуре воздуха не выше 35 °С и относительной влажности воздуха в помещении не ниже 45 %.

В зависимости от назначения сооружения перекрываемый пролет может быть от 12 до 100 м. Арки, как и рамы, являются распорными конструкциями. Распор арок может передаваться на самостоятельные фундаменты, либо восприниматься затяжками.

Роль оснований или фундаментов под арки могут выполнять нижележащие конструкции при соответствующем обеспечении их несущей способности.

Для исключения передачи распора арок с затяжками на нижележащие конструкции (например, железобетонные рамы или стойки) одна из опор арок выполняется подвижной, что особенно важно соблюдать при пролетах более 30 м.

Наиболее распространенными являются трехшарнирные арки, однако в отдельных случаях (например, фронтонные арки кружально-сетчатых сводов) они могут быть решены по двухшарнирной схеме. Ограниченность применения двухшарнирных арок объясняется трудностью их транспортировки и монтажа. Клеёные арки являются конструкциями заводского изготовления.

Используемые материалы и типы сечений характеризуют степень огнестойкости клеёных арок. Наибольшую степень огнестойкости имеют арки прямоугольного цельноклеёного поперечного сечения, относящиеся даже без специальных мер защиты от возгорания к трудносгораемым.

Арочные покрытия малых и средних пролетов (до 24 м) и покрытия со значительными сосредоточенными нагрузками в центре могут быть выполнены из элементов прямолинейного, стрельчатого, ломаного или гиперболического очертаний.

Клеёнощитые арки в сравнении с клеёфанерными по трудоемкости и огнестойкости (но не материалоемкости) в настоящее время являются более целесообразными.

Признаки, по которым можно различать арки:

- перекрываемые пролеты: малые – до 18 м, средние – 18–30 м, большие – более 30 м;
- статическая схема – двух- и трехшарнирные;
- материал – клеёнощитые, клеёфанерные, дощатые и из пиломатериалов на механических связях;
- тип сечений – прямоугольное цельноклеёное, двутавровое клеёфанерное, коробчатое, коробчато-двутавровое, постоянного и переменного поперечного сечения по длине;
- очертание – из элементов прямолинейного, ломаного очертаний и криволинейных элементов постоянного и переменного радиуса кривизны;
- жесткость – гибкие $h/l < 1/30$ и жесткие $h/l \geq 30$, где h – высота поперечного сечения, l – пролет арки. За критерий гибкости условно принято отношение высоты поперечного сечения к пролету. Гибкими считают арки, у которых внешняя нагрузка может привести к значительному изменению начального очертания и, следовательно, к существенному изменению значений внутренних усилий в сравнении с их значениями, вычисленными по начальному очертанию;
- внешний вид – сплошные и решетчатые, причем решетчатые выполняются из пиломатериалов (досок и брусев);
- тип соединений – на клею, нагелях, гладко- и зубчато-кольцевых шпонках, гвоздях;
- способ изготовления – заводской и построечный;
- огнестойкость и т. д.

Многие из перечисленных признаков относятся не только к клеёным аркам, но и аркам построечного изготовления, главным образом – жестким. Основные типы сечений арок приведены на рис. 11.1. Некоторые из них применяются и могут использоваться в практике современного сельскохозяйственного, промышленного и гражданского строительства.

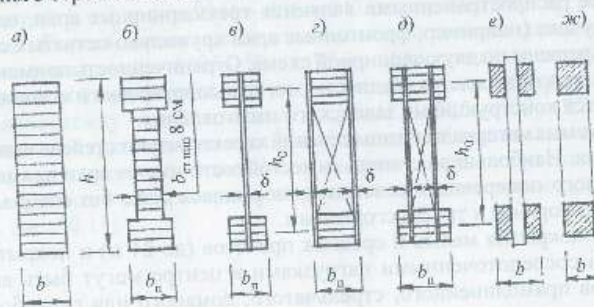


Рис. 11.1. Сечения арок: а – прямоугольное; б – двутавровое; в – клефанерное двутавровое; г – клефанерное коробчатое; д – клефанерное двутаврово-коробчатое; е, ж – сечения решетчатых арок

11.2. Геометрия арок

Варианты применения покрытий по деревянным аркам с указанием ориентировочных технико-экономических показателей приведены в табл. 11.1. Вполне очевидно, что клеёные арки могут образовывать как самостоятельные сооружения, так и быть важными конструктивными элементами сооружений с использованием известных традиционных материалов.

В зависимости от назначения сооружений и архитектурных требований арки могут быть спроектированы и изготовлены разнообразных очертаний как с постоянной, так и переменной кривизной по длине. Широкий диапазон очертаний арок можно получить используя простейшие кривые и их комбинации. Напомним основные сведения о простейших кривых.

Круговая арка (рис. 11.2) – наиболее распространенная.

Уравнение оси арки в осях $(x_1, 0, y)$ имеет вид

$$x_1^2 + y^2 = R^2; \quad y = \sqrt{R^2 - x_1^2}. \quad (11.1)$$

При заданных пролете l и стреле подъема f , подставив значения $x_1 = 0,5l$ и $y = R - f$ в формулу (11.1), получим величину радиуса

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}. \quad (11.2)$$

В системе координат $(x, 0, y)$ уравнение оси может быть записано в виде

$$x^2 + y^2 + 2y(R - f) - 2Rf + f^2 = 0.$$

Таблица 11.1

Некоторые схемы арок и их технико-экономические показатели [2, 79, 80, 81]

№ схем	Схемы	l_w	f/l	h/l	$K_{с.п.}$	$K_{м.в.}$
1		12-70 (100)	$\frac{1}{5} - \frac{1}{7}$	$\frac{1}{35} - \frac{1}{50}$	2-5	5-10
2		30-70 (100)	$\frac{1}{5} - \frac{1}{7}$	$\frac{1}{35} - \frac{1}{50}$	2-4	5-10
3		12-60	$\frac{1}{2} - \frac{1}{3}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	2-4	5-10
4		12-30	$\frac{1}{2} - \frac{1}{3}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{40}$	2-3	5-10
5		12-50	$\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{40}$	2-4	5-10
6		12-30	$\frac{1}{2} - \frac{1}{7}$	$\frac{1}{20} - \frac{1}{40}$	4-6	5-10
7		18-30	$\frac{1}{2} - \frac{1}{6}$	$\frac{1}{20} - \frac{1}{40}$	4-5	5-10