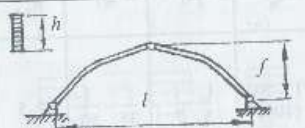

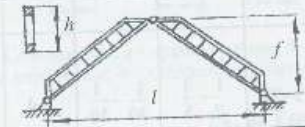
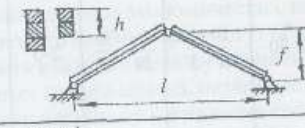
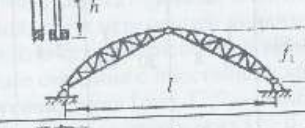
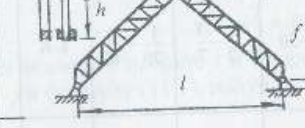
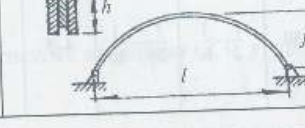


№ схем	Схемы	l_m	f/l	h/l	$K_{сн}$	$K_{ш.в.}$
8		12-40	$\frac{1}{4} - \frac{1}{6}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{40}$	3-5	5-10
9		24-50	$\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$	$\frac{1}{15} - \frac{1}{20}$	3-5	3-6
10		18-40	$\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$	$\frac{1}{15} - \frac{1}{20}$	3-6	3-5
Арки построеного изготовления						
11		9-15	$\frac{1}{4} - \frac{1}{6}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	5-7	5-6
12		18-40	$\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$	$\frac{1}{15} - \frac{1}{20}$	4-7	10-20
13		18-40	$\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$	$\frac{1}{15} - \frac{1}{20}$	4-7	10-20
14		9-15	$\frac{1}{2} - \frac{1}{6}$	$\frac{1}{20} - \frac{1}{40}$	4-6	10-20

Для вычисления ординат y удобнее пользоваться уравнением (11.1), задавая значениями x_1 . Значение угла наклона касательной φ_x с осью x_1 (или x) в каждой точке (x_1, y) равно значению центрального угла между осью y и направлением текущего радиуса (см. рис. 11.2):

Центральный угол $\varphi_0, \text{tg } \varphi_0 = l/2R$.

Длина дуги полуарки $S = \varphi_0 R$, где φ_0 — в радианах.

Стрельчатая арка из элементов кругового очертания (рис. 11.3) применяется в сооружениях с большой строительной высотой либо когда возникнет необходимость приложения значительных сосредоточенных нагрузок в середине пролета.

Перед геометрическим расчетом устанавливаются основные габаритные размеры: пролет l , высота f и стрелка подъема полуарки f_0 . Обычно f_0 принимается $(1/12 - 1/15) l_0$.

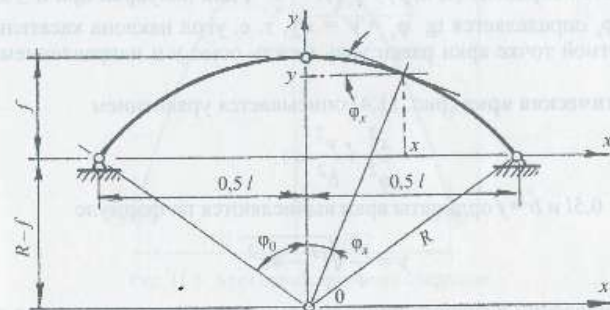


Рис. 11.2. Арка кругового очертания

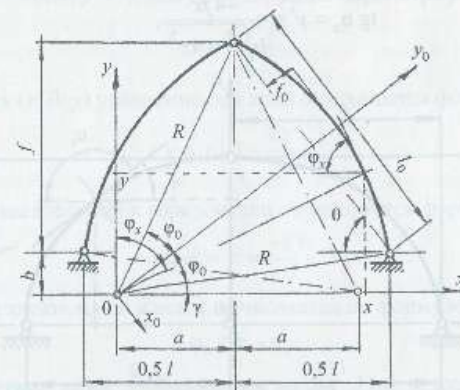


Рис. 11.3. Стрельчатая арка

Однако в ходе статического расчета можно будет изменить значения f_0 , например, если задаться условием, чтобы изгибающий момент от собственного веса в середине пролета стрельчатой арки был равен нулю. И вычислить значение f_0 .

Имея l, f и f_0 , учитывая, что $l_0 = \sqrt{f^2 + 0,25l^2}$ в системе координат $(x_0, 0, y_0)$, находим значения радиуса R (см. рис. 11.3):

$$R = \frac{l^2 + 4(f_0^2 + 4f^2)}{32f_0} \quad (11.3)$$

Положение начала координат относительно центра и основания арки вычисляется по формулам: $a = R \cos j - 0,5l$; $b = R \sin j$.

В соответствии со схемой длина дуги полуарки $S = 2\varphi_0 R$.

В системе координат $(x, 0, y)$ $y = \sqrt{R^2 - x^2}$; для полуарки при $a \leq x \leq 0,5 + a$. Значение φ_x определяется $\text{tg } \varphi_x = y' = x/y$, т. е. угол наклона касательной к оси x в конкретной точке арки равен углу между осью y и направлением текущего радиуса.

Эллиптическая арка (рис. 11.4) описывается уравнением

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \quad (11.4)$$

При $a = 0,5l$ и $b = f$ ординаты арки вычисляются по формуле

$$y = \frac{f}{l} \sqrt{l^2 - 4x^2} \quad (11.5)$$

При вычислении значений продольных и поперечных сил важно знать угол наклона $\varphi_x(0, x)$ в любой точке (x, y) , который определяется из выражения

$$\text{tg } \alpha_x = y' = \frac{-4fx}{l\sqrt{l^2 - 4x^2}} \quad (11.6)$$

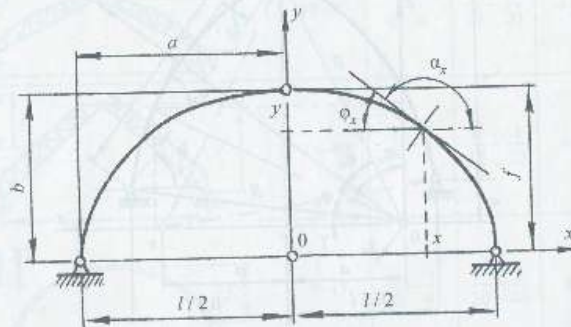


Рис. 11.4. Арка эллиптического очертания

По значению α_x вычисляется $\varphi_x = \pi - \alpha_x$. Арки эллиптического очертания могут быть достаточно эффективны при сравнительно небольших равномерных нагрузках и отсутствии сосредоточенных сил в коньке. Их можно рассматривать как конструкцию, занимающую среднее положение между круговой аркой и рамой.

Параболическая арка (рис. 11.5) рациональна при больших равномерно распределенных и постоянно действующих нагрузках. Уравнение параболы в координатах $(x_1, 0, y)$ имеет вид

$$x_1^2 = -2py \quad (11.7)$$

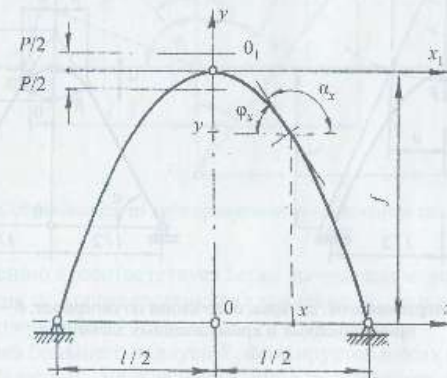


Рис. 11.5. Арка параболического очертания

Подставив $x_1 = \pm 0,5l$; $y = -f$, получим значение параметра p

$$p = \frac{l^2}{8f}$$

В координатах $(x, 0, y)$ уравнение оси арки описывается формулой

$$y = f \left(1 - \frac{4x^2}{l^2} \right) \quad (11.8)$$

Тангенс угла касательной к горизонтали определяется формулой

$$\text{tg } \alpha_x = y' = \frac{-8fx}{l^2} \quad (11.9)$$

Угол наклона касательной к оси x вычисляется по формуле

$$\varphi_x = \pi - \alpha_x$$

Гиперболическая арка, изображенная на рис. 11.6, a , может применяться в отдельных конструкциях, в центральной зоне которых необходимо приложить

значительные местные нагрузки. Уравнение оси в координатах $(x, 0, y)$ выражается формулой

$$\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = -1. \quad (11.10)$$

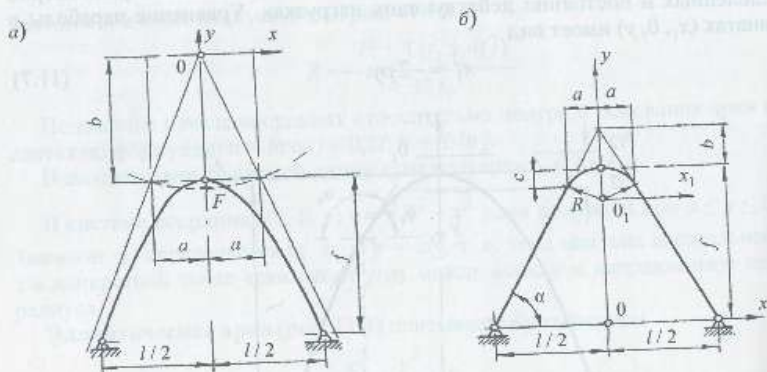


Рис. 11.6. Возможные очертания арок: а – арка, очерченная по гиперболе; б – арка, образованная из прямолинейных и криволинейных элементов

По этой формуле ветви гиперболы симметричны относительно оси y . Подбор уравнения под требуемые габариты арки пролетом l и стрелкой подъема f достаточно сложен вследствие неопределенности значений a , b и c , где c – фокусное расстояние и $a^2 + b^2 = c^2$.

Близкое к гиперболе очертание арки можно получить из сочетания элементов прямолинейных и кругового очертаний (рис. 11.6, б). Уравнение правой «ноги» полуарки в осях $(x, 0, y)$ может быть записано в виде

$$y = \frac{2(f+b)}{l}x + (f-b) \quad (11.11)$$

Длина прямолинейного участка полуарки

$$L = \frac{0,5l - r \sin \alpha}{\cos \alpha}. \quad (11.12)$$

Уравнение окружности записывается в осях $(x_1, 0, y)$; значение радиуса R

$$R = \frac{(a^2 + c^2)}{2c}. \quad (11.13)$$

Арка из двух элементов различных радиусов с опорами на разных уровнях приведена в качестве примера на рис. 11.7. Левый элемент арки выполнен ради-

сом R_1 и описывается в осях $(x_1, 0_1, y)$, уравнением $x_1^2 + y^2 = R_1^2$, в котором при $x_1 = -0,5l$, $y = 0$ и при $x_1 = 0$, $y = f_1$.

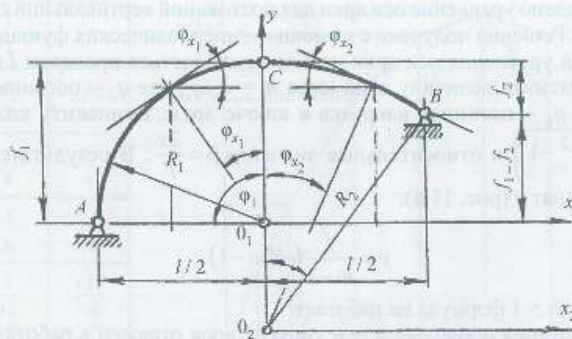


Рис. 11.7. Арка, образованная из двух криволинейных элементов различных радиусов

Каждому значению x_1 соответствует легко вычисляемое значение y в пределах $0 \leq y \leq f_1$. Величина ϕ_{x_1} , соответствующая значению x_1 , вычисляется так же, как для простой круговой арки.

Правая полуарка большего радиуса R_2 фиксируется в осях $(x_2, 0_2, y)$ уравнением $x_2^2 + y^2 = R_2^2$. Радиус R_2 либо задается, либо вычисляется по стрелке подъема полуарки и ее размаху. Задавшись значением x_2 , вычисляем y_2 и угол наклона касательной с осью x_2 .

Длина дуг полуарки определяется по центральным углам ϕ_1 , ϕ_2 и радиусам R_1 , R_2 , как для обычной круговой арки.

11.3. О рациональном очертании оси арок

Рациональное очертание арки, когда кривая давления от внешней нагрузки совпадает с ее осью. Очевидно, что к рациональному очертанию арки можно приблизиться только при постоянной нагрузке. Подтверждением сказанного могут быть большое количество каменных арочных мостов, имеющих огромный собственный вес и незначительную по отношению к нему временную полезную нагрузку. Однако даже в этих конструкциях изгибающие моменты, вызванные изменением температуры, могут приводить к появлению существенных растягивающих напряжений, превышающих предел прочности каменной кладки. Достаточно подробный анализ по выбору рационального очертания оси массивных арок выполнен по Штрасснеру [77]. Установлено, что при совпадении оси арки с кривой давления будут соблюдаться следующие условия (для бесшарнирной арки):

1. Во всех сечениях эксцентриситеты равны нулю, следовательно, и моменты равны нулю.

2. В любом сечении внутренняя сжимающая сила приложена не только центрально, но и нормально, т. е. нормальная сила направлена в каждом сечении по касательной к оси арки.

В [77] выведено уравнение оси арки для постоянной вертикальной симметричной нагрузки. Решение получено с помощью гиперболических функций.

Для вывода уравнения оси арки необходимо задаться пролетом l и стрелкой подъема f ; выяснить величину параметра $m = q_n/q_k$, где q_n – погонная нагрузка у пяты арки; q_k – погонная нагрузка в ключе арки; вычислить коэффициент $u = \ln(m + \sqrt{m^2 - 1})$ и относительные значения $\beta = \frac{2x}{l}$. В результате получаем значения ординат y (рис. 11.8):

$$y = \frac{f}{m-1} (ch\beta u - 1), \quad (11.14)$$

где $m > 1$; при $m \leq 1$ формула не работает.

Выбор очертания продольной оси упругих арок отражен в работах С. П. Тимошенко [45, 78], который заметил, что рассматриваемая задача значительно упрощается для трехшарнирных арок.

Рассмотрим, например, трехшарнирную арку, нагруженную равномерно распределенной постоянной вертикальной нагрузкой (рис. 11.9), и найдем очертание оси арки, совпадающей с кривой давления. Студенты, прослушавшие курсы строительной механики, знают, что искомое очертание арки описывается уравнением квадратной параболы.

Например, заданы пролет l и стрела подъема f . Найдем очертание изогнутой оси (см. рис. 11.9). Опорные реакции $A = B = ql/2$, $H = ql^2/8f$. Приравняем значение изгибающего момента в любом сечении нулю

$$M_x = \frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2} + \frac{ql^2y}{8f} = 0. \quad (11.15)$$

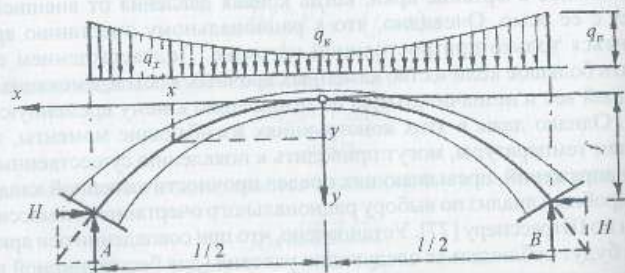


Рис. 11.8. Рациональное очертание арки при значительных постоянных нагрузках q_k

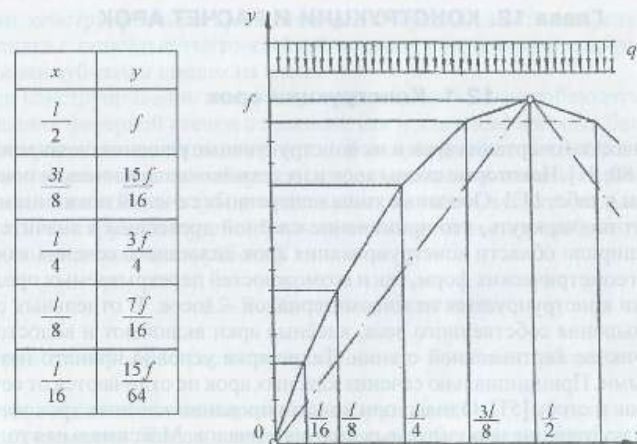


Рис. 11.9. Рациональное очертание трехшарнирной арки при равномерно распределенной нагрузке

Откуда $y = \frac{4fx(l-x)}{f^2}$ и есть искомое уравнение изогнутой оси арки. Подставив

ряд значений x , получим значения y точек, лежащих на оси арки, в которых изгибающие моменты равны нулю. Очевидно, чем меньше ступень Δx , тем более она будет приближаться к непрерывной кривой. Подобным образом можно найти ординаты оси арки практически для любой постоянной нагрузки. В строительной практике очертания арки часто определяются или технологическими требованиями, или архитектурными соображениями.

Покрывая по деревянным аркам обладают малым собственным весом, со значительными временными (снеговыми, ветровыми) нагрузками, поэтому необходим поиск очертания арки, при котором при самом неблагоприятном сочетании постоянной и временной нагрузок изгибающий момент в «опасном» сечении будет иметь минимальное значение. Решение этой задачи достаточно трудоемко.

В результате решения задачи, например оптимизации по массе, можно получить очертание оси искомой арки в численном виде – табличные значения абсцисс и ординат. Точное изготовление такой арки весьма проблематично, поскольку кривизна ее во всех точках оси различна. Сложность заключается в точном вычислении координат сечений, необходимых для изготовления элементов арки. Известно, что арка изготавливается радиусом, несколько меньшим расчетного, и после снятия зажимов пресса принимает проектное положение. Будет ли иметь практическое значение решение поставленной задачи для клеёных арок во всех случаях возможных нагрузок – вопрос спорный и требует детального анализа.

Глава 12. КОНСТРУКЦИИ И РАСЧЕТ АРОК

12.1. Конструкции арок

Геометрические очертания арок и их конструктивные решения очень многообразны [2, 79, 80, 81]. Некоторые схемы арок и их технико-экономические показатели приведены в табл. 11.1. Основные типы поперечных сечений показаны на рис. 11.1. Следует подчеркнуть, что применение клеёной древесины в значительной степени расширило области конструирования арок сплошного сечения как в отношении их геометрических форм, так и возможностей перекрываемых пролетов. Клеёные арки конструируются из пиломатериалов – досок. В отдельных случаях, для уменьшения собственного веса, клеёные арки включают и водостойкую фанеру в качестве вертикальной стенки. Такие арки условно принято называть клеёфанерными. Принципиально сечения клеёных арок не отличаются от сечений клеёных балок и стоек [51]. Однако при конструировании клеёных арок имеются ограничения по толщине используемых пиломатериалов. Максимальная толщина исходных досок не должна превышать 40 мм, и в результате двусторонней острожки доски применяются толщиной не более 34–36 мм и не более $R/250$. Влажность пиломатериалов должна удовлетворять условиям эксплуатации проектируемой конструкции и не должна превышать 12%. Для изготовления арок используется древесина второго и третьего сортов – в исключительных случаях применяется для наружных участков древесина первого сорта.

На рис. 12.1 показано сечение клеёнодошлатой арки прямоугольного сечения, сконструированное из досок двух и трех сортов. Величина крайних зон из досок второго и третьего сортов должна приниматься не менее $0,17h$ и не менее двух досок. По длине доски стыкуются на зубчатый шип. Стыки соседних по высоте досок должны располагаться не ближе чем 20 толщин отдельных элементов. В поперечном сечении стыков должно быть не больше 25%. Для склеивания пакета досок применяют резорциновые, фенольно-резорциновые, алкилрезорциновые и фенольные клеи. Тип клея выбирается в зависимости от температурно-влажностных условий будущей эксплуатации, расход клея 350–500 г/м².

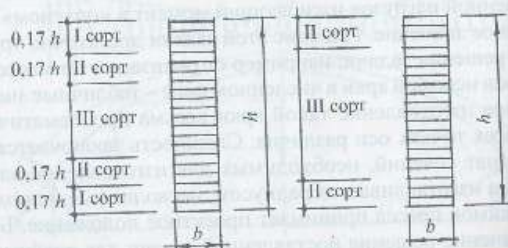


Рис. 12.1. Компоновка сечений многослойных клеёных дошлатых арок

При конструировании арок ломаного очертания место «перелома» следует выполнять с помощью гнуто-клеёной вставки, соединённой с прямолинейными участками зубчатым шипом на клею.

При конструировании клеёфанерных арок необходимо соблюдать все правила склеивания фанерной стенки с поясами, как и для клеёфанерных балок.

Шаг арок, в зависимости от пролета, обычно применяют от 3 до 6 м. Решетчатые арки выполняют из досок и брусьев с соединениями на механических связях: болтах, гладко-кольцевых и зубчато-кольцевых шпонках, зубчато-кольцевых шайбах и др. Их конструкция принципиально не отличается от подобных конструкций ферм (но не по условиям работы).

12.2. Расчет гибких арок

Перед статическим расчетом уточняются основные габариты и очертание арки.

Стрела подъема пологих арок обычно принимается $1/5$ – $1/7$ от пролета. В общем случае отношение f/l ограничений не имеет и выбирается в зависимости от функционального назначения проектируемого сооружения или покрытия.

Сечения клеёнодошлатых арок малых пролетов рекомендуется компоновать такими, чтобы отношение высоты сечения к ширине не превышало 5. При большем отношении h/b необходимо выполнить расчет на устойчивость при изгибе и предусмотреть конструктивные меры по обеспечению устойчивости поперечного сечения. Желательно, чтобы $h/b < 8$.

Расчет арок выполняется по правилам строительной механики на воздействие постоянных (собственный вес) и временных (снеговых, а иногда и ветровых) нагрузок в соответствии со СНиП 2.01.07–85, «Нагрузки и воздействия» [50]. В высоких арках при $f/l > 1/3$ ветровую нагрузку необходимо учитывать.

Если распор воспринимается затяжками из круглой или профилированной стали, они должны быть рассчитаны в соответствии с [57]. Гибкость затяжек между поясами не должна превышать 400. Наличие стальных затяжек значительно увеличивает металлоемкость арочного покрытия.

В результате статического расчета составляются таблицы расчетных усилий, в которых определяющим является максимальное по абсолютной величине значение изгибающего момента и соответствующее ему значение продольной силы при том же сочетании нагрузок. В исключительных случаях, при больших постоянных нагрузках и рациональном выборе очертания оси арки, определяющей может быть величина продольного усилия в опорном сечении.

Для ориентировочного предварительного подбора сечения клеёнодошлатой арки прямоугольного сечения можно воспользоваться приближенной формулой

$$W = \frac{M_{\max}}{0,7R_u}$$

где $0,7$ – коэффициент, приближенно учитывающий влияние продольного усилия и гибкости на величину поперечного сечения.

Задав ширину сечения, вычисляем ориентировочное значение высоты. Гибкость арки в плоскости изгиба не должна превышать 120:

$$\lambda = \frac{l_p}{i} = \frac{kS}{0,289h} \leq 120,$$

откуда высота сечения арки должна удовлетворять условию:

$$h \geq \frac{kS}{0,289 \cdot 120},$$

где S – полная длина дуги арки; k – коэффициент, зависящий от схемы арки и характера нагрузки.

При этом следует задаваться шириной сечения в пределах имеющейся в наличии ширины досок. В случае необходимости увеличения ширины сечения арки суммарное сечение рекомендуется скомпоновать из двух элементов, что в значительной мере облегчит технологию ее изготовления.

В соответствии со СНиП II-25-80 [30] принятое сечение арки должно удовлетворять условию прочности

$$\frac{N}{A_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c \frac{m_b m_{ср} m_0}{\gamma_n}, \quad (12.1)$$

где R_c – расчетное сопротивление сжатию, соответствующее сорту древесины крайней зоны; $m_b, m_{ср}, m_0$ – коэффициенты условия работы [30]; γ_n – коэффициент, учитывающий степень ответственности сооружения [50].

Для трехшарнирной арки $M_d = \frac{M}{\xi}$ – изгибающий момент в расчетном сечении арки, определяемый из расчета по деформированной схеме; M – изгибающий момент в расчетном сечении, полученный в результате статического расчета:

$$x = 1 - \frac{N_0}{\phi_{4бр} R_c}; \quad \phi = \frac{3000}{l^2},$$

где N_0 – значение продольной силы в ключевом шарнире арки.

Для двухшарнирной арки в соответствии со СНиП II-25-80 определение M_d несколько усложнено. Несимметричная временная снеговая нагрузка разбивается на симметричную и кососимметричную, от которой и вычисляются соответствующие значения изгибающих моментов M_c и M_k . В результате

$$M_d = \frac{M_c}{\xi_c} + \frac{M_k}{\xi_k},$$

где ξ_c и ξ_k – коэффициенты, определяемые при величинах гибкостей, соответствующих симметричной и кососимметричной формам продольного изгиба, зависящих от расчетной длины.

При расчете на прочность по деформированной схеме расчетную длину l_0 принимают в зависимости от схемы арки и характера нагрузки.

Для трехшарнирных арок при симметричной нагрузке $l_0 = 0,585S$ (допускается и при несимметричной нагрузке).

Для двухшарнирных арок при симметричной нагрузке $l_0 = 0,35S$.

Для двух- и трехшарнирных арок при кососимметричной нагрузке

$$l_0 = \frac{\pi S}{2\sqrt{\pi^2 - \phi_0^2}},$$

где S – полная длина дуги арки; ϕ_0 – центральный угол полуарки, рад.

Для трехшарнирных стрельчатых арок с углом перелома в ключе более 10° при всех видах нагрузки $l_0 = 0,5S$.

В случае отношения высоты сечения $h/b > 5$ необходима проверка арки на устойчивость при изгибе в соответствии с [30].

Рассмотренный расчет по [30] претендует на роль расчета по деформированной схеме, однако с большими оговорками. Следует отметить, что для криволинейных элементов в зависимости от характера прилагаемой нагрузки прогиб может как увеличивать кривизну элемента, так и уменьшать [82].

В последнем случае вообще неправомерно говорить о дополнительном моменте от нормальной силы, скорее, наоборот – происходит уменьшение суммарного изгибающего момента. На практике перемещения оси арки бывают разнозначными по длине оси в зависимости от характера поперечной нагрузки и гибкости элемента.

Условность такого расчета по [30] очевидна и связана с погрешностями применения метода расчета прямолинейных сжато-изогнутых стержней к расчету криволинейных стержней.

Действительный расчет по деформированной схеме [83], когда усилия определяются с учетом перемещений оси арки, позволяет не ограничивать гибкость арки $\lambda \leq |\lambda| = 120$.

Основные особенности расчета по деформированному состоянию заключаются в том, что под нагрузкой изменяется первоначальное очертание оси системы. При этом нарушается линейная зависимость между силами и перемещениями, и принцип независимости действия сил уже неприменим.

Геометрическая нелинейность между нагрузками и деформациями создает при расчете значительные осложнения, причем точное решение требует применения достаточно сложного математического аппарата и вычислений.

Расчет по деформированному состоянию с использованием ЭВМ может выполняться методом последовательных приближений, например, как это предлагается в [82, 83].

Анализируя расчет и результаты опыта систем ломаного очертания, Е. Н. Серов в 1977 году пришел к выводу [48], что учет деформированного состояния с помощью коэффициента ξ необъективно отражает их напряженно-деформированное состояние.

Опыт эксплуатации клеёных арок указывает на необходимость дополнительных оценок их напряженно-деформированного состояния, о чем свидетельствует появление трещин даже при постоянном температурно-влажностном режиме работы. Прочность на растяжение поперек волокон клеёной древесины значительно меньше, чем цельной. Таким образом, необходима проверка сечений арки при

плоском напряженном состоянии с выявлением напряжений растяжения в древесине под углом к волокнам в пределах 45–90° с применением соответствующего критерия прочности. Уточнением этого критерия в настоящее время занимаются авторы пособия.

12.3. Особенности расчета и конструирования арок из прямолинейных элементов

Арки из прямолинейных элементов могут быть с успехом применены в покрытиях со значительными сосредоточенными нагрузками в зоне конькового шарнира, например, при установке монорельса с тельфером. Кроме этого, такие арки предполагают простую конструкцию крыши. Элементы арки могут быть постоянного поперечного сечения и переменного (в виде двускатных балок).

При проектировании этих арок усилия сжатия в элементах следует передавать таким образом, чтобы оно уменьшало изгибающий момент, создаваемый поперечной вертикальной нагрузкой. Желаемый результат достигается соответствующим центрированием узлов. На рис. 12.3, а, б приведены расчетные схемы элементов при полной нагрузке. Эксцентричное приложение усилий обеспечивается конструкциями конькового и опорных узлов (см. рис. 12.3, в, г, д). Создание максимально желаемого эксцентриситета может оказаться невозможным. Из практики эксплуатации и анализа напряженно-деформированного состояния опорных узлов таких систем установлено, что в арках малых пролетов (до 18 м) величина эксцентриситета не должна превышать $0,2h$, а для больших пролетов $l > 18$ м, $e < 0,15h$.

Статический расчет, при котором определяются значения изгибающих моментов и усилий сжатия, выполняется на нагрузки [50] по общим правилам строительной механики. В опорных сечениях следует определить значения поперечных сил Q .

При проектировании арок из двускатных балок уклон верхних граней по отношению к нижним принимается от 0,05 до 0,1, т. е. $\operatorname{tg} \beta = 0,05 - 0,1$ (рис. 12.2, б).

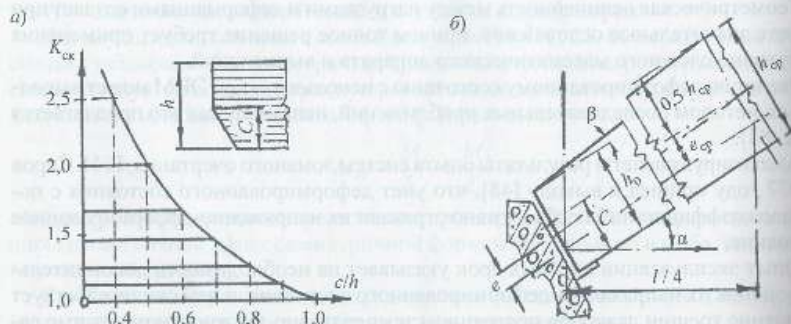


Рис. 12.2. К расчету опорных узлов арок из прямолинейных элементов: а – зависимость K_{cm} от отношения c/h ; б – силовые воздействия в опорном узле арки из двускатных прямолинейных элементов

Сечение арок сначала подбирается ориентировочно как сжато-изогнутый стержень по максимальному моменту и соответствующему ему продольному усилию.

После выбора эксцентриситета e уточняются размеры площадок, воспринимающих опорные реакции A и H . Принятые размеры должны удовлетворять условиям прочности по смятию древесины под углом к волокнам. Схемы передачи опорных усилий приведены на рис. 12.3, в, г, д.

$$\left. \begin{aligned} H &\leq R_{cm}^{\alpha} m_{cm} 2ab, \\ H &\leq R_{cm}^{\alpha} m_{cm} 2cb, \\ A &\leq R_{cm}^{90-\alpha} m_{cm} 2ub, \\ R &\leq R_{cm}^{\gamma} m_{cm} A_{cm}, \end{aligned} \right\} \quad (12.3)$$

где R_{cm}^{α} , $R_{cm}^{90-\alpha}$, R_{cm}^{γ} – значения расчетных сопротивлений древесины на смятие под углом к волокнам; $m_{cm} = 0,8$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений смятия в процессе эксплуатации; A_{cm} – площадь смятия,

$$\operatorname{tg} \gamma = Q/N_1 \text{ или } \sin \gamma = Q/R, \\ R = \sqrt{A^2 + H^2}; \quad (12.4)$$

$$Q = R \sin \gamma = A \cos \alpha - H \sin \alpha, \\ N_1 = R \cos \gamma = A \sin \alpha + H \cos \alpha.$$

После увязки размеров a , c и u (предполагается, что ширина b уже выбрана) уточняются величина возможного значения эксцентриситета и соответственно значение расчетного изгибающего момента.

Для элемента постоянного поперечного сечения (постоянной высоты)

$$M_{max} = M_{табл} - \frac{N_1 + N_2}{2} e_0. \quad (12.5)$$

Для элемента формы двускатной балки

$$M_{расч} = M_{табл} - \frac{N_1 + N_2}{2} e_{cp}, \quad (12.6)$$

где $e_{cp} = h_{cp}/2 - (h_0/2 - e_0) = (h_{cp} - h_0)/2 + e_0$ – в соответствии со схемой на рис. 12.3, б; h_0 – высота элемента у опор; h_{cp} – высота элемента в средней части, т. е. в четверти пролета l ; e_0 – величина эксцентриситета продольных сил в опорных участках.

Следует отметить, что «опасное» сечение по нормальным напряжениям будет находиться несколько ближе к опоре, чем при $x = l/4$. В этом случае можно воспользоваться формулой, полученной для двускатных балок,

$$x = \frac{lh_0}{4h_{cp}} \cos \alpha. \quad (12.7)$$

При этом значении x вычисляется изгибающий момент M_x .

В результате может быть определено значение расчетного изгибающего момента

$$M_{расч} = M_x - N_x e_x, \quad (12.8)$$

где $e_x = \frac{x \operatorname{tg} \beta}{2} + e_0$; e_0 — значение эксцентриситета у опоры; β — угол наклона верхней грани элемента к нижней кромке (см. рис. 12.2, б).

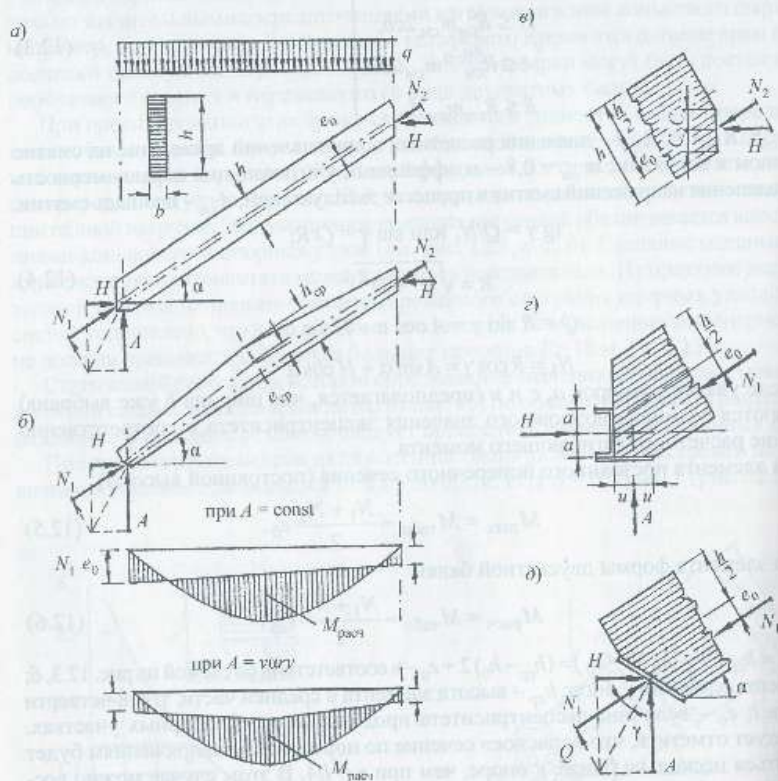


Рис. 12.3. Расчетные схемы арок из прямолинейных элементов: а — элемент постоянного поперечного сечения; б — двускатный элемент переменного поперечного сечения; в — силовые воздействия в коньковом узле арки при симметричном нагружении; г — силовые воздействия в опорном узле арки с разделением функций опорных площадок; д — опорная площадка, воспринимающая опорную реакцию без сдвига

Принятое сечение должно удовлетворять условию прочности по нормальным напряжениям:

$$\frac{N}{A_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c, \quad (12.9)$$

где $M_d = M/\xi$ [30].

Опорные участки проверяются на действие касательных напряжений с учетом их концентрации [52]:

$$\tau = \frac{QS k_{ск}}{I b_{расч} \xi} \leq R_{ск}, \quad (12.10)$$

где $k_{ск}$ — принимается по рис. 12.2, а или же предлагается формула $k_{ск} \approx h/c$.

На основании анализа результатов эксперимента, напряженно-деформированного состояния и опыта эксплуатации подобных конструкций Е. Н. Серов предложил проверку:

$$\tau + \Delta\tau = \frac{QS}{I b_{расч}} + \frac{0,75 N_1 e_0}{b h_0^2} \leq R_{ск}. \quad (12.11)$$

При этом пропорция часть арок, особенно пролетом 18 м и более, должна быть оценена по главным напряжениям с учетом всех компонент НДС по формулам (8.25)–(8.31). Следует также учесть, что в арках с эксцентричной передачей нормальной силы напряжения, растягивающие древесину поперек волокон, примерно на 40 % больше, чем в других конструкциях. Поэтому σ_y , полученное по формуле (8.28), умножается на коэффициент $k_v = 1,4$.

В случае отношения $h/b > 5$ следует выполнить проверку на устойчивость при изгибе сжато-изогнутого элемента по рекомендациям [30].

Конструкции и расчет узлов рассматриваются в следующем разделе.

12.4. Конструкции и расчет узлов арок

Узлы арок предназначены передавать возникающие в них нормальные и сдвигающие усилия на опоры. На рис. 12.4 приведены опорные узлы криволинейных арок пролетом до 18 м с передачей усилий на нижележащие конструкции или фундамент. Нормальные усилия N воспринимаются площадью смятия, симметричной относительно оси поперечного сечения и перпендикулярной к ней. Сдвигающая сила Q передается от древесины под углом 90° к волокнам через болты (см. рис. 12.4, а), затем — на пластинчатые анкеры, а от них — на бетонные опоры или через болты, стальные детали и анкерные болты — на опоры (см. рис. 12.4, б, в). Марка бетона принимается не ниже напряжения смятия

$$\sigma_{см} = \frac{N}{2ab} \leq R_{см} K_N, \quad (12.12)$$

где $R_{см}$ — расчетное сопротивление древесины на смятие вдоль волокон; K_N — коэф-

коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений, принимаемый в зависимости от отношения $2a/h$ по [52].

Несущая способность двусрезных болтов должна удовлетворять условию

$$Q \leq T_{\min} n_{\text{ср}} n_{\text{б}}, \quad (12.3)$$

где T_{\min} определяется из двух условий:

$$T_{\text{см}} = 0,5cdk_{\alpha};$$

$$T_{\text{н}} = 2,5d^2 \sqrt{k_{\alpha}}, \quad (12.14)$$

где k_{α} и $\sqrt{k_{\alpha}}$ при $\alpha = 90^\circ$ принимаются по [30]; $n_{\text{ср}} = 2$; $n_{\text{б}}$ – количество болтов.

Расстояние S должно быть $\geq 7d$.

Анкерные болты должны быть рассчитаны на срез и смятие по [57].

Опорные узлы арок пролетом до 18 м, выполняемых из прямолинейных элементов, приведены на рис. 12.5. Несущая способность болтов должна удовлетворять условиям (12.14). Опорные площадки узла (рис. 12.5, а) проверяются по формулам (12.3), болт выполняет конструктивную роль. Касательные напряжения вычисляются с учетом их концентрации по формулам (12.10) или (12.11).

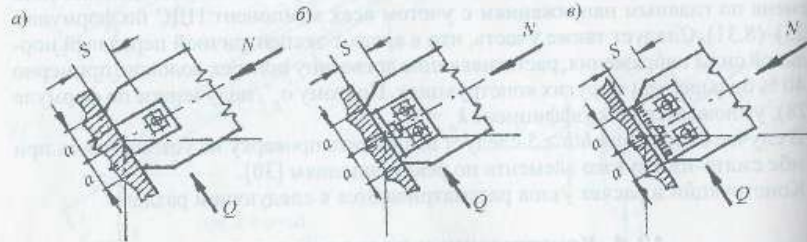


Рис. 12.4. Варианты опорных узлов криволинейных арок пролетом до 18 м: а – простейшее решение; б – решение с помощью уголков и анкерных болтов; в – решение с применением опорного башмака

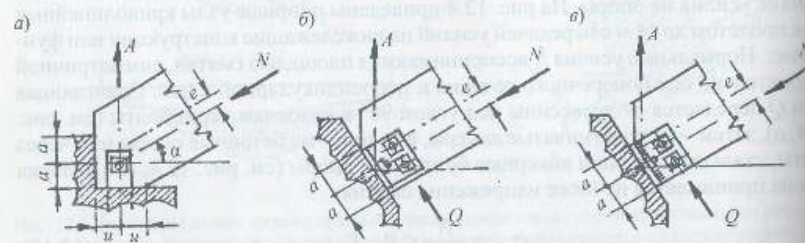


Рис. 12.5. Варианты опорных узлов арок пролетом до 18 м из прямолинейных элементов: а – простейшее решение; б – решение с помощью уголков и анкерных болтов; в – решение с применением опорного башмака

Коньковый «шарнир» арок малых пролетов, решенный с помощью парных накладок, показан на рис. 12.6. Сдвигающие силы возникают при несимметричных нагрузках и воспринимаются болтами с усилиями R_1 и R_2 :

$$R_1 = \frac{V_c(c+p)}{p}; \quad R_2 = \frac{V_c e}{p}. \quad (12.15)$$

Несущая способность одного болта на один срез принимается минимальной из трех значений (кН).

$$T_b = 0,5bdka,$$

$$T_b = 0,8adka; \quad (12.16)$$

$$T_{\text{ww}} = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_{\alpha}} \leq 2,5d^2 \sqrt{k_{\alpha}},$$

где a, b, d – толщина накладок, ширина арки и диаметр болтов, см; k_{α} и $\sqrt{k_{\alpha}}$ при $\alpha = 90^\circ$ по [30]. Рассматриваемая конструкция должна удовлетворять условиям:

$$R_1 \leq 4T_{\min};$$

$$R_2 \leq 2T_{\min}. \quad (12.17)$$

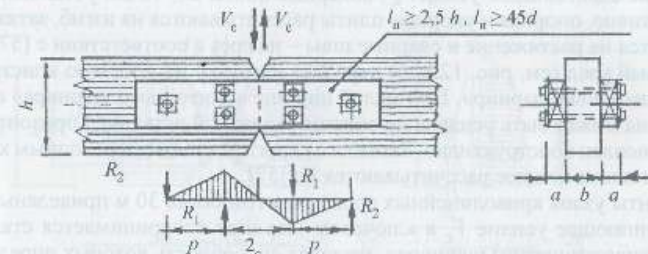


Рис. 12.6. Вариант конькового узла арок пролетом до 18 м

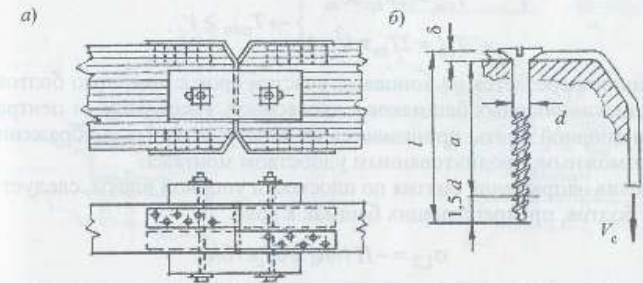


Рис. 12.7. «Листовой шарнир»: а – общий вид; б – к расчету соединения на винтах

На рис. 12.7 приведена конструкция «листового шарнира», воспринимающего сдвигающее усилие V_c и не препятствующего углу поворота в шарнире. Накладки с эллиптическими отверстиями желателен выполнять из фанерной плиты. Болты в этой конструкции выполняют чисто конструктивную роль и усилий не воспринимают. Стальные полосы толщиной 3–4 мм проверяют на прочность по ослабленному сечению [57]. Несущая способность одного винта (шурупа), кН, принимается равной минимальному из значений, полученных по формулам

$$\left. \begin{aligned} T_a &= 0,35ad, & T_n &= 2,5d^2; \\ T_{cm} &= R_{bp}\delta d, & T_{вл} &= R_{вд}\pi da, \end{aligned} \right\} \quad (12.18)$$

где $a = l - \delta - 1,5d$; l – полная длина винта, см; d – диаметр винта, см; δ – толщина стальной полосы, см; R_{bp} – расчетное сопротивление смятия винта по [57]; $R_{вд}$ – расчетное сопротивление выдергивания по [30].

Количество связей (винтов) для крепления одной полосы с одной стороны

$$N = V_c / T_{\min} \quad (12.19)$$

Варианты опорных узлов криволинейных арок с затяжками малых и средних пролетов показаны на рис. 12.8. Болт (см. рис. 12.8, а) должен быть рассчитан на восприятие сдвигающего усилия Q , анкерные болты $d \geq 18$ мм устанавливаются конструктивно, опорная и упорные плиты рассчитываются на изгиб, затяжка рассчитывается на растяжение и сварные швы – на срез в соответствии с [57].

Опорный узел (см. рис. 12.8, б) передает нагрузку на опорную конструкцию через «плиточный шарнир». При малой ширине «плиточного шарнира» опорная зона бетона может быть усилена по смятию закладной деталью. Горизонтальный болт установлен конструктивно. Затяжка из круглой стали с переходным хомутом и упорная плита под нее рассчитываются по [57].

Варианты узлов криволинейных арок пролетом более 30 м приведены на рис. 12.9. Сдвигающее усилие V_c в ключевом шарнире воспринимается стальными болтами «пластинчатого шарнира», несущая способность которых определяется из условий смятия и среза [57]:

$$\left. \begin{aligned} T_{cm} &= 2R_{bp}d\delta_{ш} \\ T_{cp} &= 2T_{bs}\pi d^2 / 4 \end{aligned} \right\} \rightarrow T_{\min} \geq V_c. \quad (12.20)$$

Это усилие передается на концевые участки арок с помощью болтов, соединяющих «шеки» опорных башмаков с древесиной. Расстояние от центра узла до плоскости опорной плиты принимается из конструктивных соображений минимально возможным, продиктованным удобством монтажа.

Определив напряжения смятия по плоскости упорной плиты, следует перейти к расчету болтов, прикрепляющих башмак к арке.

$$\sigma_{1,2} = -H / bh_0 \pm 6V_c e / bh_0^2. \quad (12.21)$$

При определении усилий на болты можно выделить два возможных варианта.

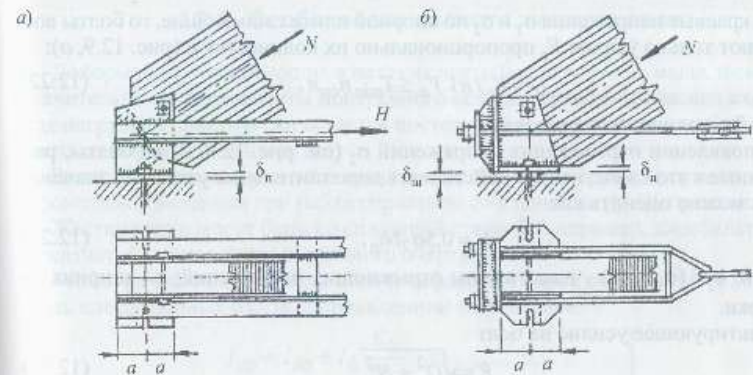


Рис. 12.8. Опорные узлы криволинейных арок с затяжками средних пролетов: а – узел с лобовой передачей усилия сжатия N торцом арок; б – узел с раздельным восприятием распора и вертикальной опорной реакции

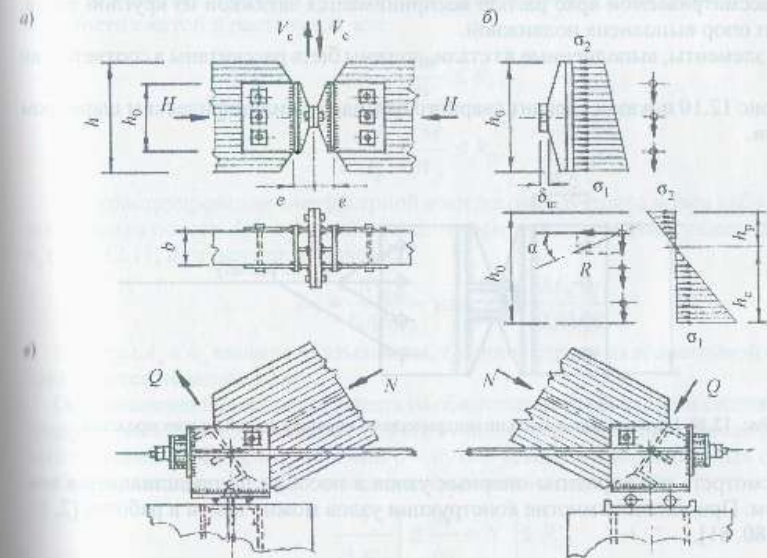


Рис. 12.9. Вариант узлов арок с затяжкой пролетом более 30 м: а – конструкция «плиточного шарнира»; б – варианты расчетных усилий в узле; в – конструкция опорных узлов с одной подвижной опорой

Если крайвые напряжения σ_1 и σ_2 по опорной плите сжимающие, то болты воспринимают только усилие V_c пропорционально их количеству n (рис. 12.9, а):

$$Q = V_c / n; V_c \leq T_{\min} n_{\text{ср}} n, \quad (12.22)$$

где $n_{\text{ср}} = 2$ – количество «срезов».

При появлении отрывающих напряжений σ_2 (см. рис. 12.9, б) на болты, расположенные в этой зоне, начнут действовать дополнительные усилия N , значения которых можно оценить как

$$N = 0,5\sigma_2 b h_p, \quad (12.23)$$

где $h_p = h_0 \sigma_2 / (\sigma_1 + \sigma_2)$ – высота зоны отрывающих напряжений; b – ширина сечения арки.

Результирующее усилие на болт

$$R = \sqrt{Q^2 + N^2} \quad (12.24)$$

и его направление по отношению к волокнам древесины определяется углом α , где $\text{tg} \alpha = Q/N$. Таким образом, второй вариант является следствием либо завышенного значения e , либо малой высоты упорной площади h_p . Несущая способность принятых болтов должна быть выше значений Q и R .

В рассматриваемой арке распор воспринимается затяжкой из круглой стали. Одна из опор выполнена подвижной.

Все элементы, выполненные из стали, должны быть рассчитаны в соответствии с [57].

На рис. 12.10 показан вариант сварного башмака с цилиндрическим шарниром из стали.

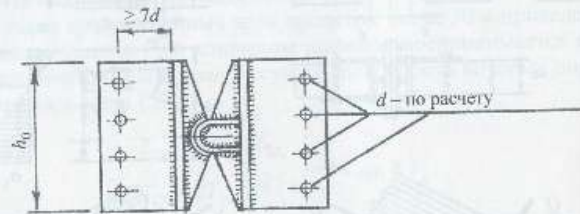


Рис. 12.10. Вариант конькового цилиндрического шарнира арок больших пролетов

Рассмотреть все варианты опорных узлов в пособии не представляется возможным. При желании многие конструкции узлов можно найти в работах [2, 52, 55, 79, 80, 81].

12.5. Особенности расчета жестких арок

Деформации, возникающие в жестких арках под нагрузкой, малы, их величина значительно меньше высоты поперечного сечения, и геометрическая схема арок под нагрузкой практически остается постоянной – сохраняется линейная зависимость деформаций от нагрузки.

Расчетные значения усилий в арках или ее элементах определяются по правилам строительной механики при неблагоприятном сочетании нагрузок, принятых по [50].

Жесткие арки могут быть со сплошной стенкой (например, клефанерные) и с решетчатой (в виде ферм различного очертания).

Геометрические характеристики клефанерных арок определяются так же, как и для клефанерных балок, с приведением к древесине

$$\left. \begin{aligned} I_{\text{ар}} &= I_{\text{др}} + I_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}}; & W_{\text{ар}} &= \frac{2I_{\text{ар}}}{h}; \\ S_{\text{ар}} &= S_{\text{др}} + S_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}}; & A_{\text{ар}} &= A_{\text{др}} + A_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}}. \end{aligned} \right\} \quad (12.25)$$

Если предусмотрено сплошное раскрепление сжатого пояса, т. е. когда $I_p < 70b^2/h$ в соответствии с [52], то сечения арки должны удовлетворять условиям прочности сжатой и растянутой зон.

$$\left. \begin{aligned} -\frac{N}{A_p} - \frac{M}{W_p} &\leq R_c; \\ -\frac{N}{A_p} + \frac{M}{W_p} &\leq R_p. \end{aligned} \right\} \quad (12.26)$$

При конструировании клефанерной арки рекомендуется задаться либо площадью сечения поясов $A_n \approx h_n b_n$, либо расстоянием между центрами тяжести поясов h_0 (рис. 12.11, а) и получить значения:

$$h_0 \approx \frac{N_{\text{max}}}{0,8R A_n} \text{ или } A_n \approx \frac{M_{\text{max}}}{0,8h_0 R}. \quad (12.27)$$

Размеры A_n и h_0 взаимно увязываются, толщина стенки из водостойкой фанеры принимается не менее 10 мм.

Особое внимание следует обращать на обеспечение устойчивости сжатого пояса клефанерной арки из ее плоскости. Устойчивость верхнего пояса обеспечивается конструкцией ограждения, а нижнего – путем установки вертикальных связей с необходимым шагом l_p , при этом должно соблюдаться условие

$$\frac{1}{A_n \varphi_y} \left(\pm \frac{M}{h_0} + N \right) \leq R_c, \quad (12.28)$$

$$\text{где } A_n \approx b_n h_n; \varphi_y = f(\lambda_y); \lambda_y = \frac{l_p}{0,289b_n}$$

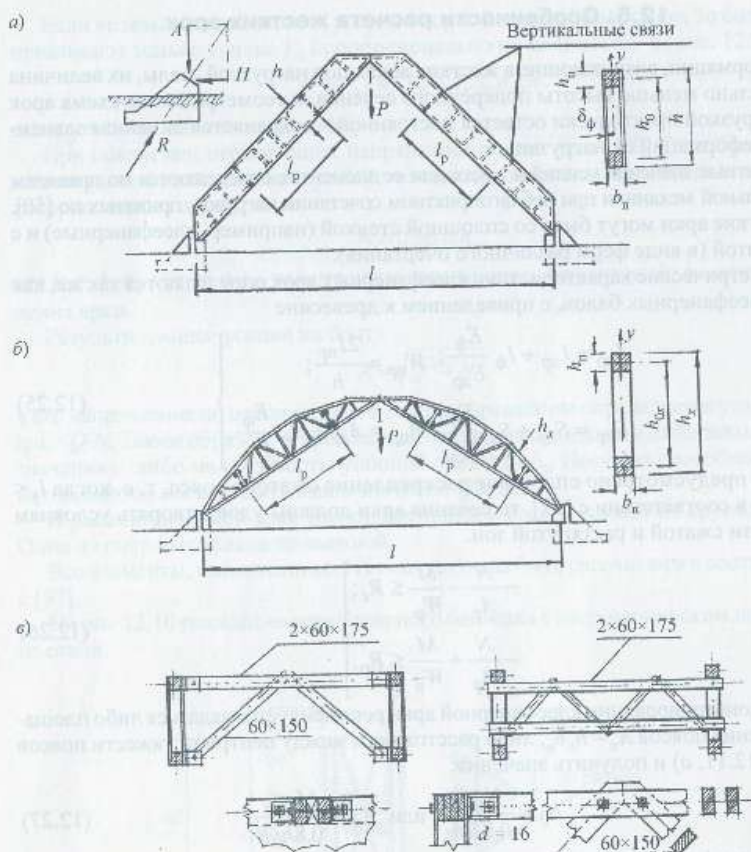


Рис. 12.11. Некоторые схемы «жестких» арок: а — из прямолинейных клефанерных элементов; б — из решетчатых сегментных элементов; в — схема и конструкции вертикальных связей

Как и в клефанерных балках [51], необходима проверка прочности склейки между деревянными поясами и фанерными стенками:

$$\frac{QS_n}{I_{np} \sum h_n} \leq R_{ск.ф.}, \quad (12.29)$$

где $S_n = (b_n - \sum \delta_{ф}) h_n h_0 / 2$; I_{np} — см. (12.25); $\sum h_n$ — суммарная длина вертикальных швов между поясом и фанерными стенками; $R_{ск.ф.}$ — расчетное сопротивление фанеры на скалывание между шпонами [30].

Прочность фанерной стенки на действие главных растягивающих напряжений, а также ее устойчивость следует проверять в соответствии с рекомендациями [30].

Статический расчет решетчатой арки начинается с определения усилий в опорных и коньковом шарнирах, и после этого она рассчитывается как обычная ферма любым известным способом.

В случае появления сжатия в нижнем поясе необходимо обеспечить его устойчивость, которая проверяется по формуле (12.28) с внесением поправки

$$A_n = b_n h_n, \quad \lambda_y = \frac{l_p}{0,289 b_n}.$$

Устойчивость верхнего пояса обеспечивается конструкцией ограждения. Гибкость нижнего пояса из плоскости арки на расчетной длине l_p не должна превышать 120 (рис. 12.11, б).

Гибкость элементов вертикальных связей не должна превышать 200. На рис. 12.11, в приведены некоторые схемы вертикальных связей. Точное определение усилий в элементах связей весьма трудоемко и неопределенно. Имеются рекомендации в [52] по их расчету. На этом мы считаем возможным закончить краткое изложение расчета «жестких» арок.

12.6. Примеры проектирования

Пример 22. Спроектировать неутепленное бесчердачное покрытие кирпичного здания по деревянным клееным аркам из прямолинейных элементов. Распор воспринимается затяжками. Размер здания в плане 16×54 м, шаг конструкций 3 м. Кровельный материал — волнистые асбоцементные листы марки ВО по обрешетке. Вес крыши в горизонтальной проекции 0,3 кН/м² (расчетная нагрузка). Пиломатериал второго и третьего сортов, доски толщиной 42 мм шириной 150 мм. Условия эксплуатации Б2. Класс ответственности сооружения II. Район постройки г, Приозерск Ленинградской области.

Геометрический расчет. Расчетная схема и характер нагрузок приведены на рис. 12.12.

Стрелу подъема арки f принимаем $f = L/5 = 16/5 = 3,2$ м.

$$\operatorname{tg} \alpha = 2f/l = 2 \cdot 3,2/16 = 0,4,$$

$$\alpha = 21,8^\circ = 21^\circ 48',$$

$$\sin \alpha = 0,371; \cos \alpha = 0,928.$$

Нагрузки

Расчетная нагрузка от крыши в горизонтальной проекции $q = 0,3$ кН/м².

Расчетная нагрузка от собственного веса арки

$$g_{ар} = \frac{g + S_0 \gamma_f}{1000} = \frac{0,3 + 1 \cdot 1,6}{1000} = 0,165 \text{ кН/м}^2,$$

$$K_{с,в} L^{-1} = 5 \cdot 16^{-1}$$

где $K_{с,в} = 5$; $S_0 = 1 \text{ кН/м}^2$ (в соответствии со СНиП 2.01.07-85); г Приозерск – III снеговой район.

$$\alpha = 21^\circ 48' < 25^\circ, \mu = 1; S = S_0 \mu = 1 \text{ кН/м}^2 \text{ (вариант 1),}$$

очевидно, что $\frac{\sum g}{S} < 0,8, \gamma_f = 1,6$.

Погонная расчетная нагрузка на 1 м горизонтальной проекции арки от собственного веса при шаге 3 м

$$q_p = (0,3 + 0,165) \cdot 3 = 1,395 \approx 1,4 \text{ кН/м.}$$

Временная нагрузка (снеговая).

Вариант 1.

$$q = S_0 \mu \gamma_f^3 = 1 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 3 = 4,8 \text{ кН/м.}$$

Вариант 2 (несимметричное нагружение при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) СНиП 2.01.07-85, прил. 3, $\mu_1 = 0,75, \mu_2 = 1,25$.

Погонная расчетная нагрузка от снега по варианту 2.

$$q_1 = S_0 \cdot \mu_1 \cdot \gamma_f \cdot 3 = 1 \cdot 0,45 \cdot 1,6 \cdot 3 = 3,6 \text{ кН/м;}$$

$$q_2 = S_0 \mu_2 \gamma_f \cdot 3 = 1 \cdot 1,25 \cdot 1,6 \cdot 3 = 6,0 \text{ кН/м.}$$

Статический расчет. Расчетная схема системы и нагрузки приведена на рис. 12.12. Снеговые нагрузки по варианту 2 являются наиболее опасными, поскольку создают больший изгибающий момент в левой полуарке.

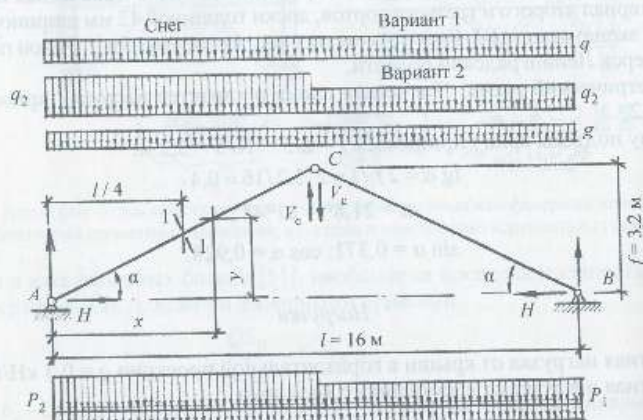


Рис. 12.12. Расчетная схема арки из прямолинейных элементов и силовые воздействия на нее

В результате принимаем расчетные погонные нагрузки

$$p_1 = q_p + q_1 = 1,4 + 3,6 = 5 \text{ кН/м;}$$

$$p_2 = q_p + q_2 = 1,4 + 6,0 = 7,4 \text{ кН/м.}$$

Определяем опорные реакции системы

$$\sum M_A = 0; B \cdot l - p_1 \cdot l^2 \cdot 3/8 - p_2 \cdot l^2/8 = 0,$$

откуда

$$B = \frac{l(3p_1 + p_2)}{8} = \frac{16(3 \cdot 5 + 7,4)}{8} = 44,8 \text{ кН;}$$

$$\sum M_B = 0; A \cdot l - p_1 \cdot l^2/8 - 3p_2 \cdot l^3/8 = 0;$$

$$A = \frac{l(3p_2 + p_1)}{8} = \frac{16(3 \cdot 7,4 + 5)}{8} = 54,4 \text{ кН}$$

Проверка: $\sum Y = 0; 44,8 + 54,4 - 8(5 + 7,4) = 0$.

Вычислим распор H из условия $\sum M_c^{\text{прав}} = 0; B \cdot l/2 - p_1 \cdot l^2/8 - H \cdot f = 0$.

После подстановки значения B получим

$$H = \frac{l^2(p_1 + p_2)}{16f} = \frac{16^2(5 + 7,4)}{16 \cdot 3,2} = 62 \text{ кН.}$$

Определим сдвигающие усилия V_c в «шарнире» C из рассмотрения равновесия правой части системы.

$$\sum Y^{\text{прав}} = 0; B - p_1 l/2 - V_c = 0; V_c = \frac{l(p_2 - p_1)}{8} = 4,8 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты и продольные усилия в левой полуарке:

$$M_x = A \cdot x - H \cdot y - p_2 x^2/2;$$

$$N_x = -A \sin \alpha - H \cos \alpha + p_2 \cdot x \cdot \sin \alpha,$$

где знак (-) принят для обозначения силы сжатия при вычислении N_x . Вычислим значения M_{max} и N при $x = 4 \text{ м; } y = 1,6 \text{ м.}$

$$M_{\text{max}} = 54,4 \cdot 4 - 62 \cdot 1,6 - 7,4 \cdot 4^2 \cdot 0,5 = 59,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$N = -54,4 \cdot 0,371 - 62 \cdot 0,928 + 7,4 \cdot 4 \cdot 0,371 = -66,74 \text{ кН.}$$

Подбор сечения арки. Проектируем арку прямоугольного сечения шириной $b = 14 \text{ см}$ и высотой, набранной из досок толщиной 42 мм (после последующей острожки) второго и третьего сортов. Расчетное сопротивление сжатию принимаем по древесине второго сорта из СНиП II-25-80. $R_c = R_n = 13 \text{ МПа}, \gamma_n = 0,95; \mu_n = 1, m_{сж} = 0,95, m_c = 1$.

Зададимся ориентировочно значением высоты поперечного сечения при учете действия только изгибающего момента:

$$h \approx \sqrt{\frac{6M\gamma_n}{R_{cm}b \cdot 0,8m_{cm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 59,2 \cdot 0,95}{10^3 \cdot 13 \cdot 0,14 \cdot 0,8 \cdot 0,95}} = 0,494 \text{ м} \approx 0,5 \text{ м.}$$

где 0,8 приближенно учитывает увеличение поперечного сечения от действия продольной силы с учетом гибкости элемента.

Полученное значение высоты поперечного сечения уточним далее. Рассмотрим условия опирания арки опорного узла под действием усилий H и A . При этом расчетные сопротивления древесины на смятие под углами к волокнам определяются по формуле

$$R_{cm}^\alpha = \frac{R_0}{1 + \left(\frac{R_0}{R_{90}} - 1\right) \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1\right) 0,051} = 11 \text{ МПа.}$$

$$R_{cm}^{90-\alpha} = \frac{R_0}{1 + \left(\frac{R_0}{R_{90}} - 1\right) \sin^3 (90 - \alpha)} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1\right) 0,799} = 3,55 \text{ МПа.}$$

В соответствии со схемой рис. 12.13, б запишем условия прочности опорных площадок:

$$H \leq R_{cm}^\alpha \cdot b \cdot 2a; H = 62 \text{ кН.}$$

$$A \leq R_{cm}^{90-\alpha} \cdot b \cdot 2c; A = 54,4 \text{ кН.}$$

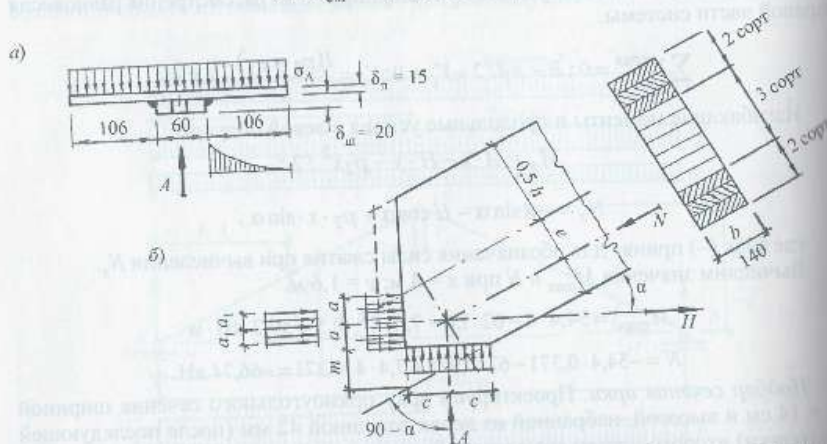


Рис. 12.13. К расчету опорного узла: а — расчетная схема опорной плиты; б — создание эксцентриситета продольного усилия в узле элемента арки путем соответствующего расположения опорных площадок

Требуемые значения $2a$ и $2c$ площадок смятия

$$2a \geq H / R_{cm}^\alpha b = 62 \cdot 10^3 / 11 \cdot 0,14 = 0,04 \text{ м.}$$

$$2c \geq A / R_{cm}^{90-\alpha} b = 54,4 \cdot 10^3 / 3,55 \cdot 0,14 = 0,109 \text{ м} \approx 0,11 \text{ м.}$$

При проектировании опорного узла создадим эксцентриситет e продольной силе по отношению к центру поперечного сечения с таким расчетом, чтобы уменьшить изгибающий момент в расчетном сечении 1-1 (см. рис. 12.13, б), создаваемый поперечной нагрузкой.

Для уменьшения изгибающего момента в расчетном сечении в два раза требуется $e = M/2N = 59,2/2 \cdot 66,74 = 0,44 \text{ м}$, что практически невозможно, поскольку продольное усилие в этом случае должно быть приложено за пределами высоты поперечного сечения.

Определим возможное значение e из условий суммарной передачи опорных реакций A и H по высоте $0,5h$ поперечного сечения. При этом e будет $0,25h = 0,25 \cdot 0,5 = 0,125 \text{ м}$.

Расчетное значение изгибающего момента при $x = l/4$

$$M_{расч} = M - Ne = 59,2 - 66,74 \cdot 0,125 = 50,86 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Сечение должно удовлетворять условию прочности

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{расч}}{\xi W} \leq R_{cm} m_B m_{cm} m_n / \gamma_n.$$

Площадь поперечного сечения $A = b \cdot h = 14 \cdot 50 = 700 \text{ см}^2$.

Момент сопротивления $W = bh^2/6 = 14 \cdot 50^2/6 = 5833 \text{ см}^3$.

Расчетная длина $l_1 = 0,5l/\cos \alpha = 0,5 \cdot 16/0,928 = 8,62 \text{ м}$.

Гибкость в плоскости изгиба

$$\lambda_1 = l_1 / 0,289 \cdot h = 8,62 / 0,289 \cdot 0,5 = 59,65.$$

Уточняем величину расчетного сопротивления для принятого сжато-изогнутого элемента при $h = 50 \text{ см}$, $b = 14 \text{ см}$ (ранее не был учтен коэффициент m_B при неизвестной высоте h [30, табл. 7]).

$$m_B = 1; R_c = 13 \cdot m_B \cdot m_{cm} \cdot m_n / \gamma_n = 13 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 1 / 0,95 = 13 \text{ МПа.}$$

$$\xi = 1 - \frac{N\lambda_1^2}{3000 \cdot A \cdot R_c} = 1 - \frac{66,74 \cdot 10^3 \cdot 59,65^2}{3000 \cdot 700 \cdot 13 \cdot 10^{-4}} = 0,913.$$

Условие прочности

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{расч}}{\xi W} = \frac{66,74 \cdot 10^3}{700} + \frac{50,86 \cdot 10^3}{0,913 \cdot 5833} = 10,46 \text{ МПа} < R_c.$$

Имеется возможность несколько уменьшить высоту поперечного сечения.

Проверим сечение из 11 досок толщиной 42 мм:

$$h = 4,2 \cdot 11 = 46,2 \text{ см; в этом случае } e = h/4 = 11,55 \text{ см.}$$

Расчетный момент

$$M_{расч} = M - Ne = 59,2 - 66,74 \cdot 0,1155 = 51,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{14 \cdot 46,2^2}{6} = 4980 \text{ см}^3.$$

$$\text{Площадь сечения } A = 14 \cdot 46,2 = 646,8 \text{ см}^2.$$

$$\text{Гибкость элемента } \lambda_1 = l_p/r = 8,62/0,289 \cdot 0,462 = 64,56.$$

$$\xi = 1 - \frac{N \cdot \lambda_1^2}{3000 \cdot A \cdot R_c} = 1 - \frac{66,74 \cdot 10 \cdot 64,56^2}{3000 \cdot 646,8 \cdot 13} = 0,89.$$

Условие прочности

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{расч}}{\xi W} = \frac{66,74 \cdot 10}{646,8} + \frac{51,49 \cdot 10^3}{0,89 \cdot 4980} = 12,64 \text{ МПа} < R_c \text{ выполнено.}$$

Поперечная сила в опорном сечении левой полуарки

$$Q_A = A \cdot \cos \alpha - H \cdot \sin \alpha = 54,4 \cdot 0,928 - 62 \cdot 0,371 = 27,483 \text{ кН}.$$

Проверим на скалывание опорное сечение с учетом концентрации напряжений от внецентренного приложения продольной силы N :

$$\tau = \frac{Q_A S K_{ск}}{I b_{расч}} = \frac{1,5 Q_A K_{ск}}{A} = \frac{1,5 \cdot 27,483 \cdot 2}{646,8 \cdot 10^{-1}} = 1,27 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,5 \text{ МПа}.$$

где $c = h/2$; $K_{ск} = h/c = 2$ — значение с запасом или по главным напряжениям по центру поперечного сечения:

$$\tau = \frac{1,5 Q_A}{A} + 0,75 \cdot N_A \cdot e / bh^2 = 0,64 + 0,225 = 0,865 \text{ МПа} < R_{ск},$$

где $N_A = -A \sin \alpha + H \cos \alpha = -54,4 \cdot 0,371 + 62 \cdot 0,928 = 77,716 \text{ кН}$, $e = 0,1155 \text{ м}$.

Принимаем окончательно сечение арки 46,2×14 см.

Требуемое сечение затяжки

$$A_{бр} \geq \frac{N \gamma_n}{R_y m_0 m_K} = \frac{6200 \cdot 0,95}{2150 \cdot 0,8 \cdot 0,8} = 4,38 \text{ см}^2.$$

Требуемый диаметр затяжки

$$d \geq \sqrt{\frac{4 A_{бр}}{\pi}} = 2,42 \text{ см}.$$

Принимаем диаметр 24 мм.

Коньковый узел решаем с помощью парных накладок сечением 80×200 мм на болтах диаметром 16 мм, $l_u = 1200 \text{ мм}$. Несущая способность болтов (рис. 12.14)

$$T_a = 0,8 a d K_{\alpha=90} = 0,8 \cdot 8 \cdot 1,6 \cdot 0,6 = 6,144 \text{ кН}.$$

$$T_c = 0,5 c d K_{\alpha=68} = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,6 \cdot 0,9 = 10,08 \text{ кН}.$$

$$T_n = 2,5 d^2 \sqrt{K_{\alpha=90}} = 2,5 d^2 \sqrt{0,6} = 4,96 \text{ кН}.$$

$$R_1 = \frac{V_c \cdot 45}{30} = \frac{4,8 \cdot 45}{30} = 7,2 \text{ кН} < 4,96 \cdot 2 \cdot 2 = 19,84 \text{ кН}.$$

$$R_2 = R_1 - V_c = 7,2 - 4,8 = 2,4 \text{ кН} < 4,96 \cdot 2 = 9,92 \text{ кН}.$$

Несущая способность соединения обеспечена.

В опорном узле A и H передаются на половину высоты поперечного сечения с обеспечением эксцентриситета продольной силы $e = h/4 = 11,55 \text{ см}$.

Принимаем высоту площадки смятия торца арки, воспринимающей распор H , $2a = 14 \text{ см}$.

При этом длина горизонтальной площадки смятия элемента арки, воспринимающей опорную реакцию A , определится (см. рис. 12.13, 12.14) следующим образом:

$$2c = (h/2 \cos \alpha - 2a) / \text{tg} \alpha = 27,23 \text{ см}.$$

Принимаем фасонки толщиной 7 мм. Хомут затяжки принимаем из арматурной стали — двух стержней диаметром по 24 мм, охватывающих арку с двух сторон и закрепленных на выступающих участках упорного швеллера № 12.

Расстояние между центрами тяжей хомута принимаем 18 см, что равно l_p . Погонная нагрузка на швеллер

$$q = H / b = 62 / 0,14 = 442,85 \text{ кН/м}.$$

Изгибающий момент в швеллере

$$M = q l_p^2 / 8 = 442,85 \cdot 0,18^2 / 8 = 1,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

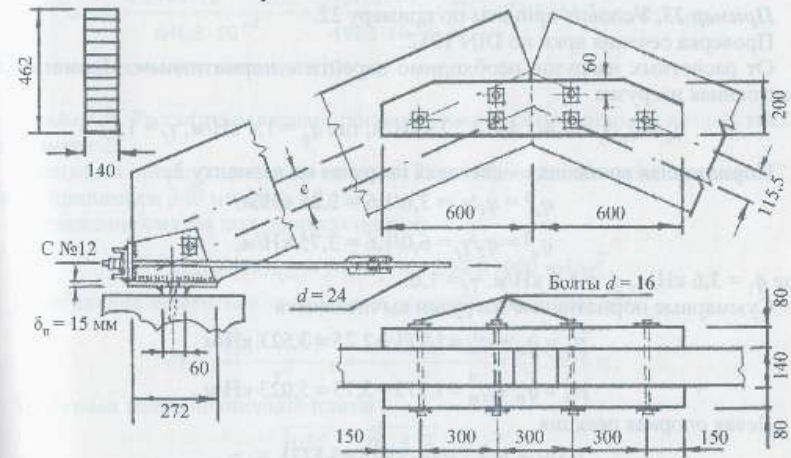


Рис. 12.14. Конструктивное решение арки с затяжкой пролетом 16 м

Требуемый момент сопротивления траверсы из швеллера при $R_y = 2150 \text{ кг/см}^2$

$$W_{\text{тресб}} \geq \frac{M}{R_y} = \frac{18000}{2150} = 8,37 \text{ см}^3,$$

что меньше, чем у швеллера № 12; $W_y = 8,52 \text{ см}^3$; масса 10,4 кг/м; $b = 52 \text{ мм}$ (ГОСТ 8240–72).

Определим толщину δ_n опорной плиты из условия ее работы на изгиб (см. рис. 12.13, а).

Напряжение под опорной плитой

$$\sigma_A = \frac{A}{2cb} = \frac{54,4 \cdot 10^{-3}}{0,272 \cdot 0,14} = 1,427 \text{ МПа}.$$

Плита оперта по трем сторонам и можно воспользоваться справочником для определения изгибающего момента. Однако в запас прочности определим изгибающий момент на 1 см ширины опорной плиты как для консоли пролетом $l = 10,6 \text{ см}$ от нагрузки $q = |\sigma_A|$, $M = ql^2/2 = 14,27 \cdot 10,6^2/2 = 801,7 \text{ кг} \cdot \text{см}$.

Требуемая толщина опорной плиты

$$\delta_n \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 801,7}{2150}} = 1,495 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta_n = 15 \text{ мм}$ (см. рис. 12.13, а, 12.14).

Пластинчатый шарнир шириной 60 мм и высотой 20 мм обеспечивает работу арки в эксплуатационных условиях, близкую к принятой расчетной схеме. Анкерные болты $d = 18 \text{ мм}$ устанавливаются конструктивно.

Пример 23. Условия приняты по примеру 22.

Проверка сечения арки по DIN 1052.

От расчетных нагрузок необходимо перейти к нормативным. Нормативная постоянная нагрузка

$$q_n = q_p/\gamma_f = 1,4/1,1 = 1,273 \text{ кН/м}, \text{ где } q_p = 1,4 \text{ кН/м}, \gamma_f = 1,1.$$

Нормативная временная – снеговая нагрузка по варианту 2.

$$q_n^1 = q_1/\gamma_f = 3,6/1,6 = 2,25 \text{ кН/м};$$

$$q_n^2 = q_2/\gamma_f = 6,0/1,6 = 3,75 \text{ кН/м},$$

где $q_1 = 3,6 \text{ кН/м}$, $q_2 = 6,0 \text{ кН/м}$, $\gamma_f = 1,6$.

Суммарные нормативные нагрузки вычисляются

$$p_{\text{II}}^1 = q_n + q_n^1 = 1,273 + 2,25 = 3,523 \text{ кН/м},$$

$$p_{\text{II}}^2 = q_n + q_n^2 = 1,273 + 3,75 = 5,023 \text{ кН/м}.$$

Левая опорная реакция

$$A = \frac{l(p_2 + p_1)}{8} = \frac{16(3 \cdot 5,023 + 3,523)}{8} = 37,184 \text{ кН}.$$

Величина распора

$$H = \frac{l^2(p_1 + p_2)}{16f} = \frac{16^2(3,523 + 5,023)}{16 \cdot 3,2} = 42,73 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты и продольные усилия в левой полуарке: при $x = l/4$

$$M_x = A \cdot x - H \cdot y - p_2 x^2/2 = 40,184 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$N_x = -A \cdot \sin \alpha - H \cdot \cos \alpha + p_2 \cdot x \cdot \sin \alpha = 45,994 \text{ кН},$$

где $x = 4 \text{ м}$, $y = 1,6 \text{ м}$, $\sin \alpha = 0,371$, $\cos \alpha = 0,928$, $p_{\text{II}} = 5,023 \text{ кН/м}$, $A = 37,184 \text{ кН}$, $H = 42,73 \text{ кН}$.

Геометрические характеристики арки:

$$b = 14 \text{ см}, h = 46,2 \text{ см}; A_{\text{оп}} = 646,8 \text{ см}^2; W_{\text{оп}} = 4980 \text{ см}^3;$$

гибкость элемента $\lambda_1 = 59,65$.

Продольное усилие N приложено с эксцентриситетом 11,55 см и создает разгружающий момент.

Условие прочности

$$D \omega / F_{\text{II}} + M_D \text{ доп} \sigma_{DII} / W_{\text{II}} \text{ доп} \sigma_B \leq \sigma_{DII},$$

где

$$D = N = 45,994 \text{ кН}, \lambda_1 = 59,65 \rightarrow \omega = 1,59 \text{ (см. прил., табл. 5)},$$

$$F_{\text{II}} = A_{\text{оп}} = 646,8 \text{ см}^2, M_D = M - Ne = 40,184 - 45,994 \cdot 0,1155 = 34,872 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$W_{\text{II}} = W_{\text{оп}} = 4980 \text{ см}^3, \text{ доп} \sigma_{DII} = 8,5 \text{ МПа}, \text{ доп} \sigma_B = 10 \text{ МПа},$$

$$\sigma_D = \frac{45,994 \cdot 10^{-3} \cdot 1,59}{646,8 \cdot 10^{-4}} + \frac{34,872 \cdot 10^{-3} \cdot 8,5}{4980 \cdot 10^{-6} \cdot 10} = 7,081 \text{ МПа} < \text{доп} \sigma_{DII}.$$

Условие прочности выполнено.

Пример 24. Рассмотрим вариант опорного узла арки при силовых воздействиях из примера 22.

Уменьшим опорную плиту до ширины $2c = 160 \text{ мм} > 110 \text{ мм}$ (из примера 22), длину принимаем 340 мм (рис. 12.15).

Напряжение смятия под опорной плитой

$$\sigma_{\text{см}} = A/A_{\text{см}} = 54,4/0,16 \cdot 0,34 = 1000 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающие моменты и продольные усилия в левой полуарке:

$$M = \frac{|\sigma_{\text{см}}| \cdot 0,093^2}{2} = \frac{1000 \cdot 0,093^2}{2} = 4,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая толщина опорной плиты

$$\sigma_{\text{II}} \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 432}{2150}} = 1,098 \text{ см}.$$

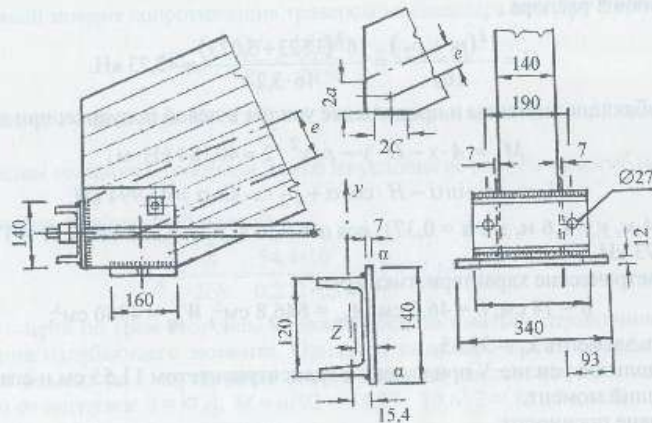


Рис. 12.15. Вариант опорного узла арки с затяжкой

Принимаем опорную плиту толщиной 12 мм. Распор H передается на торец арки через траверсу из швеллера и воспринимается затяжкой с хомутом из арматурной стали.

Как и в примере 23, принимаем упорную площадку $2a = 140$ мм; погонная нагрузка на траверсу от распора H , $q = 442,85$ кН/м.

Для более свободного заведения тяжелой хомута вдоль боковых «щеки» толщиной по 7 мм увеличим расчетный пролет траверсы до 190 мм.

Тогда изгибающий момент в траверсе

$$M = 442,85 \cdot 0,19^2 / 8 = 2,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления траверсы из стали ВСт 3 кп 2-1 (ТУ 14-1-3023-80)

$$W_{\text{треб}} \geq \frac{M}{R_y} = \frac{20\,000}{2150} = 9,3 \text{ см}^3.$$

Проектируем траверсу из швеллера № 12 по ГОСТ 8240-72:

$$W_y = 8,52 \text{ см}^3; I_y = 31,2 \text{ см}^4; A = 13,3 \text{ см}^2; b = 5,2 \text{ см}; z_0 = 1,54 \text{ см}.$$

Поскольку $W_{\text{тр}} = 9,3 \text{ см}^3 > W_y = 8,52 \text{ см}^3$, швеллер необходимо усилить. Усиливаем его листом высотой 140 мм и толщиной 7 мм.

Определим момент сопротивления усиленного профиля (см. рис. 12.15), предварительно вычислив расположение его центра тяжести из условия $\sum S'_{a-a} = z \sum A_i$, где z – расстояние искомого центра тяжести от вертикальной оси $a-a$.

$$\sum S_{a-a} = 13,3(1,54 + 0,7) + 14 \cdot 0,7 \cdot 0,35 = 33,222 \text{ см}^3.$$

$$\sum A = 13,3 + 14 \cdot 0,7 = 23,1 \text{ см}^2.$$

$$z = \sum S_{a-a} / \sum A = 1,44 \text{ см}.$$

$$I_{y1} = 31,2 + 13,3 \cdot 0,1^2 + 14 \cdot 0,7^3 / 12 + 14 \cdot 0,7 \cdot 1,09^2 = 43,34 \text{ см}^4.$$

$$W_{y1} = I_{y1} / (5,9 - 1,44) = 12,5 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}}.$$

Диаметр затяжки из арматурной стали $d = 24$ мм. Все сварные швы выполняются высотой 5 мм электродами типа Э-42. Конструкция узла приведена на рис. 12.15.

Пример 25. Запроектировать неутепленное покрытие по деревянным клеёным аркам из прямолинейных элементов переменного сечения с передачей распора на фундаменты.

Условия эксплуатации Б2, f/II, шаг конструкций, нагрузки, статический расчет и силовые воздействия приняты по примеру 23.

Арка проектируется из двускатных элементов шириной $b = 140$ мм. На начальном этапе принимаем $h_{\text{сп}} = 462$ мм и $h_0 \approx 0,5h_{\text{сп}} \approx 230$ мм (рис. 12.16).

Вычислим расстояние x от опоры до сечения, в котором ожидаются максимальные нормальные напряжения:

$$x = \frac{h_0 l}{4h_{\text{сп}} \cos \alpha} = \frac{0,23 \cdot 16}{4 \cdot 0,462 \cdot 0,928} = 2,15 \text{ м}.$$

Определим значения M_x и N_x при $x = 2,15$ м.

$$M_x = Ax - Hy - p_2 x^2 / 2 = 47,16 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$N_x = A \cdot \sin \alpha - H \cos \alpha - p_2 x \cdot \sin \alpha = 71,82 \text{ кН}.$$

где

$$x = 2,15 \text{ м}, y = 3,2 \cdot 2,15 / 8 = 0,85 \text{ м},$$

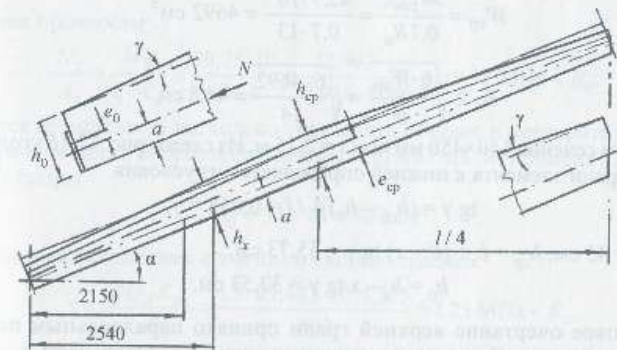


Рис. 12.16. К расчету прямолинейного элемента арки переменной высоты поперечного сечения

$$\sin \alpha = 0,371, \cos \alpha = 0,928,$$

$$p_2 = 7,4 \text{ кН/м}, A = 54,4; H = 62 \text{ кН}.$$

Высота сечения элемента на расстоянии $x = 2,15 \text{ м}$

$$h_x = h_0 + (h_{cp} - h_0) \cdot x / l = 35,47 \text{ см}.$$

При полной передаче продольной силы на опорное сечение $e_0 = 0$; $a = h_0/2 = 11,6 \text{ см}$; при $x = 1/4$ эксцентриситет $e_{cp} = h_{cp}/2 - a = 11,6 \text{ см}$.

$$e_x = \frac{4e_{cp}x}{l} = \frac{11,6 \cdot 4 \cdot 215}{1600} = 6,23 \text{ см}.$$

Геометрические характеристики

$$W_x = bh_x^2/6 = 2935,6 \text{ см}^3; A_x = bh_x = 496,6 \text{ см}^2.$$

Значение расчетного изгибающего момента в сечении при $x = 2,15 \text{ м}$

$$M_{расч} = M_x - N_x e_x = 42,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольная сила в коньке арки при $V_c = 4,8 \text{ кН}$

$$N_c = H \cos \alpha - V_c \sin \alpha = 55,72 \text{ кН},$$

$$\xi = 1 - \frac{N_c}{\varphi \cdot A \cdot R_c} = 1 - \frac{55,72 \cdot 10}{0,843 \cdot 13 \cdot 496,6} = 0,898,$$

где $\lambda \approx 59,65$ (пример 23), $\varphi = 3000/(\lambda_1)^2 = 0,843$.

Условие прочности

$$\frac{N_x}{A_x} + \frac{M_{расч}}{\xi \cdot W_x} = \frac{71,8 \cdot 10}{496,6} + \frac{42,7 \cdot 10^3}{0,898 \cdot 2935,6} = 17,6 \text{ МПа} > R_c.$$

Требуется увеличение поперечного сечения:

$$W_{тр} = \frac{M_{расч}}{0,7 R_{II}} = \frac{42,7 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 13} = 4692 \text{ см}^3,$$

$$h_x \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{тр}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4692}{14}} = 44,8 \text{ см}.$$

Проверим сечение $140 \times 450 \text{ мм}$ при $x = 2,15 \text{ м}$. Из схемы рис. 12.16 угол наклона у верхней грани элемента к нижней определяется из условия

$$\operatorname{tg} \gamma = (h_{cp} - h_0) \cdot 4 / l = 0,058 \approx \gamma.$$

При $h_x = 45 \text{ см}$, $h_{cp} = h_x + (l - x) \operatorname{tg} \gamma = 55,73 \text{ см}$.

$$h_0 = h_x - x \operatorname{tg} \gamma = 32,53 \text{ см}.$$

Здесь новое очертание верхней грани принято параллельным переносом прежнего очертания. Округлив измененные значения, принимаем $h_{cp} = 56 \text{ см}$, $h_0 = 33 \text{ см}$.

Уточняем угол наклона верхних граней: $\operatorname{tg} \gamma = (h_{cp} - h_0) \cdot 4 / l = 0,0575$.
Расположение «опасного сечения»

$$x = \frac{h_0 l}{4 h_{cp} \cos \alpha} = \frac{33 \cdot 1600}{4 \cdot 56 \cdot 0,928} = 254 \text{ см}.$$

Вычисляем высоту сечения элемента при $x = 2,54 \text{ м}$:

$$h_x = h_0 + x \operatorname{tg} \gamma = 33 + 254 \cdot 0,0575 = 47,6 \text{ см}.$$

$$A_x = 47,6 \cdot 14 = 666,4 \text{ см}^2; W_x = 14 \cdot 47,6^2 / 6 = 5286,8 \text{ см}^3.$$

$$\lambda = 862 / 0,289 \cdot 47,6 = 62,7; \varphi = \frac{3000}{\lambda_1^2} = 0,763.$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot A_x \cdot R_c} = 0,916.$$

$$M_x = A_x H y - p_2 x^2 / 2 = 51,313 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $y = x \operatorname{tg} \alpha = 2,54 \cdot 0,4 = 1,016 \text{ м}$.

$$N_x = A \sin \alpha + H \cos \alpha - p_2 x \cdot \sin \alpha = 70,75 \text{ кН}.$$

При опирании опорного сечения высотой $2a = 24 \text{ см}$ эксцентриситет e_0 в опорном сечении

$$e_0 = h_0 / 2 - a = 33 / 2 - 12 = 4,5 \text{ см};$$

в середине элемента

$$e_{cp} = h_{cp} / 2 - 12 = 16 \text{ см};$$

в расчетном сечении при $x = 2,54 \text{ м}$

$$M_p = M_x - N_x e_x = 42,963 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие прочности

$$\frac{N_x}{A_x} + \frac{M_p}{\xi \cdot W_x} = \frac{70,75 \cdot 10}{666,4} + \frac{42,963 \cdot 10^3}{0,916 \cdot 5286,8} = 9,93 \text{ МПа} < R_c.$$

Имеется возможность несколько уменьшить сечение и повторить расчет. Поперечная сила в опорном сечении $Q_A = 27,483 \text{ кН}$ (из примера 22). Площадь сечения у опоры

$$A_0 = 33 \cdot 14 = 462 \text{ см}^2.$$

Напряжения скалывания с учетом их концентрации

$$\tau = \frac{1,5 Q_A K_{ск}}{A} = \frac{1,5 \cdot 27,483 \cdot 10 \cdot 1,375}{462} = 1,23 \text{ МПа} < R_c,$$

где $K_{ск} \approx h_0/2a = 33/24 = 1,375$.

Далее следует проверить приопорный участок при плоском напряженном состоянии (по рекомендации Е. Н. Серова).

Поперечная сила воспринимается двумя двусрезными болтами $d = 20$ мм, несущая способность которых

$$0,5cdk_{\alpha} = 0,5 \cdot 14 \cdot 2 \cdot 0,55 = 7,7 \text{ кН},$$

$$2,5d^2 \sqrt{k_{\alpha}} = 2,5 \cdot 2^2 \sqrt{0,55} = 7,4 \text{ кН},$$

где $k_{\alpha} = 0,55$ по СНиП [30].

$$T_{\min} k_{\text{ср}} k_{\text{б}} = 7,4 \cdot 2 \cdot 2 = 29,6 \text{ кН} > Q_A,$$

где $k_{\text{ср}} = 2$ – количество срезов; $k_{\text{б}} = 2$ – количество болтов.

Напряжения смятия под опорной плитой

$$\sigma_{\text{см}} = N_A / 2al_{\text{п}} = 77,72 \cdot 10 / 792 = 0,98 \text{ МПа},$$

где $2a = 24$ см – высота опорной плиты; $l_{\text{п}} = 33$ см – ширина опорной плиты (рис. 12.17, а),

$$N_A = A \sin \alpha + H \cos \alpha = 54,4 \cdot 0,341 + 62 \cdot 0,928 = 77,72 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в опорной плите:

$$M = \frac{|\sigma_{\text{см}}| \cdot l_{\text{к}}^2}{2} = \frac{9,8 \cdot 8,8^2}{2} = 379,4 \text{ кг} \cdot \text{см},$$

где $l_{\text{к}} = 8,8$ см – длина консоли.

Требуемая толщина опорной плиты

$$\delta_{\text{п}} \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 379,4}{2150}} = 1,03 \text{ см}.$$

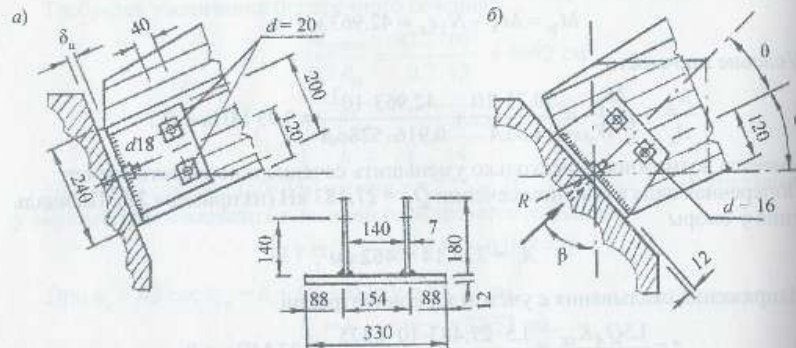


Рис. 12.17. Конструктивные решения узлов арки из прямолинейных элементов: а – нормальная площадка сжимающего усилия на опорную площадку; б – расположение опорной площадки с уменьшенным сдвигающего усилия в ее плоскости

Принимаем $\delta_{\text{п}} = 12$ мм.

Проверяем анкерные болты $d = 18$ мм по смятию и срезу

$$T_{\text{см}} = \gamma_{\text{б}} R_{\text{бр}} d \delta_{\text{п}} = 335 \cdot 1,8 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 651 \text{ кН},$$

$$T_{\text{ср}} = \gamma_{\text{б}} R_{\text{бс}} \pi d^2 / 4 = 150 \cdot 3,14 \cdot 0,9^2 / 4 = 371,8 \text{ кН},$$

где $\gamma_{\text{б}} = 0,9$ – коэффициент условия работы болта.

$$T_{\min} n_{\text{б}} = 371,8 \cdot 2 = 743,6 \text{ кН} > Q_A,$$

где $n_{\text{б}} = 2$ – количество анкерных болтов; $R_{\text{бр}} = 335$ МПа; $R_{\text{бс}} = 150$ МПа из СНиП [57].

Пример 26. Рассмотрим другой вариант опорного узла (рис. 12.17, б). Опорную площадку элемента выполним таким образом, чтобы сдвигающее усилие по ней было равно нулю. Выполнение этого условия возможно только при действии постоянной нагрузки. В примере 22 расчетное сочетание нагрузок принято по варианту 2, дающему максимальное значение изгибающего момента в элементе арки (см. рис. 12.12). Получим расположение опорной площадки при варианте 1 снеговой нагрузки, при этом погонная расчетная нагрузка

$$p_3 = q_p + q = 1,4 + 4,8 = 6,2 \text{ кН/м},$$

где из примера 23 $q_p = 1,4$ кН/м – постоянная нагрузка; $q = 4,8$ кН/м – снеговая нагрузка.

Опорные реакции

$$A = B = p_3 l / 2 = 6,2 \cdot 16 / 2 = 49,6 \text{ кН};$$

$$H = p_3 l^2 / 8 f = 6,2 \cdot 16^2 / 8 f = 62 \text{ кН};$$

$$V_c = 0.$$

При этой нагрузке

$$Q_A = A \cos \alpha - H \sin \alpha = 49,6 \cdot 0,928 - 62 \cdot 0,371 = 23,03 \text{ кН}.$$

(В примере 23 при варианте нагрузки $2Q_A = 27,48$ кН.) Равнодействующая опорных реакций

$$R = \sqrt{A^2 + H^2} = 79,4 \text{ кН}.$$

Угол наклона β равнодействующей R по отношению к вертикали может быть определен из условий:

$$H/A = \text{tg } \beta, A/R = \cos \beta \text{ или } H/R = \sin \beta,$$

откуда $\beta = 51,34^\circ$ (см. рис. 12.17, б).

Угол θ между осью арки и равнодействующей

$$\theta = 90^\circ - \beta - \alpha = 16,86^\circ \approx 16,52'.$$

При этой нагрузке сдвигающее усилие на опорной площадке $V_A = 0$ и болты не работают.

Оценим величину сдвигающего усилия по опорной площадке при нагрузке по варианту 2 из примера 23. Спроектируем A и H на направление опорной площадки при $A = 54,4$ кН, $H = 62$ кН.

$$V_A = A \sin \beta - H \cos \beta = 3,74 \text{ кН},$$

где $\sin \beta = 0,781$, $\cos \beta = 0,625$.

Сравним значение V_A со значением Q_A по варианту 2 снеговой нагрузки

$$Q_A = 27,483 \text{ кН} \gg V_A = 3,74 \text{ кН}.$$

Таким образом, желаемый эффект получен, так как значительные сдвигающие усилия, воспринимаемые болтами, могут привести к раскалыванию древесины поперек волокон.

На рис. 12.18 приведен вариант конструктивного решения «холодного» покрытия по аркам из прямолинейных элементов с переменной высотой поперечного

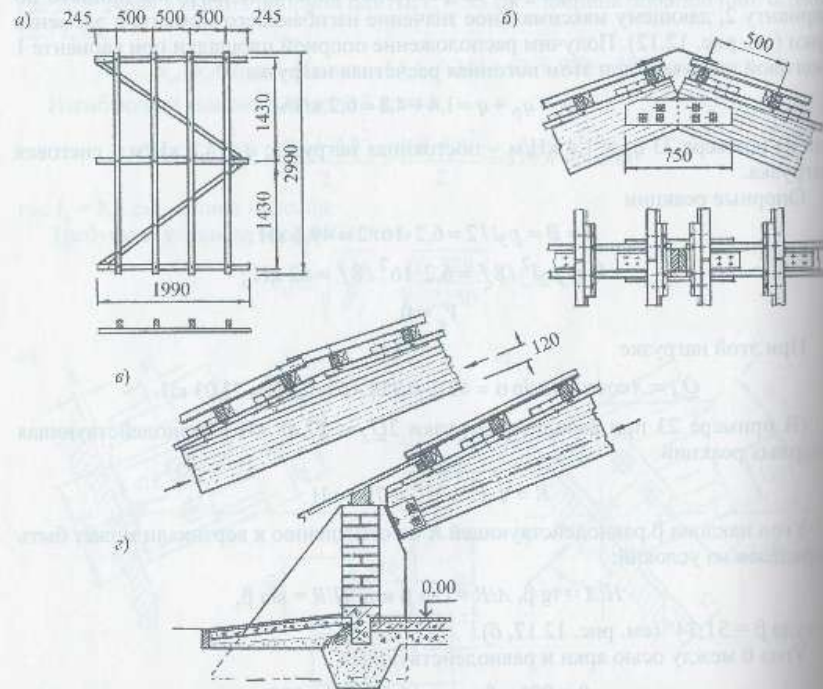


Рис. 12.18. Конструктивные решения покрытия по аркам из прямолинейных элементов: а – конструкция щита и его крепление к элементам арки; б – конструкция конькового узла; в – зона переноса кровельного ограждения; г – конструкция карнизного узла

сечения. Ограждение выполнено из асбестоцементных волнистых листов по часто расположенным прогонам, скомпонованным в неизменяемый щит. Деформативность прогонов в плоскости ската уменьшена подкосами. Показаны крепление щитов к элементам арки, коньковый и карнизные узлы.

Пример 27. Спроектировать покрытие кирпичного здания гаража по клееным трехшарнирным аркам кругового очертания с передачей распора на затяжки. Здание в плане 18×54 м, шаг арок 6 м. Доски второго и третьего сортов толщиной 36 мм и шириной 150 мм. Условия эксплуатации Б2. Класс ответственности сооружения I. Район постройки г. Приозерск Ленинградской области.

Геометрический расчет (рис. 12.19)

Принимаем $f/l = 1/6$, $l = 18$ м, $f = 3$ м. Радиус кривизны арки

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = 15 \text{ м}.$$

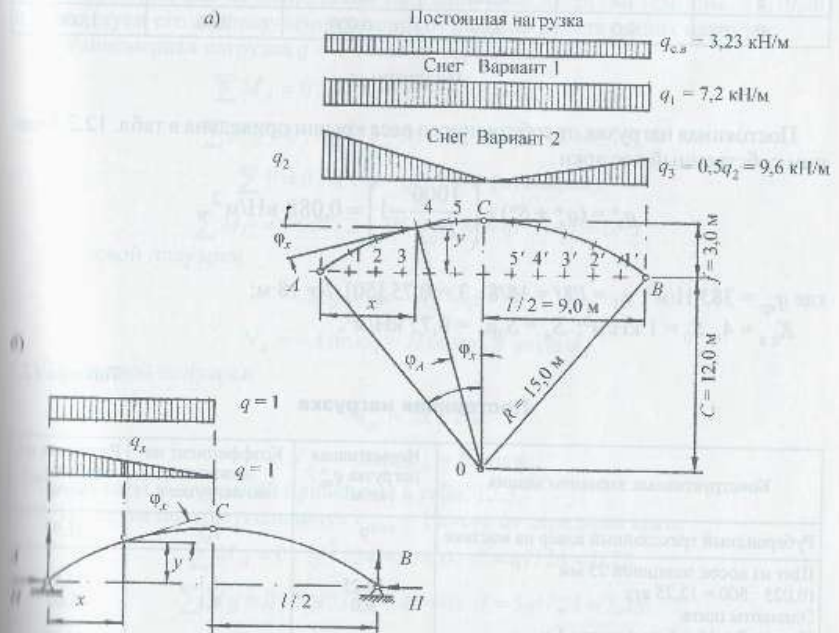


Рис. 12.19. К расчету круговой арки: а – расчетная схема и виды нагрузок; б – единичные нагрузки на арку

Разбиваем арку на 13 сечений с градацией

$$\Delta x = 1,5 \text{ м}, \sin \varphi_x = \frac{l/2 - x}{R}; c = R - f; y = R \cos \varphi_x - C.$$

Вычисленные значения y , φ_x , $\sin \varphi_x$, $\cos \varphi_x$ приведены в табл. 12.1.

Таблица 12.1

Геометрические параметры арки

Сечение	x, м	y, м	sin φ _x	φ _x	cos φ _x
A	0	0,00	0,600	36,87	0,800
1	1,5	0,900	0,500	30,00	0,866
2	3,0	1,748	0,400	23,58	0,916
3	4,5	2,309	0,300	17,46	0,954
4	6,0	2,697	0,200	11,54	0,980
5	7,5	2,925	0,100	5,74	0,995
0	9,0	3,00	0,000	0,00	1,000

Нагрузки

Постоянная нагрузка от собственного веса крыши приведена в табл. 12.2. Оценим собственный вес арки

$$q_u^n = (q_a^n + S^c) / \left(\frac{1000}{K_{с.в}} - 1 \right) = 0,088 \text{ кН/м}^2,$$

где $q_{кр} = 383 \text{ Н/м}^2$; $\mu_1 = l/8f = 18/8 \cdot 3 = 0,75$ [50], $l = 18 \text{ м}$;
 $K_{с.в} = 4$, $S_0 = 1 \text{ кН/м}^2$; $S_u = S_0 \mu_1 = 0,75 \text{ кН/м}^2$.

Таблица 12.2

Постоянная нагрузка

Конструктивные элементы здания	Нормативная нагрузка $q_{кр}^n$, кг/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $q_{кр}$, кг/м ²
Рубероидный трехслойный ковер на мастике	9	1,3	11,97
Щит из досок толщиной 25 мм (0,025 · 500 = 12,25 кг)	12,25	1,1	13,75
	6,0	1,1	6,60
Прогон 2 × 18 × 6 см с шагом 1 м (2 · 0,18 · 0,06 · 500 = 10,8 кг)	10,8	1,1	11,88
Итого	38,3		44,20

В результате погонная расчетная нагрузка от собственного веса будет

$$q_{с.в} = (q_a^n \gamma_f + 0,442) \cdot 6 = 3,23 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_f = 1,1$.

Временная нагрузка показана на рис. 12.19, а.

Вариант 1 снеговой нагрузки на 1 погонный метр

$$q_1 = S_0 \mu_1 \gamma_f \cdot 6 = 7,2 \text{ кН/м},$$

$$S_0 = 1 \text{ кН/м}^2; \mu_1 = 0,75; q^u = 0,088 + 0,383 = 0,471 \text{ кН/м}^2,$$

$$q^u / S_0 \mu_1 = 0,471 / 0,750 = 0,628 < 0,8; \gamma_f = 1,6 \text{ в соответствии с [50].}$$

Вариант 2 снеговой нагрузки на 1 погонный метр

$f/l = 1/6$; $\mu_1 = 2$ в соответствии с [50], в результате

$$q_2 = S_0 \mu_2 \gamma_f \cdot 6 = 19,2 \text{ кН/м},$$

$$q_3 = S_0 \cdot 0,5 \mu_2 \gamma_f \cdot 6 = 9,6 \text{ кН/м}.$$

Статический расчет выполняем на единичные нагрузки (см. рис. 12.19, б) и используем его для получения усилий от реально действующих нагрузок.

1. Равномерная нагрузка $q = 1$ слева от середины арки:

$$\sum M_A = 0; ql^2/8 - Bl = 0; B = ql/8 = 2,25,$$

$$\sum M_B = 0; 3ql^2/8 - Al = 0; A = 3ql/8 = 6,75,$$

$$\sum Y = 0; A + B - ql/2 = 0 \text{ (проверка);}$$

$$\sum M_C = 0; Bl/2 - Hf = 0; H = ql^2/16f = 6,75.$$

Для левой полуарки

$$M_x = Ax - Hy - qx^2/2;$$

$$N_x = -A \sin \varphi_x - H \cos \varphi_x + qx \sin \varphi_x.$$

Для правой полуарки

$$M_x = Bx - Hy;$$

$$N_x = -B \sin \varphi_x - H \cos \varphi_x.$$

Результаты вычислений приведены в табл. 12.3.

2. Нагрузка по «треугольнику» $q_{\max} = 1$ слева от середины арки:

$$\sum M_A = 0; ql^2/24 - Bl = 0; B = ql/24 = 0,75;$$

$$\sum M_B = 0; 5ql^2/24 - Al = 0; A = 5ql/24 = 3,75;$$

$$\sum Y = 0; A + B - q/4 = 0 \text{ (проверка);}$$

$$\sum M_C = 0; Bl/2 - Hf = 0; H = ql^2/16f = 6,75.$$

Для левой полуарки

$$M_x = Ax - Hy - q_x x^2 / 2 - (q - q_x) x^2 / 3,$$







где

$$q_x = 2q(l/2 - x)/l;$$

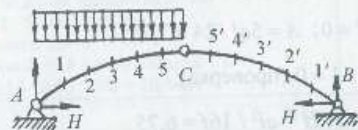
$$N_x = -A \sin \phi_x - H \cos \phi_x + 0,5(q + q_x) x \sin \phi_x.$$

Таблица 12.3

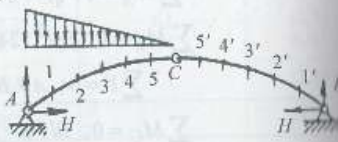
Значения изгибающих моментов и продольных сил в сечениях арки от единичных нагрузок

Сечения	Усилия	q = 1			q = 1		
							
		Слева	Справа	Полная	Слева	Справа	Полная
A	M	0	0	0	0	0	0
	N	-9,4500	-6,7500	16,2000	04,0500	-2,2500	-6,3000
1	M	2,3224	-3,3075	-0,9851	2,3350	-1,1025	1,2325
	N	-8,4705	-6,9700	-15,4405	-3,1360	-2,3235	-5,4500
2	M	3,9510	-5,0490	-1,0980	3,3170	-1,6830	1,6340
	N	-7,6830	-7,0830	-14,7660	-2,5610	-2,3610	-4,9200
3	M	4,6640	-5,4610	-0,7970	3,2425	-1,8200	1,4225
	N	-7,1145	-7,1145	-14,2290	-2,2590	-2,3715	-4,6300
4	M	4,2950	-4,7047	-0,4097	2,4320	-1,5680	0,8640
	N	-6,7580	-7,0580	-13,8160	-2,1530	-2,3527	-4,5100
5	M	2,7560	-2,8690	-0,1130	1,2345	-0,9562	0,2783
	N	-6,6410	-6,6410	-13,5820	-2,1760	-2,3137	-4,4900
C	M	0	0	0	0	0	0
	N	-6,7500	-6,7500	-13,5000	-2,2500	-2,2500	-4,5000
A	M	6,7500	2,2500	9,0000	3,7500	0,7500	4,5000
	H	6,7500	6,7500	13,5000	2,2500	2,2500	4,5000

а)



б)



Для правой полуарки





$$M_x = Bx - Hy,$$

$$N_x = -B \sin \phi_x - \cos \phi_x.$$

Результаты вычислений приведены в табл. 12.3. По значениям усилий табл. 12.3 скомпонована табл. 12.4, представляющая значения величин усилий от единичных нагрузок, моделирующих нагрузки от снега по варианту 2.

Таблица 12.4

Значения M и N от единичных нагрузок применительно к снеговой нагрузке по варианту 2

Сечения	Усилия	q = 1			Единичная нагрузка	
						
		В левой полуарке			В левой полуарке	В правой полуарке
A	M	0	0	0	0	0
	N	-4,050	-2,250	-6,300	-10,350	-8,550
1	M	2,335	-1,103	1,232	3,567	0,129
	N	-3,136	-2,324	-5,460	-8,596	-7,784
2	M	3,317	-1,683	1,634	4,951	-0,049
	N	-2,561	-2,361	-4,920	-7,481	-7,281
3	M	3,243	-1,820	1,423	4,666	-0,397
	N	-2,259	-2,372	-4,631	-6,890	-7,003
4	M	2,432	-1,568	0,864	3,296	-7,040
	N	-2,153	-2,353	-4,506	-6,659	-6,859
5	M	1,235	-0,956	0,279	1,514	-0,677
	N	-2,176	-2,314	-4,490	-6,666	-6,804
C	M	0	0	0	0	0
	N	-2,250	-2,250	-4,500	-6,750	-6,750
A	M	3,750	0,750	4,500	8,250	5,250
	H	2,250	2,250	4,500	6,750	6,750

Величины усилий от расчетных нагрузок вычислены по данным табл. 12.3 и 12.4 и внесены в табл. 12.5. Максимальное значение изгибающего момента соответствует сечению 2.

$$M_{\max} = 43,984 \text{ кН} \cdot \text{м}, N = 119,512 \text{ кН}, H_c = 108,405 \text{ кН}.$$

Таблица 12.5

Значения изгибающих моментов и продольных сил в сечениях арки от расчетных нагрузок

Сечения	Условия	Постоянная нагрузка 3,23 кН/м	Снеговая нагрузка				Расчетные усилия кН·м, кН	
			Вариант 1		Вариант 2		M(+)	M(-)
			Левая полуарка	Правая полуарка	Левая полуарка	Правая полуарка		
A	M	0	0	0	0	0	0	
	N	-52,326	-99,360	-82,080	-151,686	-168,966		
1	M	-3,182	34,243	1,238	31,021	10,275		
	N	-49,890	-82,522	-74,726	-132,412	-161,062		
2	M	-3,546	47,530	0,470	43,984	11,452		
	N	47,624	-71,818	-69,898	-119,512	-154,009		
3	M	-2,574	44,794	-3,816	42,220	8,312		
	N	-45,960	-66,144	-67,229	-112,104	-148,409		
4	M	-1,323	31,642	-6,738	30,319	8,081		
	N	-44,626	-63,926	-65,846	-108,552	-110,472		
5	M	-0,365	14,534	-6,499	14,169	6,864		
	N	-43,870	-63,994	-63,318	-107,864	-109,188		
C	M	0	0	0	0	0		
	N	-43,605	-64,800	-64,800	-140,805	-108,405		
	M	29,07	79,200	50,400	93,870	108,270		
A	N	43,605	64,800	64,800	140,805	108,405		

Выбор сечения арки

Принимаем ширину сечения арки после острожки досок шириной 150 мм, $b = 140$ мм. Доски второго сорта толщиной 36 мм. По [30] $R_c = 13$ МПа; $m_b = 1$, по интерполяции $m_{сл} = 0,985$; $m_c = 1$; при $R/\delta = 1500/3,6 = 417 > 250$, $m_{гн} = 1$; $\gamma_n = 1$.

Получим ориентировочное значение момента сопротивления

$$W \approx M / 0,8 R_c m_{сл} = 0,00429363 \text{ м}^3,$$

где 0,8 приближенно учитывает влияние гибкости и продольного усилия на величину поперечного сечения.

Отсюда

$$h \approx \sqrt{\frac{W \cdot 6}{b}} = \sqrt{\frac{0,00429363 \cdot 6}{0,14}} = 0,374 \text{ м}.$$

При предельной величине гибкости $[\lambda] = 120$ высота сечения не должна быть меньше следующего значения:

$$h \geq \frac{0,58S}{0,289 \cdot 120} = 0,374 \text{ м},$$

где $S = \frac{2\phi_A \pi R}{180} = 19,295$ м – длина дуги арки.

Проверим сечение из 11 досок толщиной 36 мм и шириной 140 мм:

$$h = 3,6 \cdot 11 = 39,6 \text{ см и } b = 14 \text{ см}.$$

$$A_{бр} = 39,6 \cdot 14 = 554,4 \text{ см}^2; W = 14 \cdot 39,6^2 / 6 = 3659 \text{ см}^3,$$

$$\lambda = 0,58S / 0,289h = 97,8; \phi = 3000 / \lambda^2 = 0,314.$$

Условие прочности

$$\frac{N}{A_{расч}} + \frac{M}{\xi W_{расч}} = \frac{119,512 \cdot 10}{554,4} + \frac{43,984 \cdot 10^3}{0,314 \cdot 3659} = 25,55 \text{ МПа} > R_c,$$

$$\text{где } \xi = 1 - \frac{N_c}{\phi \cdot A_{бр} R_c m_{сл}} = 1 - \frac{108,4 \cdot 10}{0,314 \cdot 554,4 \cdot 13 \cdot 0,985} = 0,514.$$

Требуется увеличение высоты поперечного сечения.

Проверим сечение, увеличенное на две доски,

$$h = 39,6 + 2 \cdot 3,6 = 46,8 \text{ см}.$$

$$A = 46,8 \cdot 14 = 655,2 \text{ см}^2, W = \frac{14 \cdot 46,8^2}{6} = 5110 \text{ см}^3.$$

$$\lambda = 0,58S / 0,289h = 82,74; \phi = 3000 / \lambda^2 = 0,438.$$

$$\xi = 1 - \frac{N_c}{\phi A_{бр} R_c m_{сл}} = 1 - \frac{108,4 \cdot 10}{0,438 \cdot 655,2 \cdot 130,985} = 0,705.$$

Условие прочности

$$\frac{N}{A_{расч}} + \frac{M}{\xi W_{расч}} = \frac{119,512 \cdot 10}{655,2} + \frac{43,984 \cdot 10^3}{0,705 \cdot 3110} = 14,03 \text{ МПа} > R_c m_{сн}$$

Увеличим сечение еще на одну доску

$$h = 46,8 + 3,6 = 50,4 \text{ см}$$

$$A = 50,4 \cdot 14 = 705,6 \text{ см}^2; W = 14 \cdot 50,4^2 / 65 \cdot 927 \text{ см}^3$$

$$\lambda = 0,58S / 0,289h = 76,8; \varphi = 3000 / \lambda^2 = 0,51$$

$$\xi = 1 - \frac{N_c}{\varphi A_{ср} R_c m_{сн}} = 1 - \frac{108,4 \cdot 10}{0,51 \cdot 705,6 \cdot 13 \cdot 0,985} = 0,765$$

Условие прочности

$$\frac{N}{A_{расч}} + \frac{M}{\xi W_{расч}} = \frac{119,512 \cdot 10}{655,2} + \frac{43,984 \cdot 10^3}{0,705 \cdot 3110} = 10,4 \text{ МПа} < R_c m_{сн}$$

Окончательно принимаем сечение арки из 14 досок толщиной 36 мм и шириной 140 мм.

Расчет опорного узла

Принимаем затяжку из круглой арматурной стали марки ВСтЗкп2-1 с расчетным сопротивлением по пределу прочности $R_y = 2150 \text{ кг/см}^2$. По данным табл. 12.5 максимальное усилие растяжения в затяжке от постоянной нагрузки и временной снеговой по варианту 1 будет иметь значение $H = 43,605 + 97,2 = 140,805 \text{ кН}$.

При этих нагрузках вертикальная опорная реакция $A = 29,07 + 64,8 = 93,87 \text{ кН}$. Определим площадь сечения затяжки:

$$A \geq \frac{H}{R_y m_0 m_k} = \frac{14080,5}{2150 \cdot 0,8 \cdot 0,8} = 10,23 \text{ см}^2$$

где $m_0 = 0,8$ – ослабление резьбой; $m_k = 0,8$ – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений.

Требуемый диаметр затяжки

$$d = \sqrt{\frac{4 A_{ср}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,23}{3,14}} = 3,61 \text{ см}$$

Принимаем затяжку $d = 36 \text{ мм}$.

Усилие распора H передается на древесину арки под углом $36,87^\circ$ с расчетным сопротивлением

$$R_{сн}^{\alpha} = \frac{R_0}{1 + \left(\frac{R_0}{R_{90}} - 1\right) \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1\right) 0,6^3} = 7,56 \text{ МПа}$$

где $\sin \alpha = \sin 36,87^\circ = 0,6$.

Определим минимальное значение $2c$ вертикальной площадки смятия, необходимое для восприятия распора:

$$H = 140,805 \text{ кН}$$

$$2c \geq H / b R_{сн}^{\alpha} = 140,805 \cdot 10^{-3} / 0,14 \cdot 7,56 = 0,133 \text{ м}$$

где $b = 14 \text{ см}$ – ширина арки.

Принимаем $2c = 140 \text{ мм} \approx 133 \text{ мм}$ (минимальное значение по расчету) (рис. 12.20, а).

Конструируем упор для тяжей из швеллера № 14а по ГОСТ 8240–72, у которого площадь сечения $A = 17 \text{ см}^2$, момент инерции $I_y = 65,2 \text{ см}^4$, момент сопротивления $W_y = 15,7 \text{ см}^3$, ширина полки $b = 62 \text{ мм}$, $z_0 = 20,4 \text{ мм}$.

Изгибающий момент в упоре-траверсе вычисляется как сумма моментов от напряжений смятия на упор и усилий в тяжях.

$$M = 140,805 \cdot 0,5 \cdot 0,03 + 140,805 \cdot 0,14/8 = 6,688 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемое значение момента сопротивления траверсы

$$W_{треб} \geq M / R_y = 6,688 \cdot 10^4 / 2150 = 31,11 \text{ см}^3 > 15,7 \text{ см}^3$$

Сечение траверсы из швеллера необходимо усилить. Усиление выполняем полосовой сталью сечением $10 \times 150 \text{ мм}$ на сварке по всей длине.

Вычислим значение момента сопротивления усиленного профиля, предварительно определив положение нейтральной оси z от оси $a-a$ (рис. 12.20, б) и величину момента инерции I_{y1} , произведя следующие действия:

$$\sum S_{a-a} = Az, A = 1 \cdot 15 + 17 = 32 \text{ см}^2$$

$$\sum S_{a-a}^3 = 17 \cdot 2,04 + 1 \cdot 15 \cdot 6,7 = 135,18 \text{ см}^3$$

$$z = \sum S_{a-a}^3 / \sum A = 135,18 / 32 = 4,22 \text{ см}$$

$$I_{y1} = 65,2 + 17(4,22 - 2,04)^2 + 15/12 + 1 \cdot 15(7,2 - 0,5 - 4,22)^2 = 239,5 \text{ см}^4$$

$$W = I_{y1} / z = 239,5 / 4,22 = 56,75 \text{ см}^3 > W_{треб}$$

Вертикальная опорная реакция воспринимается древесиной арки под углом к волокнам

$$\alpha = 90^\circ - 36,84^\circ = 53,13^\circ (\sin \alpha = 0,8)$$

с расчетным сопротивлением

$$R_{сн}^{\alpha} = \frac{R_0}{1 + \left(\frac{R_0}{R_{90}} - 1\right) \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1\right) 0,8^3} = 4,81 \text{ МПа}$$

Длина площадки смятия $2a$ должна быть принята из условия

$$2a \geq \frac{A_{max}}{b \cdot R_{сн}^{\alpha}} = \frac{108,27 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 4,81} = 0,161 \text{ м}$$

где $A = 29,07 + 79,2 = 108,27 \text{ кН}$ (см. табл. 12.5).

Принимаем $2a = 220 \text{ мм} > 161 \text{ мм}$.
Из конструктивных соображений задаемся размерами опорной плиты $220 \times 350 \text{ мм}$, напряжения смятия под которой оцениваются выражением
 $\sigma_{\text{см}} = 108,27/22 \cdot 35 = 0,1406 \text{ кН/см}^2$.

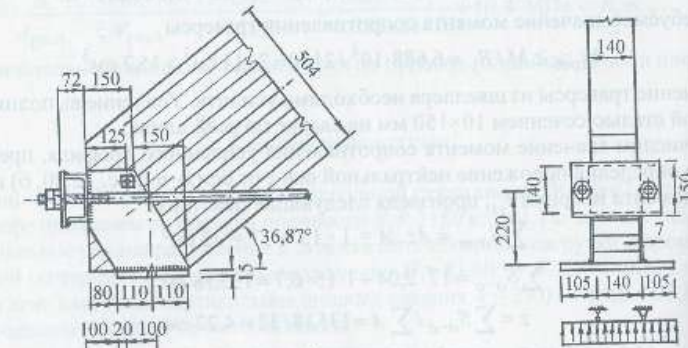
Толщина опорной плиты $\delta_{\text{п}}$ должна быть определена из условия ее работы на изгиб от действия напряжений смятия.

При расчетной ширине опорной плиты 1 см погонная нагрузка на нее по абсолютному значению будет равна напряжению смятия.

Расчетную схему опорной плиты можно представить в виде двухконсольной балки с размером консоли, равным 105 мм (с запасом) (рис. 12.20, а). Максимальный изгибающий момент в опорной плите находится над опорой консоли и его величина определяется формулой

$$M = q l_k^2 / 2 = 0,1406 \cdot 10,5^2 \cdot 0,5 = 7,75 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

а)



б)

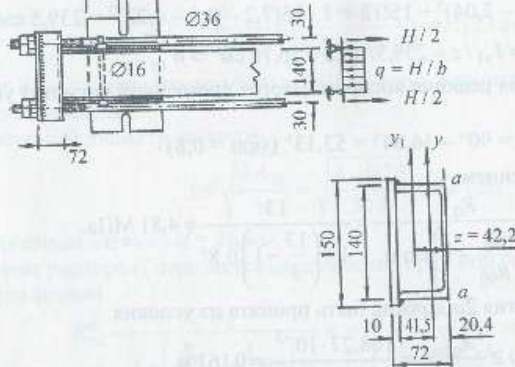


Рис. 12.20. Опорный узел арки: а – конструктивное решение опорного узла; б – поперечное сечение опорной траверсы

Толщина опорной плиты определяется из условия

$$\delta_{\text{п}} \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 775}{2150}} = 1,47 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta_{\text{п}} = 15 \text{ мм}$. Вертикальные фасонки (щеки) выполняем из листовой стали толщиной 7 мм и крепим к опорной плите сварными швами высотой 5 мм электродами Э-42.

Горизонтальный болт $\varnothing 16 \text{ мм}$, прикрепляющий арку к опорному башмаку, ставим конструктивно.

Для экономии металла опорный башмак можно выполнить из отдельных элементов, не связанных общими фасонками.

Проверим касательные напряжения в клеёной древесине опорного узла при различных сочетаниях нагрузки.

При нагрузках от собственного веса и снега по варианту 1 $A = 93,87 \text{ кН}$, $H = 140,808 \text{ кН}$.

$$Q_{A1} = A \cos \alpha - H \sin \alpha = -9,389 \text{ кН}.$$

При нагрузках от собственного веса и снега по варианту 2 $A = 108,27 \text{ кН}$, $H = 108,405 \text{ кН}$

$$Q_{A2} = A \cos \alpha - H \sin \alpha = 21,573 \text{ кН} > Q_{A1}.$$

Напряжения скалывания с учетом их концентрации

$$\tau = \frac{1,5 Q_{\text{ск}}}{A} = \frac{1,5 \cdot 21,573 \cdot 10 \cdot 1,17}{705,6} = 0,54 \text{ МПа} < R_{\text{ск}},$$

где $A = 705,6 \text{ см}^2$ – площадь сечения; $K_{\text{ск}} = h/c = 1,17$; $h = 50,4 \text{ см}$; $C = 50,4 - 7,2 = 43,2 \text{ см}$; $R_{\text{ск}} = 1,5 \text{ МПа}$.

Рассмотрим решение ключевого шарнира, выполненного с помощью двух накладок на болтах (см. рис. 12.14). Силовые воздействия, необходимые для расчета рассматриваемого узла, получим при учете снеговой нагрузки по варианту 2 (см. табл. 12.5).

Суммарная величина распора H

$$H = 43,605 + 64,8 = 108,405 \text{ кН}.$$

Сдвигающее усилие V_c возникает только от неравномерной снеговой нагрузки (см. рис. 12.19), его величина определяется формулой

$$V_c = -A + q_2 l / 4 = -79,2 + 19,2 \cdot 18 / 4 = 7,2 \text{ кН}.$$

где $A = 79,2 \text{ кН}$ – значение опорной реакции от снеговой нагрузки; $q_2 = 19,2 \text{ кН/м}$ – снеговая нагрузка на левой полуарке; $l = 18 \text{ м}$ – пролет арки.

Конструкция узла приведена на рис. 12.14 примера 23. Болты диаметром 16 мм воспринимают усилие V_c и в накладках к арке под углом $\alpha = 90^\circ$ к волокнам древесины. При толщине накладок 80 мм несущая способность болта из условия смятия древесины на 1 срез

$$T_a = 0,8 a d K_a = 0,8 \cdot 8 \cdot 1,6 \cdot 0,6 = 6,144 \text{ кН}.$$

Несущая способность болта из условия смятия древесины арки

$$T_c = 0,5T_{cd}K_{\alpha} = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,6 \cdot 0,6 = 6,72 \text{ кН.}$$

Несущая способность болта из условия его изгиба

$$T_{\alpha} = 2,5d^2 \sqrt{K_{\alpha}} = 2,5 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{0,6} = 4,957 \text{ кН.}$$

Усилие R_1 , воспринимаемое двумя двусрезными болтами,

$$R_1 = \frac{V_c \cdot 45}{30} = \frac{7,2 \cdot 45}{30} = 10,8 \text{ кН} < 4,957 \cdot 2 = 19,83 \text{ кН.}$$

Усилие R_2 , воспринимаемое одним двусрезным болтом,

$$R_2 = R_1 - V_c = 10,8 - 7,2 = 3,6 \text{ кН} < 4,957 \cdot 2 = 9,91 \text{ кН.}$$

$$R_2 = 10,8 - 7,2 = 3,6 \text{ кН} < 4,957 \cdot 2 = 9,91 \text{ кН.}$$

Несущая способность соединения обеспечена.

Следует убедиться в прочности накладок сечением 80×200 мм на скальвание и изгиб.

Пример 28 (по данным примера 27). Проверка сечения по DIN 1052.

Усилия вычисляются от нормативных нагрузок.

Постоянная погонная нормативная нагрузка от веса крыши и арки

$$q_{\text{п}} = (q_{\text{г}}^{\text{н}} + q_{\text{сн}}^{\text{н}}) \cdot 6 = (0,088 + 0,38306) \cdot 6 = 2,826 \text{ кН/м.}$$

Временная погонная нагрузка по варианту 2 (снег)

$$S_{\text{п}} = S_0 \mu_2 b = 1,0 \cdot 1 \cdot 6 = 6,0 \text{ кН/м,}$$

где $S_0 = 1,0$ кН/м²; $\mu_2 = 1$; $b = 6$ м (шаг арок).

Используя значения момента и продольной силы от единичной нагрузки, равномерно распределенной по всему пролету, полученные в табл. 12.3, вычислим M и N в сечении 2 от постоянной нагрузки:

$$M_{\text{п}} = -1,098 \cdot 2,826 = -3,103 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$N_{\text{п}} = -14,766 \cdot 2,826 = -41,729 \text{ кН.}$$

Величины M и N в сечении 2 от временной нагрузки получим, используя значения табл. 12.4:

$$M_{\text{вр}} = 4,951 \cdot 6 = 29,706 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$N_{\text{вр}} = -7,481 \cdot 6 = -44,886 \text{ кН.}$$

В результате суммарные значения M и N от полной нагрузки:

$$M = M_{\text{п}} + M_{\text{вр}} = -3,103 + 29,706 = 26,603 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$N = N_{\text{п}} + N_{\text{вр}} = -41,729 - 44,886 = -86,615 \text{ кН.}$$

Полная длина дуги арки $S = 19,295$ м, сечение арки: $b = 14$ см, $h = 50,4$ см. Площадь сечения арки $705,6$ см², момент сопротивления $W = -5927$ см³.

Расчетная длина элемента арки при несимметричной нагрузке

$$l_p = \frac{S}{2} \cdot 1,25 = 12,06 \text{ м.}$$

Гибкость арки в плоскости изгиба

$$\lambda_1 = l_p / 0,289h = 12,06 / 0,289 \cdot 0,504 = 82,8.$$

Условие прочности

$$\frac{D\omega}{F_{\text{вр}}} + \frac{M_D \text{доп}\sigma_{\text{ДП}}}{W_{\text{вр}} \text{доп}\sigma_B} \leq \sigma_{\text{ДП}},$$

$$\frac{86,615 \cdot 10^{-3} \cdot 2,31}{705,6 \cdot 10^{-4}} + \frac{26,603 \cdot 10^{-3} \cdot 8,5}{5927 \cdot 10^{-6} \cdot 10} = 6,66 \text{ МПа} < \text{доп}\sigma_{\text{ДП}},$$

где $D = N = 86,615$ кН, $M_D = 26,603$ кН·м, $\lambda_1 = 82,8 \rightarrow \omega = 2,31$ (прил.5); $F_{\text{вр}} = 705,6$ см², $W_{\text{вр}} = 5927$ см³, $\text{доп}\sigma_{\text{ДП}} = 8,5$ МПа, $\text{доп}\sigma_B = 10$ МПа.

Сечение арки удовлетворяет условию прочности.

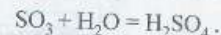
Глава 13. ВОЗМОЖНОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ АРОК БЕЗ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТАЛЛА

13.1. Деревянные конструкции в агрессивных средах

Сохранность материала и долговечность конструкций в большой степени зависят от условий эксплуатации. Конструкции подвергаются интенсивному воздействию различных внешних факторов, в том числе агрессивных сред.

В соответствии с классификацией [84] агрессивные среды подразделяются на газообразные, жидкие и твердые. Степень агрессивного воздействия определяется их видом, концентрацией, температурой и влажностью.

Влияние агрессивных сред на сохранность и прочность древесины неоднократно исследовалось. Еще в 1933–1934 гг. Кочетков [85] провел исследование древесины фирм заводов, производящих серную кислоту. Он установил, что сернистый ангидрид SO_3 (газовая среда) при соприкосновении с влажной поверхностью вызывает образование серной кислоты:



Серная кислота отбирает у древесины воду, древесина обугливается и разрушается с поверхности. При этом меняется цвет древесины на красновато-бурый, прочность на сжатие снижается приблизительно на 15 % и на скальвание – на 10 %. Было установлено, что разрушение поверхностного слоя происходит при-

близительно со скоростью 2 мм в год, однако газы не проникают во всю толщину материала и внутренние волокна остаются неповрежденными.

В 1952 г. Е. Н. Квасников при обследовании деревянных ферм травильного отделения Ленинградского сталепрокатного завода подтвердил, что за один год поражение древесины парами серной кислоты происходит на глубину до 2 мм поперек волокон и на 6 мм – вдоль волокон. Он также отметил изменение окраски и обугливание поверхности древесины после 20 лет эксплуатации. Несмотря на тяжелые условия эксплуатации, применение деревянных конструкций оказалось оправданным. В 1955 г. травильное отделение было заново перекрыто деревянными фермами из досок, и обследование, выполненное в 1960 г. Ю. Д. Санниковым под руководством Е. Н. Квасникова, показало, что состояние древесины конструкций можно признать удовлетворительным, а болтовые соединения оказались разрушенными коррозией до 80 %.

Опыт эксплуатации клеёных стрельчатых арок пролетом 45 м на калийных комбинатах в течение 30 лет показал достаточную химическую стойкость древесины в условиях дашой агрессивной среды.

Б. С. Соколовский [86] обследовал 55 цехов на предприятиях химической и химико-металлургической промышленности в Электростали, Подольске и других городах. Характерными для обследованных цехов были агрессивные газовые среды: хлористый водород; сернистый ангидрид; пары серной, соляной и азотной кислот; аммиак и сернистый газ; уксусный ангидрид. Б. С. Соколовский выполнил исследование влияния перечисленных факторов на древесину образцов чистых и защищенных различными составами, проведя их механические испытания, и показал, что применение незащищенной древесины в среде «хлористый водород» недопустимо. Древесина с перхлорвиниловой окраской удовлетворительно сохраняется в агрессивной среде «сернистый ангидрид» – слабая концентрация серной кислоты. Агрессивная среда «уксусный ангидрид» незначительно влияет на прочностные характеристики древесины.

Степень поражения древесины агрессивными средами существенно зависит от размеров конструктивных элементов. В образцах, вырезанных из конструкций, эксплуатируемых 20–25 лет в среде «сернистый ангидрид», изменение цвета наблюдалось на глубину 40–50 мм. Следует отметить, что поражение древесины в начальный период происходит достаточно интенсивно, а затем замедляется.

В настоящее время имеется достаточно много окрасок и покрытий, повышающих сопротивляемость древесины агрессивным воздействиям [87, 88].

Из опыта эксплуатации конструкций с применением традиционных материалов (сталь, железобетон, древесина) в сооружениях с агрессивными воздействиями предпочтение следует отдать древесине и искусственным полимерным материалам.

13.2. Вариант узлов арки с применением полимерных материалов

Одно из возможных конструктивных решений узлов [81, 89], приведенное на рис. 13.1, может быть применено для арок любых очертаний пролетом до 18 м.

В отдельных случаях пролет может быть увеличен: при уменьшении шага арок или при сравнительно небольших временных односторонних нагрузках.

Продольное усилие сжатия, равное по величине распору, воспринимается площадками смятия, определяемыми шириной и частью высоты поперечного сечения.

Сдвигающее усилие, возникающее при несимметричной внешней нагрузке, воспринимается пластинчатым нагелем из полимерных материалов, таких как СВМ (1:1) или других ориентаций, АГ-4с, АГ-4в, КАСТ-В, ДСП-Б, ДСП-В, а также из древесины твердых лиственных пород (дуба, клена, ясеня, граба, акации, самшита).

Парные накладки, выполненные из древесно-слоистого пластика (ДСП) или водостойкой фанеры, толщиной 40–50 мм устанавливаются на болтах из ориентированного стеклопластика типа АГ-4с. Накладки предназначены для фиксации в проектном положении встречных элементов арки (рамы). Болты устанавливаются

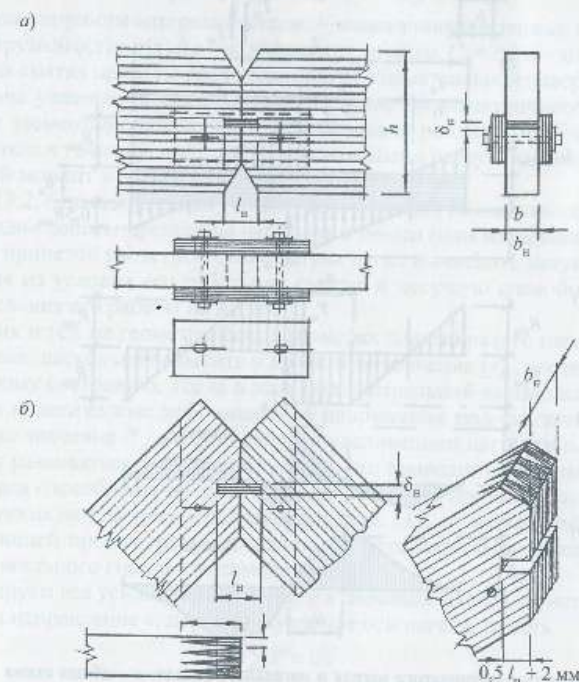


Рис. 13.1. Вариант конькового узла арок и рам с применением полимерных материалов: а – вариант узла арки кругового очертания; б – вариант узла с усилением по смятию древесины с помощью вклеенной клиновидной вставки из фанеры или древесно-слоистого пластика ДСП-В

конструктивно, однако при малом собственном весе покрытия и большом ветровом отпоре возможно появление распора обратного знака, что может привести к необходимости расчета как болтов, так и самих накладок.

Парные накладки имеют в горизонтальном направлении эллиптические отверстия, исключающие возможность защемления узла.

На рис. 13.2 показаны силовые воздействия на пластинчатый нагель, возникающие при наличии сдвигающего усилия Q , в предположении, что пластинка — абсолютно жесткий элемент и вплотную соприкасается с поверхностями гнезда, причем свойства левой и правой частей гнезда одинаковы и, следовательно, изгибающий момент в самом пластинчатом нагеле в сечении шва равен нулю.

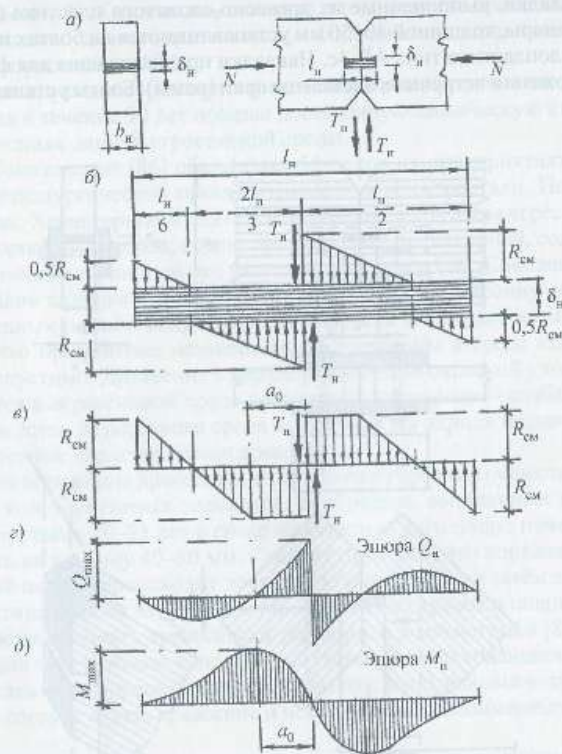


Рис. 13.2. К расчету пластинчатого нагеля и нагельного гнезда: а — общая схема конструкции и силовые воздействия; б — расчетная схема нагеля при упругой работе на смятие материалов нагеля или нагельного гнезда; в — расчетная схема нагеля при упругопластической работе на смятие материалов нагеля или нагельного гнезда; г — эпюра поперечных сил в пластинчатом нагеле; д — эпюра моментов в пластинчатом нагеле

Максимальные напряжения смятия древесины поперек волокон не должны превышать величины расчетного сопротивления. При необходимости повышения величины расчетного сопротивления на смятие гнезда его можно усилить путем постановки клиновидной вставки в вертикальной плоскости из строительной фанеры или древесно-слоистого пластика на синтетических клеях (см. рис. 13.1). Глубина гнезда под пластинчатый нагель должна быть на 2 мм больше длины пластинчатого нагеля, что обеспечит передачу горизонтального усилия на торцы полуарок.

На основании исследований А. В. Ляшина [90] можно получить расчетные формулы несущей способности пластинчатого нагеля из условий его работы на изгиб и смятие как в упругой стадии, так и в упругопластической.

Нагель — это «балка» на упругом основании, дифференциальное уравнение изогнутой оси которой имеет вид

$$EJy^{IV} + C_0 y = q(x) \quad \text{или} \quad EJy^{IV} + dc y = \sigma(x)d,$$

где E — модуль упругости материала нагеля; J — момент инерции нагеля; y — прогиб нагеля под нагрузкой $q(x) = \sigma(x)d$; c — коэффициент постели, $C_0 = cd$; d — диаметр нагеля (напряжения смятия приняты равномерными по диаметральной поверхности).

Эта задача успешно решена. Однако в случае несимметричного нагельного соединения элементов одинаковой толщины можно получить приближенное решение, близкое к точному, пользуясь элементарными рассуждениями, поскольку изгибающий момент в нагеле в сечении шва равен нулю.

На рис. 13.2, б показана схема усилий, действующих на пластинчатый нагель в упругой стадии работы древесины нагельного гнезда (или материала нагельного гнезда). По принятой расчетной схеме нагеля легко вычислить несущую способность нагеля из условия его работы на смятие и несущую способность самого нагеля из условия его работы на изгиб.

При одних и тех же геометрических размерах пластинчатого нагеля нагрузку на него можно: несколько повысить и довести до значения $Q_{\text{нп}}$, соответствующего предельному состоянию. Тогда в зоне под центральной частью нагеля начнут развиваться пластические деформации, а напряжения под его концами будут возрастать до значения $R_{\text{см}}$. С дальнейшим увеличением нагрузки пластические зоны начнут развиваться и по концам нагеля, что приведет к развитию деформаций, а несущая способность на смятие гнезда останется прежней. Эпюру смятия, действующую на нагель в качестве нагрузки (рис. 13.2, в), можно рассматривать соответствующую предельному состоянию упругопластической стадии работы материала нагельного гнезда или самого нагеля.

Спроектируем все усилия, приложенные к половине нагеля, с учетом ширины нагеля b_n , на направление y , перпендикулярное оси нагеля, то есть

$$\sum Y = 0;$$

$$Q_n - R_{\text{см}} a_0 b_n = 0,$$

где $R_{\text{см}}$ принимается как минимальное из двух значений расчетного сопротивления на смятие самого нагеля поперек волокон (слоев) или нагельного гнезда.

Получим

$$Q_{II} = R_{cm} a_0 b_n = 1/6 R_{cm} l_n b_n, \quad (13.1)$$

где R_{cm} – расчетное сопротивление смятию материала гнезда или нагеля; $l_n = 6a_0$ – длина нагеля.

В результате несущая способность из условия смятия должна удовлетворять условию

$$T_{II,cm} \leq \kappa_1 R_{cm} l_n b_n, \quad (13.2)$$

где $\kappa_1 = 1/6 \cdot 0,167$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений смятия в упругопластической стадии работы материала.

Максимальный изгибающий момент в нагеле действует в сечении, в котором значение поперечной силы равно нулю (рис. 13.2, в), то есть на расстоянии a_0 от середины нагеля. Значение этого момента определяется по формуле

$$M_{max} = Q_{II} a_0 - \frac{R_c b_n a_0^2}{2}, \quad (13.3)$$

где использовано значение $Q_{II} = R_{cm} a_0 b_n$ из (13.1).

Пластинчатый нагель может воспринять изгибающий момент

$$M_n = R_n \frac{b_n \delta_n^2}{6}, \quad (13.4)$$

где R_n – расчетное сопротивление изгибу материала нагеля.

Из равенства значения изгибающего момента, действующего на нагель (13.3), его несущей способности (13.4) получим:

$$a_0 = 0,577 \delta_n \sqrt{\frac{R_n}{R_{cm}}}. \quad (13.5)$$

Предположив, что одновременно с достижением несущей способности нагеля из условия смятия гнезда на нагель действует изгибающий момент, равный его несущей способности, и подставив значение a_0 из (13.5) в (13.1), получим значение усилия Q_{II} , т. е.

$$Q_{II} = 0,577 \delta_n b_n \sqrt{R_n R_{cm}}. \quad (13.6)$$

Таким образом, несущую способность нагеля из условия его работы на изгиб можно записать

$$T_n \leq \kappa_2 \delta_n b_n \sqrt{R_n R_{cm}}, \quad (13.7)$$

где $\kappa_2 = 0,577$.

Из условия равнопрочности нагеля при работе его на изгиб и смятие нагельного гнезда размеры нагеля рекомендуются принимать в соотношении

$$l_n = 3,462 \delta_n \sqrt{\frac{R_n}{R_{cm}}}. \quad (13.8)$$

При этом работа самого нагеля на изгиб предполагается в упругой стадии.

Соотношения размеров нагеля для некоторых рассмотренных материалов нагеля и нагельного гнезда из условия его равнопрочности по смятию и изгибу подчитаны и приведены в табл. 13.1.

Пластинчатый нагель следует проверить на скалывание

$$\tau = \frac{1,5 Q_{II}}{b_n \delta_n} \leq R_{ск}, \quad (13.9)$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление на скалывание (межслойное) материала нагеля. Следует заметить, что если длина нагеля в сравнении с его толщиной будет принята меньше приведенной в табл. 13.1, то его несущую способность на изгиб по (13.7) можно не определять. В этом случае достаточной проверкой будет его несущая способность на смятие (13.1) и скалывание (13.9).

Таблица 13.1

Соотношение размеров нагеля из условия его равно прочности по изгибу и смятию гнезда в упругопластической стадии работы материала

Материал нагеля	Расчетное сопротивление изгибу R_n материала нагеля, МПа***	Значение $n = l_n/\delta_n$ при материале гнезда с R_{cm} , МПа			
		Ель, сосна	Фанера	Бакелезированная фанера	ДСП-В
Стеклопластик СВМ (1:1)	250	31,6	15,8	10,34	7,93
Стеклотекстолит КАСТ-В	55	14,82	7,41	4,85	3,74
Стеклопластик АГ-4в	54	14,68	7,34	4,81	3,71
Стеклопластик АГ-4с	110	20,96	10,48	6,86	5,30
ДСП-Б	130	22,79	11,39	7,46	5,76
ДСП-В	60	15,48	7,74	5,04	3,91
Дуб, клен, граб	18,2	8,53	6,03*	6,03*	6,03*
Акация	21	9,16	6,17**	6,17**	6,17**

Примечания:

* Расчетное сопротивление смятия нагеля ($R_{cm} = 3,0 \cdot 2 = 6,0$ МПа) является определяющим, так как оно меньше, чем расчетное сопротивление смятия гнезда (СНиП II-25-80) [30].

** Расчетное сопротивление смятия нагеля из акации ($R_{cm} = 3,0 \cdot 2,2 = 6,6$ МПа) является определяющим (СНиП II-25-80).

*** Расчетное сопротивление материалов нагеля на изгиб принято по [30, 43, 44].

Вариант опорного узла криволинейной арки показан на рис. 13.3. Опорная зона усилена клиновидной вставкой. Сдвигающее усилие, как и в коньковом узле, воспринимается пластинчатым нагелем. На опорном участке фундамента

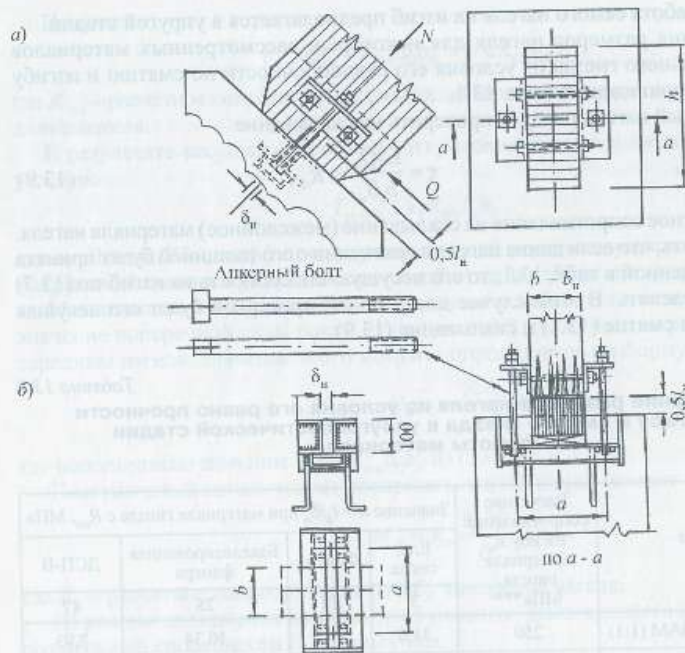


Рис. 13.3. Конструкция опорного узла арки с применением полимерных материалов: а – общий вид опорного узла; б – конструкция закладной детали и ее анкеровка

установлена закладная деталь из стали с защитной антикоррозийной окраской. Арка конструктивно закрепляется двумя анкерными болтами, фиксирующимися в закладном элементе путем уставки в нем поворотом на 90° и подтягиванием вверх. Конструкция устанавливаемой в бетон фундамента закладной детали в форме «коробки» приведена на рис. 13.3, б. Анкерные болты, имеющие витную перпендикулярно оси головку и уголки, выполняются из высокопрочных стеклопластиков (АГ-4с, СВМ).

13.3. Примеры проектирования

Пример 29. По результатам расчета примера 27 сконструировать коньковый «шарнир» без использования металла, применив пластинчатый нагель из твердой породы древесины.

Сечение арки 504×140 мм, максимальное значение распора $H = 108,405$ кН, максимальная величина сдвигающего усилия $V_c = 7,2$ кН (при варианте 2 снеговой нагрузки).

Распор воспринимается торцами элементов арки площадкой смятия под углом 0° к волокнам с учетом их концентрации

$$\sigma = H/K_N \cdot 0,14 \cdot 0,25 = 108,405 \cdot 10^{-3} / 0,875 \cdot 0,14 \cdot 0,25 = 3,54 \text{ МПа} < R_c$$

где $K_N = 0,875$ при $\alpha = 0$, $c/a = 250/304 \approx 0,5$ (см. рис. 19 [52]).

Принимаем пластинчатый нагель из дуба. Материалы нагеля и арки воспринимают усилие под углом 90° к волокнам. Расчетное сопротивление на смятие дуба в два раза выше, чем сосны, из которой изготовлена арка с

$$R_{cm}^{90} = 3 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление дуба на изгиб и скалывание (в соответствии со СНиП [30]).

$$R_{и} = 14 \cdot m_{и} = 14 \cdot 1,3 = 18,2 \text{ МПа,}$$

$$R_{ск} = 1,5 \cdot m_{и} = 1,5 \cdot 1,3 = 1,95 \text{ МПа}$$

Определим необходимую длину дубового нагеля из условия смятия, применив формулу (13.2),

$$l_n \geq V_c / R_{cm}^{90} b_n = 1,5 \cdot 7,2 \cdot 10^{-3} / 0,167 \cdot 3 \cdot 0,14 = 0,103 \text{ м,}$$

где $K_1 = 0,167$, $b_n = 140$ мм (ширина нагеля принята равной ширине арки).

Необходимая толщина дубового нагеля из условия скалывания

$$\delta_n \geq 1,5 V_c / R_{ск} b_n = 1,5 \cdot 7,2 \cdot 10^{-3} / 1,95 \cdot 0,14 = 0,0396 \text{ м.}$$

Принимаем длину нагеля $l_n = 120$ мм и толщину $\delta_n = 40$ мм, тогда $l_n/\delta_n = 3 < 8,53$ (в соответствии с табл. 13.1), и убедимся, что его несущая способность на изгиб достаточна (используя формулу (13.7)).

$$T_n K_2 \delta_n b_n \sqrt{R_{и} R_{ск}} = 0,577 \cdot 0,04 \cdot 0,14 \cdot \sqrt{18,2 \cdot 3} = 0,0238 \text{ МН} = 238 \text{ кН} > V_c,$$

где $K_2 = 0,577$.

Этот результат свидетельствует о том, что толщина нагеля δ_n как балки на упругом основании определяется при малой его длине из условия скалывания, а не изгиба.

Парные накладки из фанерной плиты сечением 40×160 мм и длиной 500 мм с эллиптическими отверстиями для болтов Ø16 мм из стеклопластика АГ-4с устанавливаются конструктивно. Конструктивное решение узла приведено на рис. 13.4, а. Можно было усилить нагельное гнездо вклеенной вставкой и уменьшить длину нагеля.

Пример 30. Рассмотрим вариант пластинчатого нагеля из древесно-слоистого пластика марки ДСП-Б. Усилим опорное гнездо нагеля клиновидной вставкой из водостойкой фанерной плиты с $R_c = 12$ МПа.

Силовые воздействия используем из примера 27.

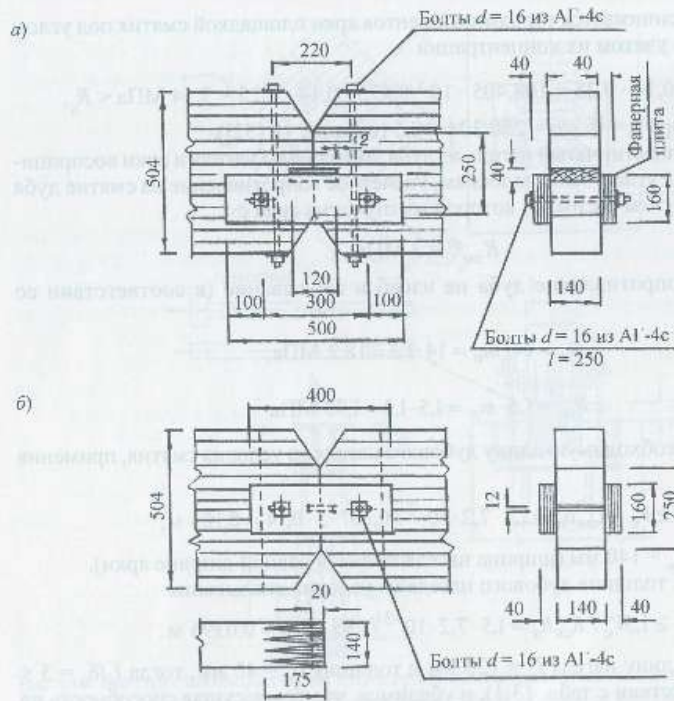


Рис. 13.4. Конструкция кошковых узлов на пластинчатых нагелях: а – пластинчатый нагель из дуба, б – пластинчатый нагель из ДСП-Б с усилением по снятию нагельного гнезда

Распор H воспринимаем площадкой смятия 250×140 мм. Из примера 29 очевидно, что напряжения смятия не превышают R_c фанеры.

Необходимая длина пластинчатого нагеля из ДСП-Б из условия смятия нагельного гнезда

$$l_n \geq V_c / K_1 R_{cm} \cdot b_n = 7,2 \cdot 10^{-3} / 0,167 \cdot 12 \cdot 0,14 = 0,026 \text{ м.}$$

Необходимая толщина пластинчатого нагеля из условия скалывания

$$\delta_n \geq 1,5 V_c / R_{ск} b_n = 1,5 \cdot 7,2 \cdot 10^{-3} / 7 \cdot 0,14 = 0,011 \text{ м,}$$

где $R_{ск} = 7$ МПа по [43, 44].

Принимаем $l_n = 40$ мм > 26 мм и $\delta_n = 12$ мм > 11 мм.

Отношение $l_n / \delta_n = 40 / 12 = 3,33 < 11,39$ (табл. 13.1). Следовательно, как утверждалось в п. 13.2, прочность пластинчатого нагеля из условия изгиба можно не проверять. Убедимся в этом, применив формулу (13.7).

$$T_n = K_2 \delta_n b_n \sqrt{R_n R_{cm}} = 0,577 \cdot 0,012 \cdot 0,14 \sqrt{130 \cdot 12} = 0,038 \text{ МН} \gg V_c,$$

где $K_2 = 0,577$, $R_n = 13$ МПа по [43, 44], $R_{cm} = 12$ МПа по СНиП [30], $V_c = 7,2$ кН.

Применив клиновидную вставку, устраняем опасность раскалывания древесины поперек волокон концевых участков арки от усилия V_c (рис. 13.4, б). В примере 29 раскалывание древесины частично устраняется установкой вертикальных болтов из стеклопластика АГ-4с. Пластинчатые нагели в опорных узлах рассчитываются аналогичным образом надвигающее усилие в плоскости опоры.

На этом иллюстрацию работы пластинчатого нагеля считаем возможным закончить.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА К РАЗДЕЛУ II

1. Берковская, Д. А. Клеёные деревянные конструкции в зарубежном и отечественном строительстве: обзор / Д. А. Берковская, Л. В. Касабян. — М.: ЦИНИС, 1975. — 107 с.
2. Атлас деревянных конструкций / К.-Г. Гётц, Д. Хоор, К. Мёлер, Ю. Наттерер; пер. с нем. Н. И. Александровой; под ред. В. В. Ермолова. — М.: Стройиздат, 1985. — 272 с.
3. Белянкин, Ф. П. Прочность древесины при скалывании вдоль волокон / Ф. П. Белянкин. — Киев: АН УССР, 1955. — 140 с.
4. Иванов, Ю. М. К вопросу исследования складки разрушения древесины при сжатии вдоль волокон / Ю. М. Иванов // Тр. Ин-та леса. — М.: АН СССР, 1953. — Т. IX. — С. 115–120.
5. Ашкенази, Е. К. Опыт применения первой классической гипотезы к оценке прочности древесины при сложных напряженных состояниях / Е. К. Ашкенази // Техн. информ. По результатам НИР № 15. — Л.: ЛТА им. Кирова, 1954. — С. 27–23.
6. Серов, Е. Н. Особенности разрушения стандартных образцов и их связь с работой конструкций / Е. Н. Серов // Изв. вузов. Лесной журнал. — 1994. — № 1. — С. 75–79.
7. Серов, Е. Н. Напряженное состояние и прочность деревянных элементов ломаного очертания / Е. Н. Серов // Повышение долговечности и надежности строительных конструкций из дерева и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. — Л., 1987. — С. 18–29.
8. Иванов, Ю. М. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон / Ю. М. Иванов, Ю. Ю. Славик // Изв. вузов. Стр-во и архит. — 1986. — № 10. — С. 22–26.
9. Орлович, Р. Б. Длительная прочность и деформативность конструкций из современных материалов при основных эксплуатационных воздействиях: дис. ... д-ра техн. наук / Р. Б. Орлович. — Брест, 1990. — 375 с.
10. Светозарова, Е. И. Конструктивные решения клефанерных рам сельскохозяйственных производственных зданий, разработанные ЛИСИ, и вопросы их расчета / Е. И. Светозарова, Е. Н. Серов // Конструкции с применением пластических масс: докл. к XXIV науч. конф. ЛИСИ. — Л., 1966. — С. 53–56.
11. Светозарова, Е. И. Экспериментальное исследование узлов клефанерных рам, разработанных в ЛИСИ / Е. И. Светозарова, Е. Н. Серов // Там же. — С. 56–58.
12. Свищевский, Г. В. Деревянные конструкции. Состояние и перспективы развития / Г. В. Свищевский. — М.: Стройиздат, 1962. — 116 с.
13. Дмитриев, П. А. Клеёные деревянные рамы для сельского строительства / П. А. Дмитриев и др. // Изв. вузов. Стр-во и архит. — 1972. — № 11. — С. 28–35.
14. Иванов, В. А. Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Клименко. — Киев: Вища школа, 1983. — 279 с.
15. Попов, В. Д. Упрощение приорных зон клеодопатых балок / В. Д. Попов, Е. Н. Серов // Конструкции из дерева и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. — Л., 1978. — С. 15–21.
16. Турковский, С. Б. Соединения деревянных элементов с помощью шкворно-вклеенных стержней / С. Б. Турковский, В. В. Саятин, Б. Г. Почеряев // Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве: тез. докл. Всесоюз. совещ. — М., 1980. — С. 192–196.
17. Турковский, С. Б. Узловые соединения элементов деревянных клеёных конструкций из вклеенных стержней / С. Б. Турковский // Новые исследования в области технологии изготовления деревянных конструкций: сб. науч. тр. ЦНИИСК. — М., 1988. — С. 46–55.
18. Ковальчук, Л. М. Деревянные конструкции в строительстве / Л. М. Ковальчук, С. Б. Турковский, Ю. В. Пискунов и др. — М.: Стройиздат, 1995. — 248 с.
19. А. с. 958615 СССР, В. 04 С3/42. Трехшарнирная рама / А. Ю. Фролов, П. А. Дмитриев, Ю. А. Добрынин и др. // Опубл. 15.09.82. Бюл. № 34.
20. Турковский, С. Б. Экспериментальные исследования сборно-разборной рамы из унифицированных элементов / С. Б. Турковский, А. Ю. Фролов, В. Ф. Кропук // Исследования в области деревянных конструкций: сб. науч. тр. ЦНИИСК. — М., 1985. — С. 28–35.

Рекомендуемая литература к разделу II

21. Фролов, А. Ю. Прочность и деформативность монтажных стыков сборно-разборных деревянных рам: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А. Ю. Фролов. — М., 1991. — 18 с.
22. Турковский, С. Б. Экспериментальные исследования карнизного узла на вклеенных стержнях сборной деревянной рамы / С. Б. Турковский, В. И. Фролов, А. Н. Белова // Разработка и совершенствование деревянных конструкций: сб. науч. тр. ЦНИИСК. — М., 1981. — С. 147–160.
23. Штейнберг, С. Е. Деревянные клеёные рамы с применением бакелизированной фанеры / С. Е. Штейнберг // Деревообрабатывающая промышленность. — 1966. — № 8.
24. Штейнберг, С. Е. Опыт производства клеёных деревянных конструкций и перспективы его развития / С. Е. Штейнберг // Повышение эффективности конструктивного использования древесины в строительстве: материалы Всесоюз. совещ. — М.: Стройиздат, 1968. — С. 202–207.
25. Серов, Е. Н. Рациональное использование анизотропии прочности материалов в клеёных деревянных конструкциях массового изготовления: дис. ... д-ра техн. наук / Е. Н. Серов. — Л., 1988. — 521 с.
26. Преображенская, И. П. Обследование клеёных деревянных конструкций / И. П. Преображенская, С. Б. Турковский, Г. Р. Баранов и др. // Развитие производства клеёных деревянных конструкций в Сибири: зональн. науч.-техн. конф. — Новосибирск, 1975. — С. 97–105.
27. Фролов, В. И. К расчету деревянных рам с зубчатым соединением ригеля и стойки на прочность / В. И. Фролов // Изв. вузов. Стр-во и архит. — 1982. — № 1. — С. 12–15.
28. Иванов, Ю. М. Зубчатые соединения элементов большого сечения / Ю. М. Иванов, Л. М. Ковальчук и др. // Деревообрабатывающая промышленность. — 1974. — № 10. — С. 12–13.
29. Экспериментально-технические исследования и совершенствование несущих клеёных деревянных конструкций: отчет о НИР / ЦНИИЭСельстрой; рук. Е. А. Прилепский; № ГР 790694488. — Апрельска, 1980. — 203 с.
30. СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции. — М.: Стройиздат, 1982. — 65 с.
31. Серов, Е. Н. Влияние напряженного состояния и анизотропии клеёной древесины на оценку прочности металлодеревянных арок / Е. Н. Серов // Изв. вузов. Лесной журнал. — 1980. — № 4. — С. 65–70.
32. Тарасевич, А. И. Клефанерные конструкции для покрытий производственных сельскохозяйственных зданий / А. И. Тарасевич // Стр-во и архит. Белоруссии. — 1981. — № 1. — С. 38–40.
33. Серов, Е. Н. О результатах обследования некоторых видов КДК / Е. Н. Серов // Конструкции из клеёной древесины и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. — Л., 1982. — С. 5–9.
34. Агаши, В. И. Исследование скалывающих напряжений в узлах деревянных конструкций при приложении усилий на части торца сопрягаемых элементов: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. И. Агаши. — М., 1976. — 21 с.
35. Никитин, Г. Г. Вопросы применения и расчета нагельных соединений из пластмасс / Г. Г. Никитин // Клеёные и клефанерные конструкции с применением пластических масс: сб. науч. тр. — Л.: ЛИСИ, 1961. — С. 78–117.
36. Туркин, В. В. Нагельные соединения на основе ориентированных стеклопластиков / В. В. Туркин // Повышение эффективности конструктивного использования древесины в строительстве: матер. Всесоюз. совещ. Ч. 1. — М.: Стройиздат, 1968. — С. 71–73.
37. Дмитриев, П. А. Соединения элементов безметаллических деревянных конструкций на цилиндрических нагелях из высокопрочного пластика АГ-4С / П. А. Дмитриев, Ю. Д. Стрижаков // Изв. вузов. Стр-во и архит. — 1972. — № 8.
38. Дмитриев, П. А. Результаты испытаний безметаллических деревянных ферм с крепящими элементами из стеклопластика АГ-4С / П. А. Дмитриев и др. // Конструкции из клеёной древесины и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. — Л., 1978. — С. 47–55.
39. Иванов, А. М. Строительные конструкции с применением пластмасс. Примеры проектирования и расчета / А. М. Иванов. — М.: Высшая школа, 1968. — 220 с.
40. Иванов, А. М. Строительные конструкции из полимерных материалов: учеб. пособие / А. М. Иванов, К. Я. Алгазинов, Д. В. Маргинец. — М.: Высш. школа, 1978. — 239 с.
41. Дмитриев, П. А. Безметаллические деревянные конструкции: учеб. пособие / П. А. Дмитриев, Ю. Д. Стрижаков. — Новосибирск: ИИСИ, 1982. — 80 с.

42. *Котляков, С. В.* Складывающиеся промышленные деревянные конструкции: учеб. пособие / С. В. Котляков. – Новосибирск: ИИСИ, 1982. – 64 с.
43. *Указания по проектированию и расчету строительных конструкций с применением пластмасс.* – М.: Стройиздат, 1963. – 88 с.
44. *Рекомендации по проектированию и расчету конструкций с применением пластмасс.* – М.: Стройиздат, 1969. – 72 с.
45. *Тимошенко, С. П.* Устойчивость упругих систем / С. П. Тимошенко. – М.: ОИЗ-Гостехиздат, 1946.
46. *Гастев, В. А.* Краткий курс сопротивления материалов / В. А. Гастев. – М.: Физматгиз, 1959. – 424 с.
47. *Николевский, А. А.* Статика стержневых систем со сжатыми элементами / А. А. Николевский. – М.: Физматгиз, 1961. – 394 с.
48. *Серов, Е. П.* Применение теории больших прогибов в инженерных расчетах клееных рам / Е. П. Серов // Исследования конструкций из клееной древесины и пластмасс: междуз. темат. сб. тр. № 1 (132) ЛИСИ. – Л., 1977. – С. 29–36.
49. *Серов, Е. П.* Расчет клеенчатых рам с учетом геометрической нелинейности / Е. П. Серов, С. Ю. Табунов. – Л.: ЛИСИ, 1984. – 20 с. деп. в ВНИИС. – № 4732.
50. *СНиП 2.01.07–85**. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
51. *Серов, Е. П.* Проектирование клееных деревянных конструкций: учеб. пособие / Е. П. Серов, Ю. Д. Санников // Ч.1. Проектирование балок и стоек каркасных зданий. – СПб.: СПбГАСУ, 1995. – 140 с.
52. *Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II–25–80).* – М.: Стройиздат, 1986. – 215 с.
53. *Прилепский, Е. А.* Клееные деревянные рамы с нагельными соединениями в карнизном узле / Е. А. Прилепский, Б. А. Степанов, Ю. В. Слищкоухов // Передовой опыт в сельском строительстве: науч.-техн. реферат. сб. ЦНИИЭСельстрой. Вып. 5(157). – Апрельска, 1982. – С. 13–14.
54. *Степанов, Б. А.* Прочность и деформативность нагельных соединений клееных деревянных рам для сельского строительства: автореф. дис. канд. техн. наук / Б. А. Степанов. – М., 1984. – 20 с.
55. *Слищкоухов, Ю. В.* Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: учеб. пособие для вузов / Ю. В. Слищкоухов, И. М. Гуськов, Л. К. Ермоленко и др.; под ред. Ю. В. Слищкоухова. – М.: Стройиздат, 1991. – 256 с.
56. *Гринь, И. М.* Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие / И. М. Гринь, К. В. Джан-Темиров, В. И. Гринь. – Киев: Вища шк., 1990. – 221 с.
57. *СНиП II–23–81**. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
58. *Серов, Е. П.* Учет трансверсальной изотропии клееной древесины при расчете изгибаемых элементов / Е. П. Серов // Облегченные конструкции из древесины, фанеры и пластмасс: междуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. – Л., 1984. – С. 19–30.
59. *Исследование клееных деревянных конструкций с целью их совершенствования путем повышения надежности, снижения материалоемкости и оказания технической помощи в их внедрении.* Отчет НИИР / Ленингр. инж.-строит. ин-т; рук. Г. И. Светозарова. – № ГР 80007116. – Л., 1982. – 328 с.
60. *Попов, В. Д.* Инженерный расчет зубчатого стыка / В. Д. Попов, Е. П. Серов, С. А. Корюнов // Изв. вузов. Лесн. журнал. – 1983. – № 3. – С. 74–78.
61. *А. с. 1728423 СССР, E 04 C 3/12.* Способ изготовления деревянной двухконсольной двустатной балки / Е. П. Серов, А. В. Хаптя, А. Г. Алюян // Оубл. 23.04.92. БИ. №15.
62. *Разработка, исследование и оказание научно-технической помощи по внедрению клееных конструкций с применением водостойкой фанеры и древесины различных пород в сельскохозяйственном строительстве УССР:* отчет о НИР; рук. Е. И. Светозарова, отв. исп. Е. П. Серов. – Л.: ЛИСИ, 1976. – 219 с.
63. *Проценко, К.* Внедряются клефанерные конструкции / К. Проценко, Ю. Енборясов, Е. Светозарова и др. // Сельское строительство. – Киев, 1978. – № 7. – С. 20–21.

64. *Справочник проектировщика промышленных сооружений. Деревянные конструкции* / Под ред. Г. Ф. Кузнецова. – М.: Л.: Стройиздат, 1937. – 955 с.
65. *Светозарова, Е. И.* Опыт проведения испытаний клееных деревянных рам пролетом 18 м / Е. И. Светозарова, Е. П. Серов и др. // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: междуз. темат. науч.-техн. сб. № 2 ЛИСИ. – Л., 1972. – С. 97–114.
66. *Попов, В. Д.* Несущая способность клефанерных рам различных типов / В. Д. Попов, Е. П. Серов, В. О. Шептовецкий // Исследование конструкций из клееной древесины и пластмасс: междуз. темат. сб. тр. № 1(132) ЛИСИ. – Л., 1977. – С. 51–58.
67. *А. с. 234638 СССР, Кл. 37 а, 1/48.* Сопряжение элементов клееных деревянных конструкций / Е. И. Светозарова, Е. П. Серов, В. Д. Попов; опубл. 10.01.69. БИ. № 4.
68. *Светозарова, Е. И.* Конструкции из клееной древесины и водостойкой фанеры. Примеры проектирования: учеб. пособие / Е. И. Светозарова, С. А. Душечкин, Е. П. Серов. – Л.: ЛИСИ, 1974. – 133 с.
69. *Попов, В. Д.* Предложения по механизированному изготовлению клефанерных рам / В. Д. Попов, Е. П. Серов, В. Я. Терсигтис и др. // Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве: тез. докл. Всесоюз. совещ. – М., 1980. – С. 320–323.
70. *А. с. 808893 СССР, Кл. 3.G 01 M 5/00.* Способ испытания изогнутых рамных узлов / Е. И. Светозарова, Е. П. Серов, В. Д. Попов; опубл. 28.02.81. БИ. № 8.
71. *А. с. 395250 СССР, М. Кл. B25 в 11/02.* Устройство для местного сращивания деревянных элементов / Е. И. Светозарова, В. Д. Попов, Е. П. Серов; опубл. 28.12.73. БИ. № 35.
72. *Фесик, С. П.* Справочник по сопротивлению материалов / С. П. Фесик. – Киев, 1970.
73. *Серов, Е. П.* Проблемы совершенствования методов оценки прочности клееных деревянных конструкций / Е. П. Серов // Расчет и компьютерное проектирование деревянных конструкций: материалы Всесоюз. науч.-практ. семинара. – Владимир-Суздаль, 1991. – С. 17–19.
74. *DIN 1052 Holzbauwerke.* Teil 1–2. Ausgabe April, 1988. Beuth: Ernst und Sohn. – 161 s.
75. *Shneider, Klaus-Jürgen.* W140 Bautabellen mit Berechnungshinweisen und Beispielen / Klaus-Jürgen Schneider. – Düsseldorf. – Werner-Verlag, 1988. – S. 9.1–9.50.
76. *Mohler, K.* Versuche mit gekrümmten Brettschichtträgern / K. Mohler, H. Blumer // Berichte aus der Bauforschung, N. 92: Verlag Wjhl. Ernst und Sohn, Berlin, 1974.
77. *Перепечин, И. В.* Теория арок / И. В. Перепечин. – М.: Трансжелдориздат, 1937. – С. 209–215.
78. *Тимошенко, С. П.* Расчет упругих арок; пер. с фр. / С. П. Тимошенко // Гос. НИИ Стройиндустрии и судостроения. – Л.: М., 1933. – С. 111–124.
79. *Гринь, И. М.* Проектирование и расчет деревянных конструкций: справочник / И. М. Гринь и др. – Киев: Будивольных, 1988. – 240 с.
80. *Кормаков, Л. И.* Проектирование клееных деревянных конструкций / Л. И. Кормаков, А. Ю. Валентиновичос. – Киев: Будивольных, 1983. – 151 с.
81. *Санников, Ю. Д.* Проектирование клееных деревянных арок с применением пластмасс: метод. указания / Ю. Д. Санников. – Л.: ЛИСИ, 1990. – 31 с.
82. *Калько, И. К.* К расчету сжатого изгибаемых криволинейного и ломаного очертания / И. К. Калько, А. Б. Шмидт, А. П. Жарков // Перспективные строительные конструкции и технологии: сб. тр. – Барнаул: Алт. политех. ин-т, 1995. – С. 26–30.
83. *Савицкий, Г. М.* Методические указания для студентов заочного обучения по расчету трехшарнирных деревянных арок по деформативной схеме на ЭЦВМ «Наир-2» / Г. М. Савицкий, В. В. Бабанов. – Л.: ЛИСИ, 1977. – 33 с.
84. *Указания по применению деревянных конструкций в условиях химически агрессивной среды.* – М.: Стройиздат, 1966. – 46 с.
85. *Кочетков, Д. А.* Поражение древесины газами / Д. А. Кочетков // Строительная промышленность. – 1935. – № 4.
86. *Соколовский, Б. С.* Деревянные конструкции в строительстве / Б. С. Соколовский. – М.: Стройиздат, 1943. – С. 41–62.
87. *Рекомендации по защите деревянных конструкций, эксплуатируемых в складах минеральных удобрений.* – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1981. – 41 с.

88. *Рекомендации по применению материалов комплексного действия для защиты деревянных конструкций.* – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1982. – 80 с.
89. Санников, Ю. Д. Вариант решения шарнирного узла арки (рамы) с применением полимерных материалов / Ю. Д. Санников // Облегченные конструкции из древесины, фанеры и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. – Л., 1984. – С. 143–150.
90. Коченов, В. М. Экспериментально-теоретические исследования деревянных конструкций / В. М. Коченов // ЦНИИСК. – М.: Л., 1938. – С. 50–209.
91. *Bautabellen für Ingenieure mit europäischen und nationalen Vorschriften / Herausgeben von Klaus-Jürgen Schneider.* 11. Auflage – Düsseldorf. – Werner-Verlag, 1994. B Holzbau nach EC 5 / Bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. Günter Steck. – S. 9.51–9.94.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛОСКИХ СКВОЗНЫХ БЕЗРАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

С развитием вновь созданной отрасли по выпуску КДК в 1981 г. было изготовлено более 140 тыс. м³ клеёных деревянных конструкций (почти в 10 раз больше, чем в 1971 г.). Суммарные мощности предприятий отрасли в 1983 г. составляли 212 тыс. м³, хотя и использовались в среднем на 70%. Потребность же в КДК определялась в 300–350 тыс. м³ [2]. Исходя из плахов и технической политики государства авторы пособия [1] ограничились освещением вопросов проектирования сплошных КДК как конструкций массового выпуска и применения.

При написании в новой редакции пособия возникла необходимость обратить внимание на конструкции из цельной древесины и сквозные системы (раздел III).

ДК из цельной древесины и решетчатые системы, конечно, нельзя отнести к конструкциям массового применения и сейчас, однако в существующих зданиях и сооружениях они часто использовались строителями прежних времен. Во многих памятниках архитектуры страны, и Петербурга в частности, в качестве основных несущих конструкций, перекрывающих свободные пролеты, применялись преимущественно ДК [13–17]. Для междуэтажных перекрытий широко использовались деревянные балки пролетами до 11 м и поперечными сечениями до 300×400 мм. В покрытиях зданий старой застройки чаще применялись сквозные конструкции, многие из которых хотя и называют фермами, но в современном понимании и классификации к таковым не относятся. Это висячие системы на растянутых бабах итальянского зодчего А. Палладио. Сквозные конструкции, за исключением зданий промышленной архитектуры [19], закрывались снизу подвесными потолками. Современные архитекторы перестали бояться открытой обзорности сквозных конструкций даже в общественных и, особенно, спортивных сооружениях. Это повысило конкурентоспособность систем и по величине нагрузок, и по условиям эксплуатации. Вместе с тем, наличие металла в решетчатых конструкциях заметно снижает предел их огнестойкости и долговечность в химически агрессивных средах [20]. Следовательно, на защиту металла требуются дополнительные мероприятия и затраты. Около 70% промзданий находятся в условиях той или иной химической агрессии, весьма перспективными могут быть системы с заменой металлических элементов и деталей на их аналоги из конструкционных пластмасс.

Конкурентоспособность решетчатых конструкций объясняется также возможностью изготовления на строительной площадке. Иными словами, в кризисный период отрасли конструкции построенного изготовления могут оказаться наиболее доступными, особенно для рассредоточенного строительства. Да и в заводских условиях эти системы не потребуют многих агрегатов оборудования, необходимых

для выпуска КДК. Кроме того, техническая литература последних десятилетий обычно не содержит рекомендаций по проектированию устаревших сквозных конструкций из цельной древесины. Так, подробный пример расчета и конструирования треугольных ферм на врубках содержится лишь в книге, выпущенной более полувека тому назад [4]. Краткий расчет фермы приведен в справочнике [5], но в узлах оставлены устаревшие и давно не рекомендуемые скобы. Некоторые типы ферм даже не упоминаются в пособиях и учебниках.

Рассматриваемый класс конструкции самый обширный по своей номенклатуре. Амплитуда его распространения настолько широка, что нет ни одного вида несущих ДК, в которых не было бы возможности применить ту или иную решетчатую систему. Этот класс ДК встречается на практике от простейших подкосно-ригельных конструкций до уникальных пространственных систем, перекрывающих гигантские пролеты. По статическим схемам последние могут быть и распорными, и безраспорными. В них доступна трансформация геометрических параметров и автоматическое управление НДС. Все они обладают рядом особенностей и заслуживают разработки индивидуальных рекомендаций по конструированию и расчету.

В мировом опыте уже имеются апробированные, оправдавшие рациональность и эффективность применения конструкции из единственного самовозобновляемого в природе, экологически чистого и биологически совместимого строительного материала. На основе новейших достижений науки и практики безусловно будут появляться новые наработки, обоснованные с инженерных, технологических, эстетических и экономических подходов и воззрений.

Здесь основное внимание уделено наиболее простым, внешне безраспорным сквозным конструкциям балочного типа – фермам.

Из решетчатых плоских конструкций могут быть сформированы и распорные системы – рамы и арки, однако последние в виде сплошных достаточно подробно рассмотрены во втором разделе.

Современные крупнопанельные металлодеревянные фермы, в том числе типовые, описываются практически в каждом издании последних десятилетий, примеры их проектирования также широко представлены в пособиях и справочниках [4–11]. Были использованы возможности новых материалов, что улучшило инженерные решения конструкций и их узлов. Некоторые типы ферм, разработанные в прошлом веке, но не получившие широкого распространения, не включены в настоящее пособие.

Задача данного раздела пособия научить студентов «узнавать в лицо» как современные конструкции, так и конструкции старых мастеров. Особое внимание целесообразно обратить на проектирование безметаллических – весьма перспективных, а в некоторых случаях незаменимых конструкций.

Глава 14. ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ СКВОЗНЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАЛОЧНОГО ТИПА

14.1. Общая характеристика и классификация ферм

Сквозными конструкциями, к которым относятся фермы, называют такие ДК, в которых мощные разнесенные от нейтрального слоя пояса соединены не сплошной стенкой, как, например, в клефанерных балках, рамах, арках, а решеткой, состоящей из системы стержней – раскосов и стоек. Фермы – это тонкостенные конструкции, в них прекрасно реализуется закон концентрации материала. Как и в тонкостенных КДК, практически вся величина общего изгибающего момента воспринимается поясами, а поперечная сила – решеткой. Благодаря этому материал в системе может быть использован рациональнее, чем в тонкостенных сплошных конструкциях.

При существенном уменьшении расхода материала на элементы решетки по сравнению со сплошной стенкой, особенно с увеличением пролетов, в этих системах появляется необходимость устройства многих узловых соединений решетки с поясами. Кроме потребности тех или иных средств соединения, увеличивается трудоемкость изготовления конструкций. Эти конструкции уступают сплошным и по эстетическим критериям, а в складах сыпучих материалов применение их даже нежелательно, так как элементы решетки являются местом интенсивного скопления пыли. В случае агрессивности продукции, а известно, что около 70 % производств связаны с агрессивной средой, пыль, соединяясь с влагой воздуха, образует кислоты и щелочи нарастающей во времени концентрации. Это пагубно не только для металлических элементов и метизов, но и для древесины. И все же, несмотря на указанные и другие недостатки, решетчатые конструкции являются вполне конкурентоспособными по сравнению со сплошными. Естественно, при проектировании зданий и сооружений выбирать класс и тип конструкций нужно на основе всестороннего обоснования, с учетом и технико-экономических данных.

Наиболее индустриальными и эффективными являются те сквозные конструкции, в которых используются крупноразмерные клеёные элементы, что сокращает и их число, и количество узлов. Элементы больших размеров делают конструкции более огнестойкими. Также рациональны безметаллические системы. Они целесообразны и в агрессивных средах. Металлические элементы и метизы успешно могут быть заменены синтетическими материалами, арсенал которых достаточно большой.

Фермы можно классифицировать по различным признакам в зависимости от конкретных условий эксплуатации сооружения, от местных экономических, сырьевых и технологических возможностей региона. Они являются основным классом всех плоских сквозных конструкций, которые по статической схеме делятся на распорные (рамы и арки) и безраспорные – балочного типа (фермы). Фермы по современным воззрениям классифицируются:

- * по очертанию верхнего пояса (ВП) – треугольные, фермы с параллельными поясами, трапециевидные, многоугольные, сегментные и линзообразные

(табл. 14.1). Последние конструкции имеют криволинейное очертание не только верхнего, но и нижнего пояса (НП), что существенно удорожает конструкции. Их начали проектировать недавно по аналогии с серповидными фермами для распорных конструкций (арок), но не с «выгибом» нижнего пояса, а с «прогибом», заметно увеличивающим длины элементов решетки [21];

- по материалу – из цельной (исоблагороженной) древесины: круглого леса, пиломатериалов – брусьев, брусков и досок, из клеёной древесины, в том числе из фанерных труб, металлодеревянные фермы (практически в каждой конструкции обычно используется металл, однако металлодеревянными принято считать фермы, в которых нижние пояса и растянутые приопорные раскосы выполняются металлическими), фермы с широким применением полимерных материалов различных видов;

- по типу узловых соединений – на лобовых врубках и упорах; на кольцевых или зубчатых шпонках; на стальных цилиндрических нагелях: болтах, гвоздях; на клеестальных шайбах; на зубчато-шиповых клеевых соединениях (обычно элементы решетки вклеиваются в пояса с местной выборкой профиля зуба; с фанерными накладками на гвоздях, на стальных планках и глухарях; на новых современных видах соединений: на гвоздевых планках и узловых болтах, на пластинах типа «Грейт», МЗП, «Ганг-нейл», «Хайдронейл» и др. Первые из них вставляются в пропилены элементов и пробиваются гвоздями, другие – впрессовываются с двух сторон, как гвоздевые плиты [22, 23, 37].

Фермы можно классифицировать и по величине перекрываемых пролетов: малого 9–15 м, среднего 18–24 м и большого > 24 м (до 60–70 м). К примеру, ПИ1 для Северодвинска была запроектирована ферма уникального пролета – 98 м. Усиленная классификация ферм разделяет их на два больших класса: промышленные конструкции и фермы построечного изготовления. В свою очередь, промышленные фермы делятся на две группы: фермы с использованием крупных клеёных блоков и с применением цельной древесины. Те и другие относятся к металлодеревянному.

Современные крупнопанельные металлодеревянные фермы могут быть большепролетными (схемы 1–23 в табл. 14.1). Растянутые элементы в них выполняются обычно из парных уголков.

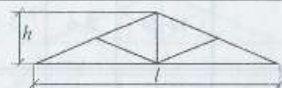
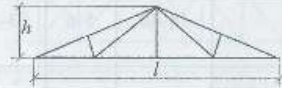
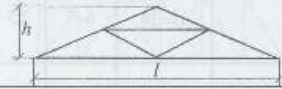
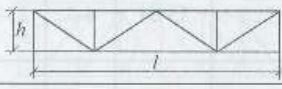






В промышленных фермах системы ЦНИИСК (схемы 9–13 и 31) используются пиленные брусья, в них нет сложных врезок и врубок. В сопряжениях элементов широко используются металлические накладки и вкладыши, так как во всех узлах брусья торцуются под прямым углом. К этой же группе можно отнести фермы с верхним поясом и балок Деревягина (схемы 28–30), а также на гладких кольцевых, зубчатых шпонках и современных соединениях пластинчатой формы (по схемам 32–38).

Ко второй группе конструкций относятся фермы на врубках (схемы 24–27) и дощато-гвоздевые (схемы 32–39). Естественно, на строительной площадке изготавливались и все подвесные конструкции на растянутых бабках системы А. Палладио (схемы 43–45).

Шпренгельные системы могут быть изготовлены как на заводе, так и непосредственно на строительной площадке (схемы 40–42).

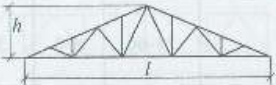
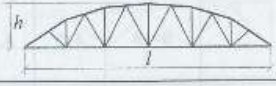
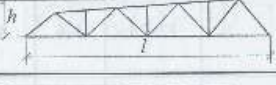





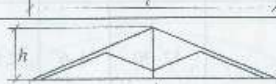

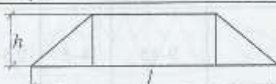

Таблица 14.1

Сквозные деревянные конструкции

Номер схем	Схемы	L, м	l/h	K _{ск}	K _к , %
1		12–18	4–5	3,5–4	20–30
2		12–24	4–5	3,5–4	25–35
3		12–18	4–5	3–3,5	25–35
4		12–24	5–7	3,5–4	25–35
5		12–24	5–7	3,5–4	25–35
6		12–24	5–7	3,5–4	25–35
7		12–24	5–6	2,5–4	30–35
8		12–24	5–6	2,5–4	30–35
9		12–18	4–5	3–4	25–35
10		12–24	5–6	3–5	30–35

11		12-24	5-6	4-6	30-35
12		12-24	5-6	3-5	30-35
13		18-30	5-6	3-5	25-35
14		12-18	6-7	2,5-3,5	25-35
15		15-24	6-7	2,5-3,5	25-35
16		18-30	6-8	3-4	25-35
17		18-36	6-8	3-4	25-30
18		30-60	6-8	3-4	25-35
19		24-66	6-8	3-4	25-35
20		18-36	6-8	3-4	25-35
21		18-42	6-8	3-4	25-35
22		24-60	6-8	3-4	25-35

23		24-66	6-8	3-4	25-35
24		9-18	4-5	4,5-5	15-20
25		12-24	4-6	4-6	15-20
26		12-24	4-6	4-5	15-20
27		12-24	4-6	4-5	15-20
28		9-12	4-5	3,05-4	20-30
29		9-18	4-5	3,5-4	25-35
30		12-24	4-6	2,5-4	25-35
31		12-30	4-6	2,5-4	25-35
32		9-15	4-5	2,5-3,5	3-5
33		9-15	4-5	2,5-3,5	3-5

34		9-18	4-6	2,5-3,5	3-5
35		18-24	6-7	2,5-3,5	3-5
36		15-20	4-6	2,5-3,5	3-5
37		15-20	4-6	2,5-3,5	15-20
38		18-36	5-6	3-4	15-20
39		12-24	5-6	3-4	15-20
40		6-12	4-8	6-8	20-25
41		6-12	4-8	6-8	20-25
42		6-15	4-8	6-8	20-25
43		9-12	4-6	6-8	20-25
44		9-15	4-6	6-8	20-25
45		6-12	4-7	6-8	20-25

14.2. Краткие сведения о развитии деревянных ферм

В мировой строительной практике широко используются фермы различных классов и видов. При обследовании памятников архитектуры приходится встречаться со сквозными конструкциями, которые в последние десятилетия, а иногда и столетия, не применяются. Некоторые из них по существу и не относятся к фермам, хотя их часто так и называют. В первую очередь, к таким конструкциям относятся треугольные или трапециевидные подвесные системы на растянутых бабках. Элементы, называемые нижними поясами, в этих конструкциях являются еще и балками. При достаточно больших пролетах между опорами для этих балок искусственно создаются промежуточные опоры в виде подвесок к растянутым бабкам.

Во многих зданиях к таким конструкциям подвешиваются чердачные перекрытия, а иногда еще и междуэтажные. Так, к двум треугольным системам, установленным под крышей Академии русского балета (зодчий К. И. Росси), подвешены два перекрытия – чердачное и расположенное ниже междуэтажное (над театром Академии). (К сожалению, в конструкциях подобной системы хомуты-подвески между бабками и балкой иногда отсутствуют в эксплуатируемых покрытиях зданий, хотя все признаки их наличия в первоначальном виде имеются, а службы эксплуатации и даже обследователи этого не замечают. Естественно, балки, лишённые промежуточной опоры, получают дополнительные деформации, прогибы при этом обретают запредельные величины.)

Эти системы итальянского зодчего А. Палладио в свое время были крупным достижением, позволяющим заметно увеличить перекрываемые пролеты, по сравнению с обычными бабками, уложенными между двумя опорами. Они, по существу, в работе не отличаются от современных шпренгельных систем с металлической подпружной цепью. Правда, последние фермами называют реже. И те и другие относятся к простейшим комбинированным системам. В эту же группу входят подкосные и ригельно-подкосные системы.

Впервые предложенные в 1799 г. И. П. Кулибиным (1735–1818) многорешетчатые фермы комбинированной системы послужили прототипом целого ряда ферм, в том числе появившихся впоследствии за рубежом (фермы Бурра в 1804 г., фермы Тауна в 1820 г., Америка). Многорешетчатые конструкции с параллельными поясами широко применялись в мостостроении. В 1840 г. Гау были запатентованы фермы, которые существенно были улучшены в 1845–1848 гг. Д. И. Журавским, теоретически и экспериментально показавшим, что тяжи и раскосы, ближайшие к опорам, испытывают бо́льшие усилия, чем те же элементы, расположенные в середине пролета. До метода Д. И. Журавского в Америке назначали поперечные сечения всех раскосов и тяжей одинаковыми. Улучшенные конструкции получили название ферм Гау – Журавского.

Наиболее старыми конструкциями треугольного очертания для промышленных и гражданских зданий являются фермы на врубках из бревен и тесаных брусьев. В первых рационально использовался естественный сбеги ствола. Бревна ориентировались комлевой частью к опорным узлам, где усилия в поясах конструкций

увеличивались. Иногда в соответствии с увеличением внутренних усилий в поясах они конструировались из двух-трех бревен. Общеизвестны примеры перекрытия манежей в Москве и Петербурге. Такими фермами перекрывали значительные пролеты (в московском манеже около 48 м). С развитием лесопиления появились фермы из брусьев и досок. Следует заметить, что биостойкость ферм из пиломатериалов по сравнению с тесаными брусьями уменьшилась, так как при отесывании бревен топором происходило уплотнение волокон древесины в местах перерезания, а после опиливания поверхность брусьев разломачивалась, что создавало лучшие условия для внедрения спор грибов в материал и их прорастания.

Новый виток развития ферм возник в связи с возможностью применения для сильно растянутых элементов конструкций прокатного металла. Он привел к созданию в первой половине XIX в. смешанных металлодеревянных ферм. Это было весьма рационально в фермах из цельной древесины, так как пороки естественного материала, в частности сучки и присучковый косослой, существенно снижали несущую способность растянутых элементов.

Появление дешевых пиломатериалов создало предпосылки для применения, наряду с брусчатыми, дощатых конструкций со свойственными им средствами соединений на гвоздях и дубовых нагелях, а в первой половине XX в. – на кольцевых шпонках и шайбах. Возможность досок и брусков малого сечения легко формировать криволинейные пакеты малой кривизны способствовала созданию дощато-гвоздевых ферм сегментного очертания. Перекрываемые ими пролеты были заметно увеличены за счет повторения формы эпюры балочного изгибающего момента верхним поясом (очертание, близкое к кривой давления от q) и незначительных осевых усилий в решетке конструкции. Последнее позволило легко прикреплять элементы решетки к поясам лишь с помощью обыкновенных проволочных гвоздей, удачно реализуя принцип дробности соединения. Эта же особенность НДС решетки ферм способствовала созданию полей гвоздевого забоя в узлах при внецентричной передаче усилий с элементов решетки на пояса. Кроме того, дощато-гвоздевые фермы наиболее пожароопасны.

Наряду с развитием дощатых конструкций у нас в стране создавались новые формы брусчатых ферм. Так, впервые в 1936 г. были применены крупноблочные фермы Деревягина, который еще в 1932 г. разработал безметалльные брусчатые фермы балки на дубовых пластинчатых нагелях. Применение многослойных дощатых пакетов для элементов ферм способствовало разработке соединений на круглых центровых шпонках. Использовались многие разновидности этого вида соединений: дисковые дубовые, тарельчатые чугунные, гладко-кольцевые стальные, зубчато-кольцевые, когтевые и, наконец, клеестальные шайбы. В настоящее время они не изготавливаются и не применяются, однако в эксплуатируемых зданиях достаточно часто встречаются фермы и другие сквозные конструкции с соединениями на центровых шпонках.

Изобретения синтетических смол и КДК в начале прошлого столетия дали мощный импульс не только сплошным конструкциям, но и сквозным. Появились металлодеревянные фермы из крупных клеёных блоков, многие из которых являются типовыми конструкциями. Размеры панелей в этих конструкциях удалось

увеличить примерно в два раза, что сократило число самих элементов и узлов их сопряжения. Возросли и пролеты ферм. Крупные поперечные сечения элементов повышают и огнестойкость конструкций.

14.3. Основные положения проектирования ферм

Проектирование ферм выполняется в соответствии с требованиями СНиП [24] и начинается с выбора класса и вида конструкции с учетом перекрываемого пролета, технико-экономических данных, архитектурных, производственных и эксплуатационных факторов. Выбор шага конструкций в вариантном проектировании необходимо выполнять с учетом ограждающих конструкций, так как расход материалов на элементы покрытия и подвесного потолка существенно зависит от расстояния между фермами и достигает 75 % от общей материалоемкости покрытия.

На выбор основного варианта конструкции сильно влияют возможности производственной базы. Следует помнить, что клеёные блоки для ферм могут быть изготовлены только в специализированных цехах, оснащенных сушилами, линией сращивания досок по длине, прессовым и другим специализированным оборудованием. Кроме того, в цехе должны быть лаборатория по приготовлению клеев и специалисты, способные не только склеивать, но и проверять качество клеев и готовой продукции. Немаловажно и то, что вид гидроизоляционного слоя в проектируемом здании зависит от принятой конструкции. Для сегментных, полигональных, пятиугольных и трапециевидных форм пригодна рулонная кровля, а для треугольных ферм можно укладывать асбестоцементные листы, стеклошифер, стальную, черепичную и другую кровлю с уклонами до 1/4–1/3.

Пролеты ферм массового изготовления, указанные в табл. 14.1 для уникальных сооружений, могут быть увеличены. Шаг ферм колеблется от 0,5 до 6 м. Фермы из отдельных досок с узлами на МЗП и других нагельных пластинах устанавливаются с самыми малыми расстояниями. Все остальные обычно имеют шаг от 2 до 6 м. Высота ферм измеряется в середине пролета между осями поясов и назначается, главным образом, из условия жесткости конструкции. Для треугольных ферм она принимается в пределах 1/5...1/4 пролета. Для всех остальных – 1/7...1/6. Относительная высота ферм с очертанием верхнего пояса, близким к кривой давления (при равномерной нагрузке) и при малом количестве узловых соединений и стыков может быть уменьшена до 1/8. При этом следует оценить деформативность конструкции (см. п. 14.4).

Наиболее ответственные элементы ферм – пояса, особенно растянутые деревянные, для которых используется первосортный и отборный лесоматериал либо металлические профили. Следует помнить, что отказ конструкции происходит из-за любого наиболее слабого звена – узла или элемента.

С точки зрения надежности особого внимания требуют опорные узлы и стыки растянутых поясов. Не следует проектировать узлы и стыки элементов с соединениями на связях различной податливости, а также стыки, в которых часть верхней соединена непосредственно, а часть – через промежуточные элементы и соединения. Кроме постановки гладких цилиндрических нагелей в узлах и стыках

элементы ферм должны быть стянуты болтами (не менее 25 % количества нагелей), а составные стержни на податливых связях стягиваются и между узлами. Диаметр стяжных болтов следует принимать по расчету, но не менее 12 мм. Шайбы должны иметь размер сторон или диаметр не менее $3,5d$ и толщину не менее $0,25d$.

Стыкование сжатых элементов выполняется простым лобовым упором с накладками на болтах и гладких цилиндрических нагелях. Так как жесткость элементов в стыках резко уменьшается, эти стыки должны быть как можно ближе к узлам или в узлах, раскрепленных связями жесткости. Стыки растянутого нижнего пояса можно выполнять либо в середине длины панели, либо в середине пролета с обязательной оценкой прочности с учетом ослаблений, концентраций напряжений и возможных эксцентриситетов.

Площадь поперечного сечения нетто деревянных несущих элементов ферм должна быть не менее 50 см^2 , а также не менее половины полной площади сечения брутто при симметричном ослаблении и $0,67$ – при несимметричном ослаблении. В растянутых элементах стыки могут быть как сомкнутыми, так и разомкнутыми, когда торцы стыкуемого элемента раздвинуты на необходимое расстояние. Это способствует лучшему использованию длины лесоматериала и решению узлов с пропуском в свободное пространство примыкающих элементов решетки.

В настоящее время уже отработана технология склеивания длинномерных брусков из толстого шпона со стыкованием отдельных слоев на ус в разбежку. Этот материал высокой однородности и прочности в перспективе целесообразно использовать в нижних поясах и растянутых элементах ферм без стыкования, что повысит надежность и предел огнестойкости конструкций.

Оси всех элементов обычно центрируются в узлах ферм, однако в дощато-гвоздевых фермах сегментного очертания из-за малости усилий в решетке допускается внецентренное присоединение решетки. Узловой изгибающий момент определяется как произведение равнодействующей в элементах решетки на ее плечо относительно оси пояса.

Всем фермам придается строительный подъем, равный не менее $1/200$ пролета. Он осуществляется переломом нижнего пояса в местах его стыков – в третях или в середине пролета. При этом высота фермы в середине пролета не должна быть меньше требуемой минимальной величины. В фермах пролетом более 30 м одна из опор проектируется со специальными подвижными устройствами.

В зданиях с химически агрессивными средами все стальные элементы и крепежные детали должны быть защищены от коррозии, либо полностью заменены на изделия из конструкционных полимерных материалов, имеющих высокую стойкость к химическим воздействиям.

Статический расчет ферм выполняется в предположении шарнирного закрепления всех элементов в узлах, а одна из опор, как в балках, принимается подвижной. Внутренние продольные усилия определяются обычно по стандартным программам на ПЭВМ, однако инженер должен владеть методами строительной механики и, в частности, построением диаграмм Максвелла – Кремоны или методом вырезания узлов. При этом нагрузки считаются приложенными в узлах ферм. Рекомендуется

рассматривать схему загрузки половины пролета фермы единичной нагрузкой. Все остальные сочетания фактических нагрузок рассматриваются в табличной форме с помощью грузовых коэффициентов уже без построения диаграмм. Местные изгибающие моменты определяются позднее с учетом конкретных инженерных решений узлов и фактической схемы приложения нагрузок. Ветровая нагрузка при расчете ферм обычно не учитывается. К деревянным фермам не рекомендуется подвешивать технологическое оборудование.

Местные изгибающие моменты с внеузловым приложением нагрузок к верхнему поясу (ВП) вызывают краевые напряжения, большие чем от продольной силы N , особенно в крушопанельных фермах. Поэтому в фермах с прямолинейными верхними поясами по аналогии с арками используется инженерный прием уменьшения расчетного момента в середине пролета панели за счет передачи N с эксцентриситетом e (см. рис. 12.3). При пролетах панелей, обычно не превышающих 6 м, приопорная зона клеёных блоков не имеет той опасности выхода материала в предельное состояние, которая возникает в блоках треугольных арок типа МДА пролетами 18 м и более (см. п. 12.3). При проектировании узлов ВП таких ферм не рекомендуется назначать эксцентриситет передачи N более чем $0,2$ высоты поперечного сечения h . Также необходимо учитывать дополнительные касательные напряжения по формуле (12.11) или по методике [21], п. 5.29. Кроме того, величина изгибающего момента в узлах N_e треугольных ферм без решетки (по мнению авторов это даже не фермы, в которых решетка обычно воспринимает поперечную силу, а арка типа МДА, очерченная по кривой давления от сосредоточенной силы в середине пролета) не должна превышать 25 % балочного момента в середине панели, а для остальных ферм – 40 %.

В фермах с криволинейным ВП узлы конструируются без эксцентриситетов, так как уменьшение изгибающего момента в середине пролета панели достигается за счет действия N на элемент с выгибом, причем плечо пары f изменяется от 0 до максимума с увеличением балочного момента от узла до середины пролета панели.

Оценка прочности и устойчивости элементов ферм производится по известным формулам расчета деревянных стержней [24] или по методике, изложенной в п. 8.7 настоящего пособия. Расчетная длина сжатых элементов решетки принимается равной расстоянию между центрами узлов ферм. Для разрезного ВП расчетная длина l_r равна фактической длине панели. В неразрезном ВП l_r для крайних панелей равна $0,8$, а для средних панелей – $0,6$ длины панели. При расчете ВП на устойчивость из плоскости изгиба l_p принимается равной расстоянию между распорками. Следует помнить, что в качестве распорок элементы ограждающих конструкций (панели, шиты, прогоны) могут служить лишь при надежном прикреплении к ВП и к жестким дискам горизонтальных связей. В реальных конструкциях, как и в проектах, иногда отсутствуют бобышки, прибаваемые к прогонам снизу. Именно они обеспечивают раскрепления ВП из плоскости.

Вертикальными связями фермы объединяются попарно. При нечетном количестве ферм в покрытии для раскрепления «одинокой» фермы связи устанавливаются попарно между тремя фермами без перерыва.

Достаточно удобно классифицировать все связи в каркасных зданиях на три основные группы:

- вертикальные и горизонтальные связевые (ветровые) фермы, опоясывающие поперечник здания и обеспечивающие устойчивость всего каркаса;
- связи (чаще вертикальные), обеспечивающие устойчивость (плоскую форму деформирования) отдельных конструкций;
- связи, обеспечивающие местную устойчивость элементов конструкций.

К последним относятся, например, ребра жесткости тонкостенных конструкций, бобышки, прибиваемые к лицеву прогонов, косо забитые гвозди, непосредственно соединяющие прогоны с несущей конструкцией. В трехслойных панелях ограждения к этой же группе связей относится средний слой (утеплитель) при надежном сцеплении его с верхней сжатой обшивкой.

14.4. Определение деформаций ферм с учетом податливости соединений

Во времена массового применения деревянных конструкций в отечественном строительстве и, в частности, ферм выполнялись и многочисленные их испытания [25]. Результаты испытаний (табл. 14.2) показывают, что при соблюдении указанных в нормах соотношений между высотой ферм и их пролетом, а также качественном изготовлении конструкций средние деформации при расчетных нагрузках заметно меньше строительного подъема нижнего пояса $\frac{1}{200}l$. Если же учесть, что деформативность конструкций оценивается не при расчетных, а при нормативных нагрузках, прогибы окажутся еще меньше. В условиях эксплуатации ферм до 6 лет относительная величина прогиба не превышала $\frac{1}{280}l$. И лишь при разрушающих нагрузках в конструкциях этого класса накопившиеся прогибы приближались к величине строительного подъема. Испытания современных металлодеревянных ферм кратковременной нагрузкой показали, что их прогибы под нормативной нагрузкой составляли 1/1000...1/1250, а перед разрушением — 1/200...1/300 пролета.

Отсутствуют рекомендации и в нормативной литературе [24]. Вместе с тем, в отдельных случаях оценка деформативности конструкций этого класса становится не только целесообразной, но и обязательной. К таким конструкциям следует отнести фермы при реконструкции: с подвесным потолком, декорированным лепными украшениями, и росписями выдающихся мастеров прошлых веков, а также при разработке новых конструкций.

Вследствие большого количества узлов взаимных примыканий элементов податливость сопряжений еще в большей степени, чем в сплошных конструкциях, сказывается на величине суммарных деформаций — прогибов сквозных ДК. Величина остаточного прогиба существенно зависит и от качества производства работ. При небрежном выполнении и неплотных сопряжениях остаточные деформации под эксплуатационной нагрузкой могут значительно превысить величину упругой составляющей

Таблица 14.2

Средние значения деформаций при испытаниях ферм различных типов с соблюдением рекомендуемых соотношений высоты и пролета

Вид воздействия нагрузки. Типы конструкций	Относительный прогиб, f/l		
	при расчетной нагрузке	при двойной расчетной нагрузке	при разрушающей нагрузке
При испытании ферм (с замером деформаций после загрузки их при выдерживании под нагрузкой в течение нескольких суток):			
— на гладких колышевых шпонках	1/500–1/600	—	1/200
— на зубчатых шпонках	1/900	—	1/130
— дощато-гвоздевых сегментных	1/600–1/800	1/260–1/370	1/185–1/205
В фермах на гладких шпонках, пробывших в эксплуатации от двух до трех с половиной лет и находящихся в удовлетворительном состоянии	1/335–1/360	—	—
В дощато-гвоздевых сегментных фермах, пробывших в эксплуатации от двух до шести лет и находящихся в удовлетворительном состоянии	1/280–1/300	—	—

Точные расчеты суммарных перемещений сквозной конструкции с учетом упругих и неупругих деформаций представляет ряд трудностей вследствие недостаточной изученности всех отдельных составляющих. Для приближенного определения прогиба можно воспользоваться простой обобщенной формулой

$$f = f_q + f_n, \quad (14.1)$$

где f — общий суммарный прогиб фермы;
 f_q — деформации элементов конструкции от нагрузки;
 f_n — деформация от податливости узловых соединений.

$$f_q = \sum_1^n \frac{N_i N_{pi} l_i}{E_i F_i}, \quad (14.2)$$

где N_{pi} — усилие в i -м элементе системы от $P = 1$, приложенной в узле фермы по направлению искомого перемещения этого узла (обычно в середине пролета фермы);

N_i — усилие в i -м стержне от действующей нагрузки;
 E_i — модуль упругости материала i -го стержня;
 F_i — площадь сечения i -го стержня;
 l_i — длина i -го элемента.

В СНиП [24] нормированы деформации местной податливости Δ_n некоторых видов соединений при полном использовании их несущей способности:

- на лобовых врубках и торец в торец — 1,5 мм,
- на нагелях всех видов — 2,0 мм,
- в примыканиях поперек волокон — 3,0 мм,
- в клеевых соединениях — 0.