

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

В.М. Вдовин

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЛЕЕДОЩАТЫХ И КЛЕЕФАНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, БАЛОК, АРОК И РАМ

Рекомендовано Редсоветом университета
в качестве учебного пособия для студентов,
обучающихся по направлению
08.03.01 «Строительство»

Пенза 2016

УДК 624.011.1

ББК 38.5я73

В25

Рецензенты: кандидат технических наук, профессор, генеральный директор ООО «Союз-проект», В.С. Абрашитов;
кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции» В.Н. Карпов (ПГУАС)

Вдовин В.М.

В25 Конструкции из дерева и пластмасс. Проектирование клеедощатых и клеефанерных конструкций, балок, арок и рам: учеб. пособие. – Пенза: ПГУАС, 2016. – 208 с.

Приведены основные положения по конструктивному расчету клееных деревянных балок, арок и рам, рекомендации по их автоматизированному проектированию с использованием ЭВМ. Излагается методика расчета, подбора поперечных сечений, проверки несущей способности и жесткости клеедощатых и клеефанерных конструкций. Даны примеры проектирования и расчета клеедощатых арок, гнутой клееной рамы и рамы из прямолинейных клеедощатых элементов, клеедощатой и клеефанерных балок с плоской и волнистой фанерной стенкой и клеефанерной гнутой рамы.

Учебное пособие подготовлено на кафедре строительных конструкций и предназначено для использования студентами направления подготовки 08.03.01 «Строительство», изучающими дисциплину «Конструкции из дерева и пластмасс», при курсовом и дипломном проектировании. Пособие может быть использовано и инженерами-проектировщиками.

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2016

© Вдовин В.М., 2016

ПРЕДИСЛОВИЕ

индустриальных деревянных конструкций путём рассмотрения практических примеров проектирования клеёнощитых и клеёфанерных балок, арок и рам. Цель пособия заключается в необходимости дать практические рекомендации в разъяснении отдельных положений действующих норм на примерах расчёта и проектирования конкретных видов клеёных конструкций. Пособие состоит из двух частей – проектирование клеёнощитых конструкций и проектирование клеёфанерных конструкций. К каждой части даются краткие теоретические обоснования в виде рекомендаций по конструированию и расчёту рассматриваемых конструкций, после чего рассматриваются конкретные практические примеры проектирования их. Из клеёнощитых конструкций рассмотрены примеры проектирования клеёной балки, стойки, арки, гнутоклеёной рамы и рамы из прямолинейных элементов. Во второй главе рассмотрены практические примеры проектирования клеёфанерных балок с плоской и волнистой стенкой и гнутой клеёфанерной рамы.

Рассмотренные практические примеры проектирования несущих клеёных деревянных конструкций помогут студентам строительных вузов при выполнении ими курсовых и дипломных проектов, а также позволят проектировщикам расширить возможности ознакомления с методами конструирования и расчета индустриальных деревянных конструкций с целью более масштабного их применения в практике строительства.

Предлагаемое учебное пособие позволит выпускникам вуза:

знать основные свойства древесины и пластмасс как конструкционного материала; нормативную базу в области проектирования и расчета по определенным состояниям; основы отечественных и зарубежных строительных норм;

уметь проектировать основные типы деревянных конструкций, оценивать величины действующих нагрузок и определять надежные сечения элементов несущих конструкций;

владеть методами автоматизированного проектирования, навыками получения расчетных характеристик материалов древесины и пластмасс и пользоваться ими в конкретных расчетах.

ВВЕДЕНИЕ

Появление водостойких синтетических клеев оказало большое влияние на развитие клеёных деревянных конструкций, а также на производство листового материала в виде водостойкой строительной и бакелизированной фанеры.

Склеивание древесины позволяет не только получить монолитные конструкции различных форм и размеров при ограниченных размерах сортамента пиломатериалов, но и придать ей повышенную прочность, надёжность и долговечность путем выбраковки дефектных мест и пороков при изготовлении конструкций. Наличие таких достоинств открывает практически неограниченные возможности для производства и применения несущих конструкций в виде различного рода клеёнощитых балок, рам, колонн, элементов ферм, оболочек. Масштабы их применения в строительстве зависят лишь от технологических возможностей изготовления, а также технических и эксплуатационных требований проектируемого здания или сооружения. Экономические соображения в ряде случаев отходят на второй план, поскольку древесина во многих регионах нашей страны является местным строительным материалом, причем материалом "живым", так как её объем нарастает ежегодно в естественных условиях. Учитывая при этом высокие эстетические свойства древесины и возможность получения большого многообразия архитектурных форм, клеёные деревянные конструкции могут быть вне конкуренции при проектировании таких зданий, как выставочные павильоны, торговые центры, спортивные комплексы, крытые катки, ангары, и многих других.

Повышенная материалоемкость сплошных клеёнощитых конструкций, выполняемых обычно в виде многослойного пакета из досок, может быть снижена применением водостойкой строительной фанеры,

т.е. применением клеефанерных конструкций, склеенных из досок и фанеры.

Благодаря ценным техническим свойствам фанеры обеспечивается широкая возможность применения её в ограждающих и несущих строительных конструкциях: при изготовлении панелей стен, покрытий и перекрытий, несущих конструкций – балок, арок, рам, косяков кружально-сетчатых сводов и куполов. Склеенная в виде различных профилей (уголков, швеллеров, труб) фанера с успехом применяется при изготовлении сквозных стержневых конструкций – ферм, арок и т.п. Большие возможности открываются для применения фанеры при возведении цилиндрических резервуаров, сводов кругового очертания, оболочек двойной кривизны, складок, а также в качестве опалубки для изготовления железобетонных конструкций. Производство фанеры и области её применения в строительстве в нашей стране и за рубежом из года в год расширяются. Вместе с тем, увеличивается и производство клеефанерных конструкций.

Однако в настоящее время вопросы проектирования и расчета клеефанерных конструкций не нашли достаточно полного освещения в существующей нормативной и технической литературе.

Цель настоящего пособия – оказать помощь студентам и инженерам при проектировании современных и перспективных видов конструкций, выполненных с применением клеёной древесины и водостойкой фанеры. В пособии освещается ряд вопросов, не нашедших отражение в СНиП П-25-80 [1], но вызывающих трудности не только у студентов, но и у специалистов, занимающихся проектированием деревянных конструкций.

Глава 1.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЛЕЕДОЩАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Общая характеристика клееных деревянных балок, арок и рам

Наиболее простой конструктивной формой несущих пролетных конструкций являются балки. Они просты в изготовлении, удобны при транспортировке, монтаже, благодаря повышенной массивности долговечны, огнестойки и более надежны в эксплуатации. Однако они являются менее рациональными по расходу материалов, поскольку при всех прочих одинаковых условиях в них возникают значительно бóльшие усилия, чем в конструкциях других типов. Поэтому клеёные балки обычно эффективны при перекрытии пролетов, не превышающих 18-24 м.

Клееные деревянные арки и рамы являются более эффективными как с экономической, так и с эстетической точек зрения. Они имеют широкий диапазон применения к зданиям и сооружениям различного назначения. Арочные и рамные конструкции используются в покрытиях производственных, складских, зрелищных, выставочных, спортивных, общественных и других зданий и сооружений как больших, так и малых пролетов.

Арки и рамы являются распорными конструкциями. Наличие распора уменьшает расчётные изгибающие моменты в них по сравнению с моментами балочных конструкций, что в свою очередь приводит к уменьшению рабочих сечений, а следовательно, к снижению расхода материалов. Распор может быть воспринят фундаментами или стальными затяжками, которые в случае необходимости могут размещаться в конструкции пола или перекрытия.

Основные схемы клеёных деревянных балок, арок и рам, применяемых в строительстве, приведены в табл. 1, 2, и 3.

Конструктивную основу балок, арок и рам составляет клеёная древесина, представляющая собой многослойный пакет склеенных между собою досок. Помимо общих достоинств (таких, как монолитность, повышенная прочность, долговечность, огнестойкость и др.), которыми располагает клеёная древесина, использование её в балках, арках и рамах позволяет снизить материалоемкость конструкций путем изменения высоты сечения в соответствии с эпюрой изгибающих моментов, что в ряде случаев вызывает технологические трудности при изготовлении. Но в связи с возросшим уровнем цен на материалы в целом это приводит к снижению стоимости конструкций. В современном отечественном строительстве изменение высоты поперечного сечения обычно выполняют в балочных и трехшарнирных

рамных конструкциях, где эпюра изгибающих моментов по их длине подвержена большей неравномерности.

Таблица 1

Основные схемы клеодоцатых балок и их характеристики

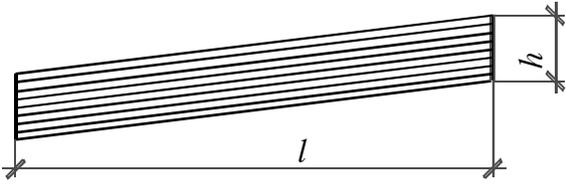
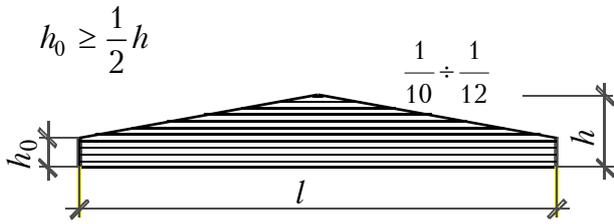
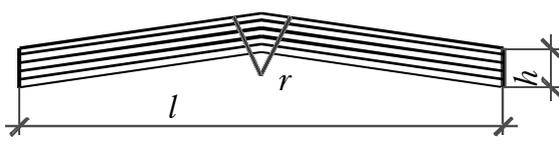
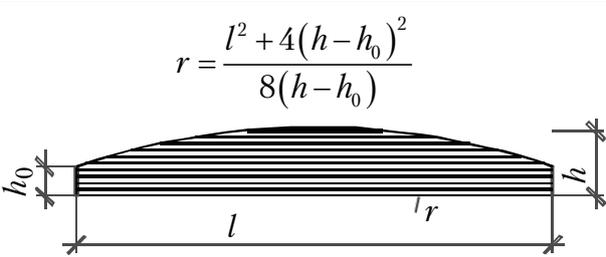
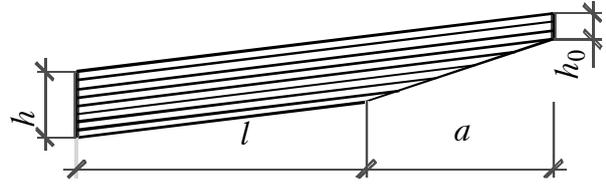
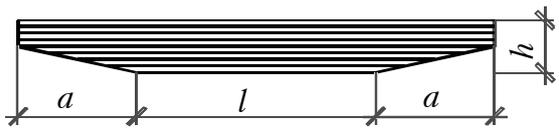
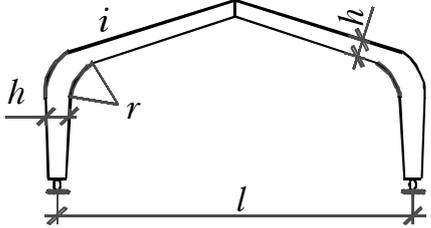
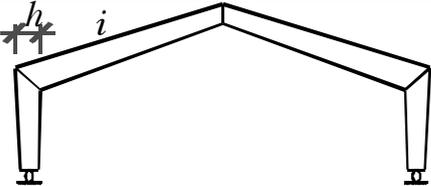
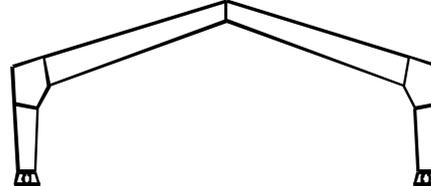
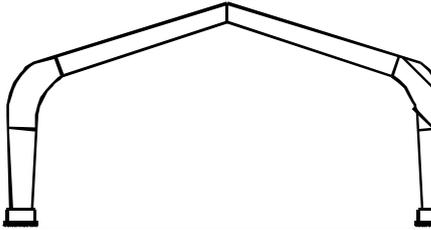
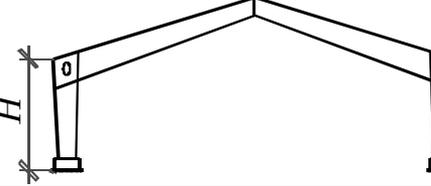
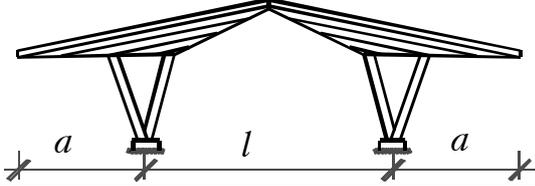
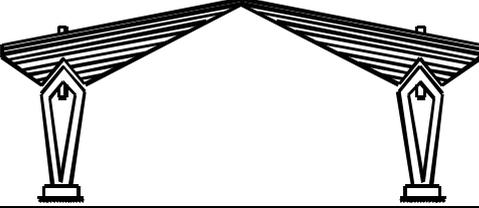
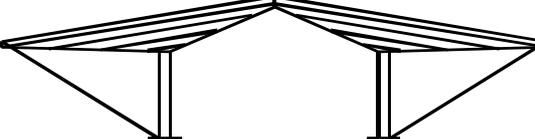
Номер схемы	Схема	$l, \text{ м}$	$\frac{h}{l}$	$K_{с.в}$
1		9-12	$\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$	4-6
2	$h_0 \geq \frac{1}{2}h$ 	2-24	$\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$	5-6
3		9-24	$\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$	4-5
4	$r = \frac{l^2 + 4(h - h_0)^2}{8(h - h_0)}$ 	9-24	$\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$	5-6
5		9-18	$\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$	4-6
6		9-18	$\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$	4-6

Таблица 2
Основные схемы клеодощатых арок и их характеристики

Номер схемы	Схема	$l, \text{ м}$	$\frac{f}{l}$	$\frac{h}{l}$	$K_{\text{с.в}}$
1		12-30	$\frac{1}{4} - \frac{1}{7}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{40}$	2,5-4,0
2		12-40	$\frac{1}{2} - \frac{1}{3}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	2-4
3		12-40	$\frac{1}{2} - \frac{1}{3}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	2-4
4		30-100	$\frac{1}{5} - \frac{1}{7}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	2-4
5		12-100	$\frac{1}{4} - \frac{1}{8}$	$\frac{1}{40} - \frac{1}{50}$	2-4
6		15-100	$\frac{1}{2} - \frac{2}{3}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	2-4

Таблица 3

Основные схемы клееных рам и их характеристики

Номер схемы	Схема	$l, \text{ м}$	$\frac{h}{l}$	$K_{с.в}$
1		18-36	$\frac{1}{25} - \frac{1}{40}$	4-5
2		12-24	$\frac{1}{15} - \frac{1}{35}$	5-7
3		12-24	$\frac{1}{15} - \frac{1}{35}$	5-7
4		18-30	$\frac{1}{20} - \frac{1}{30}$	4-5
5		12-24 $H > 4,0 \text{ м}$	$\frac{1}{15} - \frac{1}{25}$	5-7
6		15-36 $a=6-12$	$\frac{1}{20} - \frac{1}{30}$	6-8
7		12-18	$\frac{1}{15} - \frac{1}{35}$	5-7
8		12-30	$\frac{1}{20} - \frac{1}{30}$	5-8

Переменность высоты сечений может быть достигнута либо распиловкой ранее склеенного прямолинейного пакета постоянной высоты (для рам), либо путем плавного обрыва досок с общим уклоном 1:5–1:7 (для балок и рам). Возможна опиловка ступенчатых элементов изнутри рамы или сверху балки для придания им трапециевидной формы. Уклон одной кромки относительно другой в таких элементах допускается не более 15%. В дощатоклеёных гнутых рамах допускается ступенчатое изменение высоты сечения с одной или двумя ступенями по длине ригеля, как более технологичное и менее трудоемкое.

Клеёные деревянные арки могут быть запроектированы двух- и трехшарнирными. При пролетах до 30 м предпочтение следует отдавать двухшарнирным, так как такие арки могут быть изготовлены из одного гнутого клеёного элемента. При больших пролетах из условия изготовления и транспортировки арка собирается из двух или более гнутых элементов. В таких случаях её следует проектировать трехшарнирной.

Очертание арок принимается, как правило, круговым, описанным по дуге окружности из одного или двух центров. В последнем случае арки называют стрельчатыми (см. табл.2, схема 6). Стрельчатые арки применяют в покрытиях помещений большой высоты, близкой к $1/2$ – $1/3$ пролёта с опиранием на фундаменты. Целесообразно применять в двухскатных покрытиях арки треугольного очертания, выполненные из двух наклонно поставленных клееных балок (см. табл.2, схемы 2 и 3). Такие арки просты в изготовлении, хотя и требуют большего расхода материалов по сравнению с арками кругового очертания.

Простота изготовления, надежность и экономичность арок способствуют применению их в покрытиях различных зданий пролетом от 12 до 60 м и более.

Клеёные деревянные рамы рекомендуется проектировать однопролётными трехшарнирными. Рамы типа 1-5 (см. табл.3) собираются из целых полурам заводского изготовления. Рамы типа 6-7 (см. табл.3) поставляются заводами в виде клеёных прямолинейных элементов (ригелей, стоек, подкосов), которые собираются в полурамы или целые рамы на месте строительства.

Рамная система типа 8 (см. табл.3) представляет собой "само-напрягаемую" конструкцию. Она позволяет регулировать усилия путём натяжения подкоса таким образом, что можно примерно уравнивать моменты в ригеле, на опоре и в пролете. Усилия в элементах рам зависят от длины консоли ригеля, угла наклона подкоса и жесткости элементов ригеля и затяжек.

Клеещитые балки, арки и рамы могут быть выполнены прямоугольного и двутаврового поперечных сечений (рис. 1). Преимущество следует отдавать прямоугольному, как более простому в изготовлении.

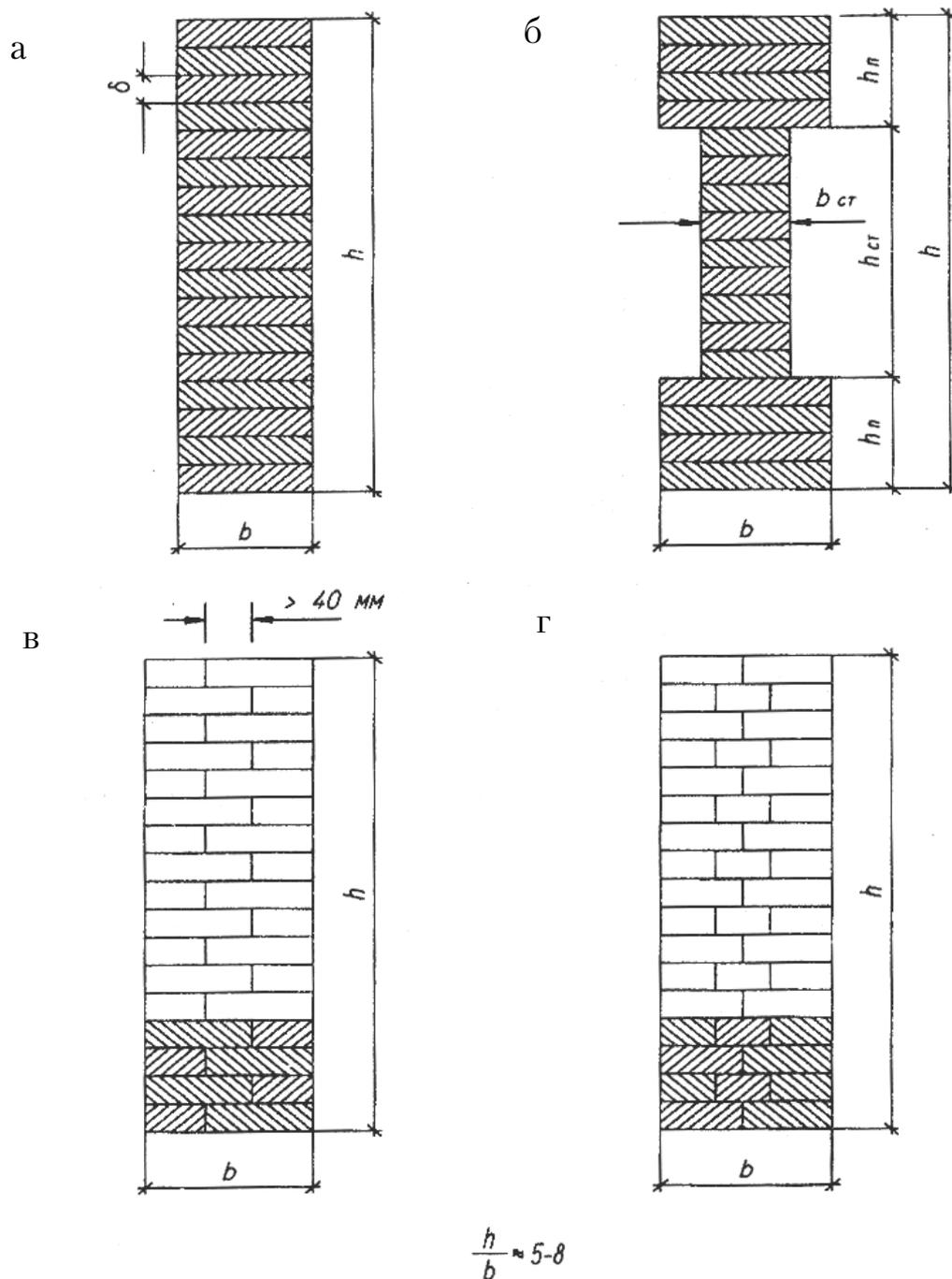


Рис. 1. Поперечные сечения арок и рам

Для склеивания арок с радиусом кривизны r более 15 м и прямолинейных рам используют доски толщиной δ не более 50 мм. Для криволинейных элементов с радиусом кривизны менее 15 м толщину доски принимают из условия отношения $\frac{\delta}{r}$ не более чем $\frac{1}{150}$ и, кроме того, не более 40 мм.

Для склеивания клеодощатых гнутых рам (табл.3, схема 1) применяют доски толщиной не более 25 мм и не более $1/150 r$.

Ширина досок обычно принимается равной 150, 175, 200, но не более 225 мм (размеры даны для нестроганных досок по сортаменту ГОСТ 24454-80). При необходимости получить ширину сечения более 220 мм доски склеивают по ширине. Стыки досок в этом случае выполняют "впритык" с разбежкой в соседних слоях на величину не менее 40 мм (см. рис.1).

По длине доски стыкуются до изготовления конструкции на "зубчатый шип".

Влажность древесины склеиваемых досок должна быть не более 15 %. До процесса склеивания доски должны быть остроганы по всем 4-м сторонам. Уменьшение размеров сечения досок за счёт строжки необходимо учитывать в дальнейшем при расчётах конструкций.

2. Проектирование клеёных балок

2.1. Назначение основных размеров

Клеодощатые балки могут применяться для перекрытия пролетов до 24 м. Однако при пролетах свыше 18 м, ввиду большой материалоемкости и технологических трудностей при изготовлении, лучше применять вместо них арки или сквозные конструкции (фермы).

Поперечное сечение балок может быть принято прямоугольным или двутавровым (см. рис.1). Более технологичным является прямоугольное. Высота сечения балок постоянной по длине пролета l жесткости (схемы 1, 4, 5 и 6, табл.1) принимается в пределах $(1/10-1/12) l$, а для балок переменной жесткости – $(1/8-1/10)l$. Окончательная высота балок принимается исходя из целого числа досок, принимаемых для склеивания, поэтому до назначения основных размеров сечения необходимо выбрать размеры досок по сортаменту для изготовления балок. Высота сечения балок на опорах (для схем 2 и 3 табл.1) получается исходя из уклона верхнего пояса, но она должна быть не менее половины высоты сечения в середине пролета.

Ширина сечения b принимается равной ширине доски, но не менее 120 мм (из условия минимальной ширины опорной части ограждающих конструкций покрытия). При больших пролетах ширина сечения балки может получаться путем склеивания досок (см. рис. 1, в и г). В этом случае она будет равна суммарной ширине досок.

Длина консолей для балок, выполняемых по схемам 5 и 6 табл. 1, назначается исходя из технологических требований проектируемого здания, однако нежелательно принимать её более чем $0,35l$ (из условия равенства изгибающих моментов в балке в пролёте и над опорой).

2.2. Расчёт балок

Расчёт клеёнощитых балок ведётся как балок цельного сечения, но с введением коэффициентов m_δ , $m_{\text{сл}}$, $m_{\text{гн}}$, учитывающих соответственно абсолютную высоту клеёнощитого пакета (m_δ), толщину склеиваемых досок ($m_{\text{сл}}$) и кривизну досок ($m_{\text{гн}}$) (для балок по схеме 4 табл. 1). Значения этих коэффициентов принимаются по табл. 7, 8 и 9 СНиП П-25-80 [1].

Для балок постоянной жёсткости опасным является сечение с максимальным изгибающим моментом M_{max} . Проверка прочности производится по формуле

$$\frac{M_{\text{max}}}{W} \leq R_{\text{и}} m_\delta m_{\text{сл}} m_{\text{гн}}, \quad (1)$$

где W – момент сопротивления сечения балки;

$R_{\text{и}}$ – расчетное сопротивление древесины изгибу.

Для двухскатных балок по схеме 2 табл.1 опасное сечение находится на расстоянии x от опоры:

$$x = \frac{lh_{\text{оп}}}{2h}. \quad (2)$$

В этом случае изгибающий момент в опасном сечении

$$M_x = \frac{qx}{2}(l-x)$$

и проверку прочности выполняют по формуле

$$\frac{M_x}{W_x} \leq R_{\text{и}} m_\delta m_{\text{сл}} m_{\text{гн}}, \quad (3)$$

где W_x – момент сопротивления сечения балки, отстоящего на расстоянии x от опоры.

В балках с круговым очертанием верхнего пояса (схема 3, табл. 1) для определения опасного сечения аналитического выражения нет, поэто-

му в таких балках прочность проверяется по формуле (3) в нескольких сечениях по длине пролета.

Для высоких балок необходимо выполнить проверку прочности по касательным напряжениям в опорных сечениях по формуле

$$\tau = \frac{QS}{Jb} \leq R_{\text{ск}} m_{\text{сл}}, \quad (4)$$

где Q – поперечная сила в проверяемом сечении;

S – статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

J – момент инерции всего сечения ;

b – ширина сечения;

$R_{\text{ск}}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию (принимается по [8, табл.4] как для клеёной древесины).

Для балок прямоугольного сечения, с учетом того, что максимальные касательные напряжения в сечении действуют по нейтральной оси, формула (4) принимает вид

$$\frac{1,5Q}{hb} \leq R_{\text{ск}} m_{\text{сл}}. \quad (5)$$

При отношении $\frac{h}{b} > 4$ и отсутствии раскреплений по верхнему поясу балки необходимо помимо прочности проверить устойчивость плоской фермы деформирования по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \varphi_{\text{м}} R_{\text{м}},$$

где M – максимальный изгибающий момент в балке;

W – момент сопротивления сечения с наибольшей высотой;

$\varphi_{\text{м}}$ – коэффициент устойчивости, подсчитываемый по формуле

$$\varphi_{\text{м}} = 140 \frac{b^2}{l_{\text{р}} h} K_{\text{ф}};$$

здесь $l_{\text{р}}$ – расчетная длина, равная расстоянию между точками раскрепления верхнего пояса балки из плоскости (при отсутствии раскреплений $l_{\text{р}}=l$);

$K_{\text{ф}}$ – коэффициент, учитывающий форму эпюры изгибающих моментов в балке, принимается по [1, табл.2] (для параболической эпюры $K_{\text{ф}}=1,13$).

Проверку прогибов балки производят по формуле

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (8)$$

при этом прогиб балки подсчитывают с учётом влияния поперечных сил и переменности высоты поперечного сечения по формуле

$$f = \frac{f_0}{K_{\text{ж}}} \left(1 + \alpha \frac{h^2}{l^2} \right), \quad (9)$$

где f_0 – прогиб, подсчитываемый от действия поперечной нагрузки;

α – коэффициент, принимаемый по [1, табл. 3], учитывает влияние поперечных сил на величину прогиба;

$K_{\text{ж}}$ – коэффициент, принимаемый по [1, табл. 3], учитывает переменность высоты сечения балки (при постоянной высоте $K_{\text{ж}}=1$).

3. Проектирование клеёных арок

3.1. Назначение основных размеров

Для пологих арок стрела подъёма f принимается не менее $1/6 l$ (l – пролет) и только при соответствующем технико-экономическом обосновании может быть уменьшена до $1/7$ – $1/8 l$. Для стрельчатых арок с передачей распора на фундамент стрела подъёма принимается в пределах $1/3$ – $2/3 l$ (чаще всего – $1/2 l$). Геометрическая ось стрельчатых арок определяется из условия обеспечения заданного внутреннего габарита помещения, при этом стрела подъёма f_1 полуарок кругового очертания принимается не менее $1/15 l_1$ (l_1 – длина хорды полуарки).

Для арок из прямолинейных балочных элементов (табл.2, схема 1) основные габаритные размеры назначаются такими же, как и для арок из криволинейных (круговых) элементов.

Поперечное сечение арок может быть принято прямоугольным и двутавровым (см. рис.1). Предпочтение отдаётся прямоугольному сечению. Высоту поперечного сечения арок всех типов рекомендуется назначать от $1/30 l$ до $1/50 l$. Поскольку арки в основном выполняются постоянной высоты сечения по всей длине, то эту высоту следует откорректировать, исходя из целого числа склеиваемых досок.

Размер сечения b принимают равным ширине доски (с учётом строжки), если оно по ширине формируется из одной доски (см. рис.1, а). Если же сечение по ширине состоит из нескольких досок (см. рис.1, в), то b равно их суммарной ширине.

Другие размеры арок (радиусы кривизны, длина хорды, длина дуги, угол раскрытия и т.д.) подсчитываются при геометрическом расчёте (п.3.3.1), исходя из назначенных величин l, f, l_1 и f_1 .

3.2. Конструкции узлов

Основные узловые соединения трёхшарнирных арок – опорные и коньковые шарниры. В большепролётных арках, длина полуарок которых превышает 25-30 м, а также в двухшарнирных арках предусматривают жёсткие монтажные стыки, а в арках с затяжками – стыки затяжек и узлы крепления подвесок.

Опираие арок на фундаменты может осуществляться путём непосредственного упора их в металлическую закладную деталь, а также с применением плиточных и валиковых шарниров (рис. 2). Узлы с плиточными и валиковыми шарнирами используются для арок больших (более 30 м) пролётов. Они позволяют обеспечить шарнирность узлу и осуществить чёткую передачу усилий в узле при относительно больших сечениях арок.

Плиточные и валиковые опорные шарниры, а в равной степени и упоры арок располагают на наклонных поверхностях фундаментов, как правило, перпендикулярно оси арки.

Опорные и коньковые узлы арок с затяжками (рис. 3) могут быть выполнены при помощи трёх конструктивных решений:

- 1) путём упора в металлическую деталь узла (на опорах) или полуарок друг в друга (в коньке) (рис. 3, а, б, в, г);
- 2) с применением валиковых шарниров (рис. 3, д);
- 3) с применением плиточных шарниров (рис. 3, е).

Первый вариант применяется при пролётах арок до 30 м, поскольку с увеличением пролёта возрастает высота сечения арки, которая не позволяет выполнить узлы, отвечающие всем требованиям проектирования здания.

При выполнении узлов круговых арок все элементы строго центрируются. Во всех случаях в коньковых узлах должны быть поставлены боковые накладки – деревянные на болтах или стальные на глухарях (болтах). Узлы треугольных арок изготавливают аналогично узлам круговых арок, но при этом рекомендуется опирание полуарок на опоры и в коньке выполнять с эксцентриситетами, опирая их лишь нижней частью сечения. Возникающие при этом изгибающие моменты от эксцентричного действия продольной силы в узлах имеют обратный знак по отношению к моментам от внешних нагрузок, что

приводит к уменьшению величины расчётного изгибающего момента в арке. Узлы арок показаны на рис. 3,в и 3,г.

В арках с затяжками пролетом более 30 м одна из опор устраивается подвижной.

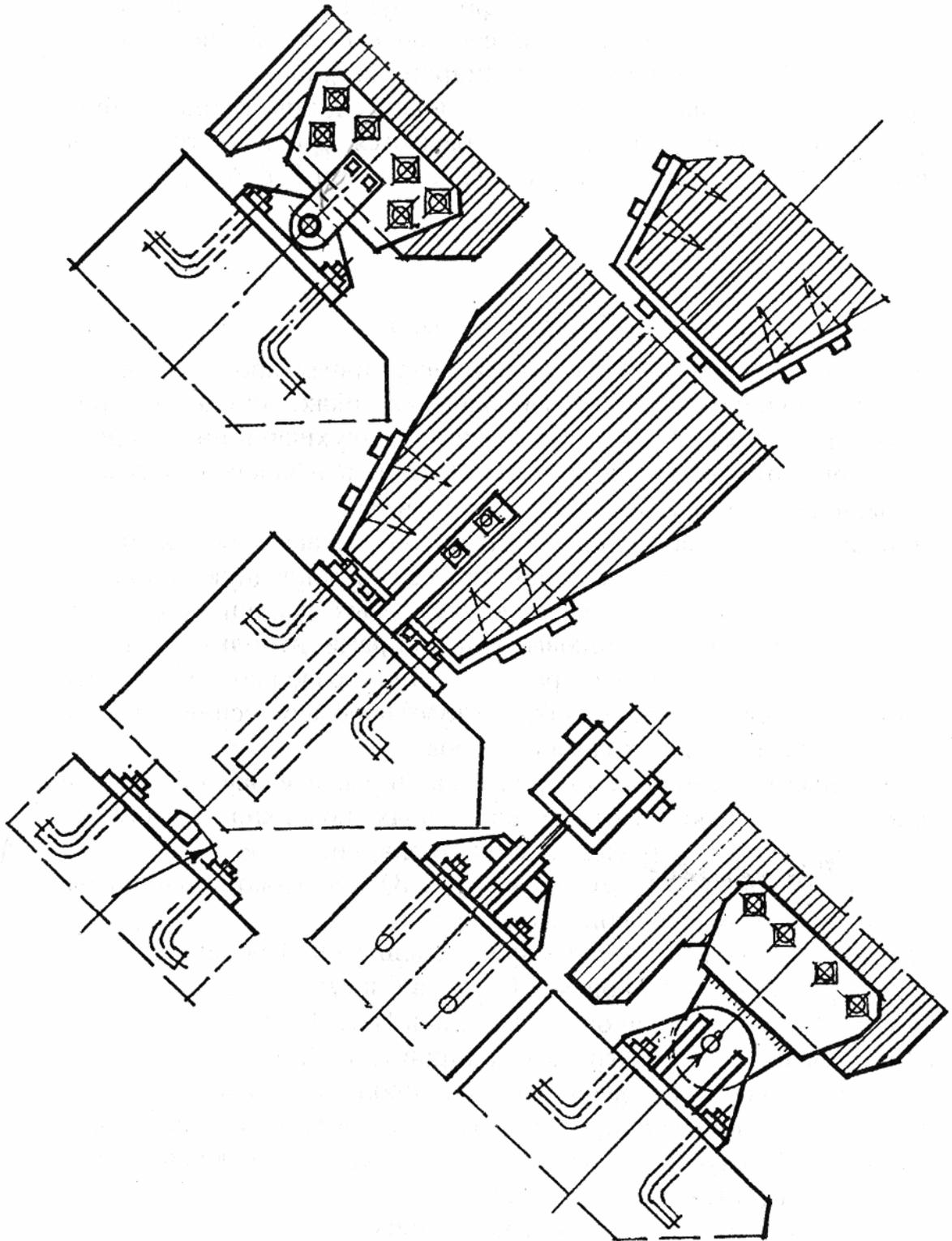


Рис. 2. Опираие арок на фундаменты

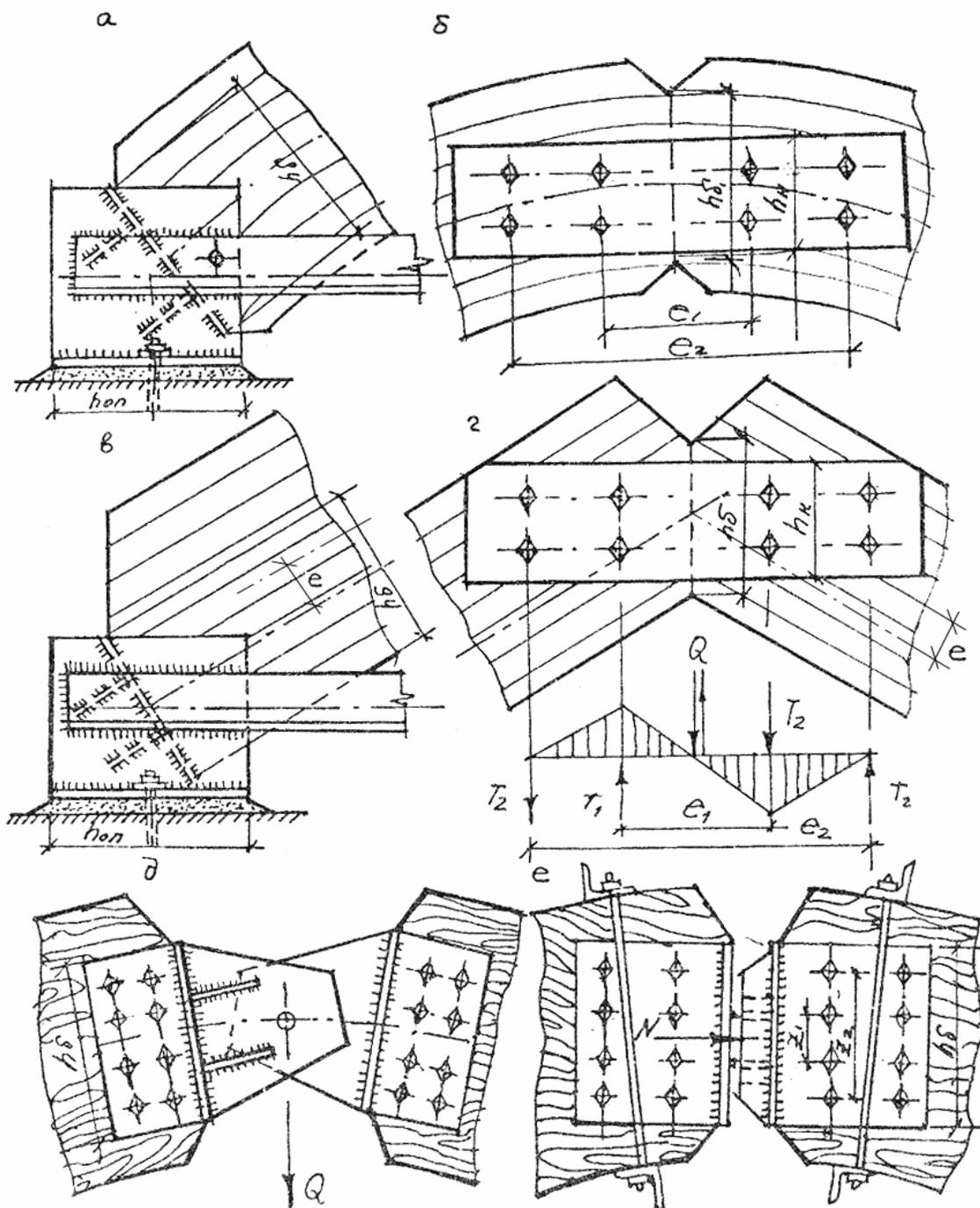


Рис. 3. Узлы арок с затяжками

3.3. Расчет арок

3.3.1. Выбор расчетной схемы. Статический расчет

Трёхшарнирные арки являются статически определимыми системами, поэтому определение усилий в них не вызывает каких-либо трудностей, хотя в целом весь статический расчёт связан с большой вычислительной работой. Для уменьшения трудоёмкости вычислений статический расчёт удобнее выполнять на ЭВМ. Некоторые рекомендации на этот счёт даны в п.5.

Весь статический расчёт целесообразно вести в следующей последовательности:

- 1) выбор геометрической схемы;
- 2) подсчёт нагрузок и выявление характера их действия;
- 3) определение усилий в сечениях и составление сводной таблицы усилий.

Выбор геометрической схемы. За геометрическую схему, а в равной степени и за расчётную схему арки принимают линию, соединяющую центры тяжести сечений, т.е. геометрическую ось арки. С этой целью, следовательно, необходимо предварительно задаться высотой сечения арки (п.3.1) и, учитывая, что по всей длине арка выполняется постоянной высоты, сделать уточнение в размерах расчетного пролёта l и стрелы подъема f .

Для арки с затяжкой геометрический расчёт сводится к следующему (рис. 4).

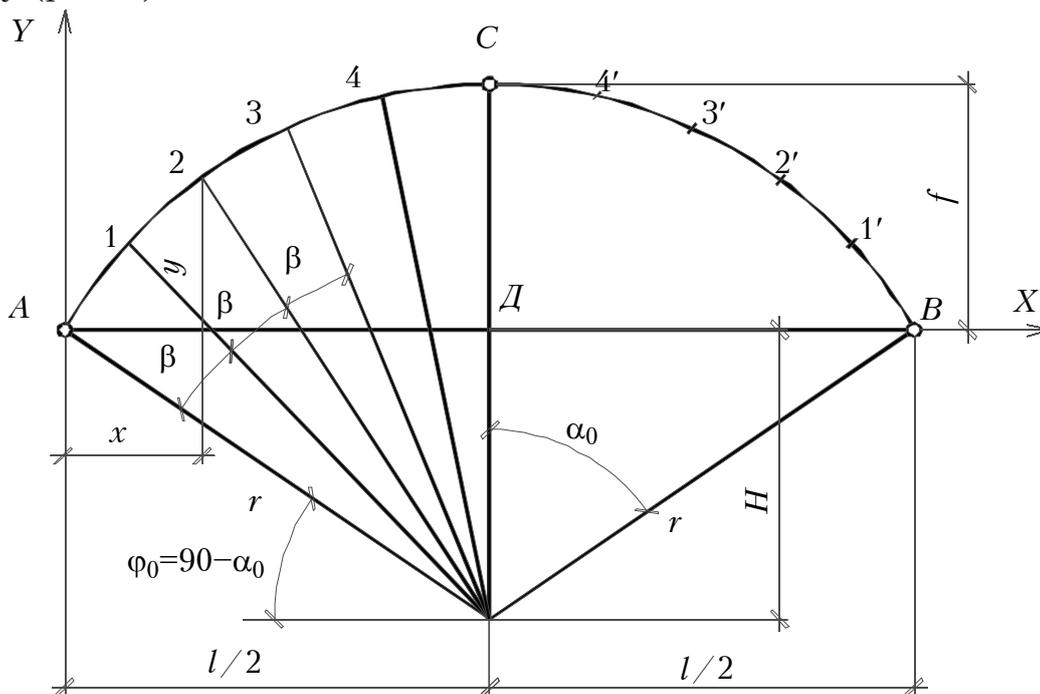


Рис. 4. Геометрическая схема арки с затяжкой

При известной величине пролета l и принятой стреле подъёма f (например, $f = l/6$) радиус кривизны r арки кругового очертания определяется по формуле

$$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}. \quad (10)$$

Центральный угол раскрытия α_0 полуарки вычисляется по формуле

$$\alpha_0 = \arcsin \frac{l}{2r}.$$

Длина дуги арки S определяется выражением

$$S = \frac{\pi r 2\alpha_0}{180^\circ}. \quad (11)$$

Уравнение дуги окружности при условии, что начало координат находится в т.А, имеет вид

$$Y = \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} - (r - f). \quad (12)$$

По выражению (12) подсчитывают координаты всех точек, в которых определяются значения усилий M , Q и N в арке. Как правило, эти точки (не менее 8-10) по длине арки назначает сам расчётчик, задаваясь величиной x .

Координаты сечений арки можно также подсчитывать, задаваясь величиной угла β , по формулам

$$\begin{aligned} x &= \frac{l}{2} - r \cos \varphi_n; \\ y &= r \sin \varphi_n - H, \end{aligned} \quad (12a)$$

где $\varphi_n = \varphi_0 + n\beta$ (n – номер рассматриваемого сечения).

Если арка имеет стрельчатое очертание, то в геометрическом расчёте при известных размерах l и f необходимо найти следующие величины (рис. 5):

– длину хорды полуарки

$$l_1 = \sqrt{f^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}; \quad (13)$$

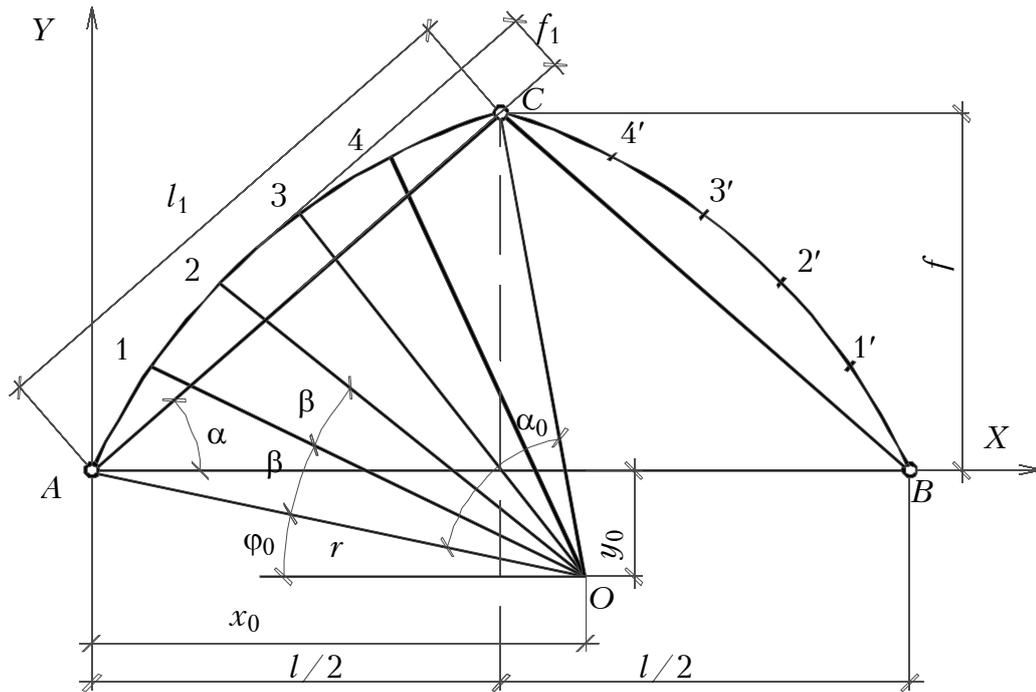


Рис. 5. Геометрическая схема стрельчатой арки

– стрелу подъёма полуарки (задаются)

$$f_1 \geq \frac{1}{15} l_1;$$

– длину полуарки

$$S = \sqrt{l_1^2 + \frac{16}{3} f_1^2}; \quad (14)$$

– радиус кривизны оси полуарки

$$r = \frac{l_1^2 + 4f_1^2}{8f_1}; \quad (15)$$

– центральный угол раскрытия полуарки

$$\alpha_0 = \arcsin \frac{l_1}{2r}; \quad (16)$$

$$\beta = \frac{\alpha_0}{n} \quad (n - \text{число сечений});$$

– угол наклона хорды полуарки к горизонту

$$\alpha = \arctg \frac{2f}{l};$$

– угол наклона радиуса, проходящего через опору арки:

$$\varphi_0 = 90^\circ - \alpha - \frac{\alpha_0}{2}. \quad (17)$$

Координаты центра кривизны оси полуарки (при выбранном начале координат на левой опоре):

$$x_0 = r \cos \varphi_0; y_0 = r \sin \varphi_0. \quad (18)$$

При подсчитанных выше величинах координаты расчётных сечений арки при $0 \leq x \leq \frac{l}{2}$ можно определить по формулам:

$$x_n = x_0 - r \cos \varphi_n; y_n = r \sin \varphi_n - y_0, \quad (19)$$

где $\varphi_n = \varphi_0 + n\beta$ (n – номер рассматриваемого сечения).

Подсчет нагрузок. Нагрузки, действующие на арку, подразделяются на постоянные и временные.

К постоянным нагрузкам относятся собственный вес арки и вес покрытия. Собственный вес арок подсчитывают по формуле

$$q_{c.в}^H = \frac{q^H + p^H}{\frac{1000}{K_{c.в}} - 1}, \quad (20)$$

где q^H и p^H – соответственно постоянная (вес покрытия) и временная (снег) нагрузки, действующие на арку;

$K_{c.в}$ – коэффициент собственного веса (задаётся в пределах 2-4 для арок (см. табл. 2)).

Временными нагрузками являются снеговые и ветровые, которые подсчитываются в соответствии с [3] в зависимости от района строительства и очертания контура здания.

При подсчёте снеговых нагрузок, независимо от количества рекомендуемых [3] схем загрузки арки, необходимо учесть действие снега на половину пролета слева и справа, а также по всему пролету.

Ветровые нагрузки должны быть подсчитаны для всех типов арок. С целью облегчения расчёта круговых арок на действие ветровой нагрузки круговое очертание арки можно заменить треугольным, которое получается путём замены дуг полуарок стягивающими их хордами.

Определение усилий. Целью статического расчёта арок является определение внутренних усилий M , Q и N . Для этого по всей длине арки намечаются сечения (обычно 8-10), отстоящие, как правило, на одинаковом расстоянии друг от друга (задаются либо одинаковым Δx , либо одинаковым углом β). Для принятых сечений определяют координаты x_n и y_n по формулам (12), (12а), (19). Результаты вычислений координат желательно свести в табличную форму.

В целях уменьшения трудоёмкости вычислений при расчёте арки на действие равномерно распределённых нагрузок от собственного

веса, веса покрытия и снега рекомендуется вначале определить M , Q и N во всех сечениях от действия нагрузки $q=1$, равномерно распределённой на половине пролёта, например слева (рис. 6).

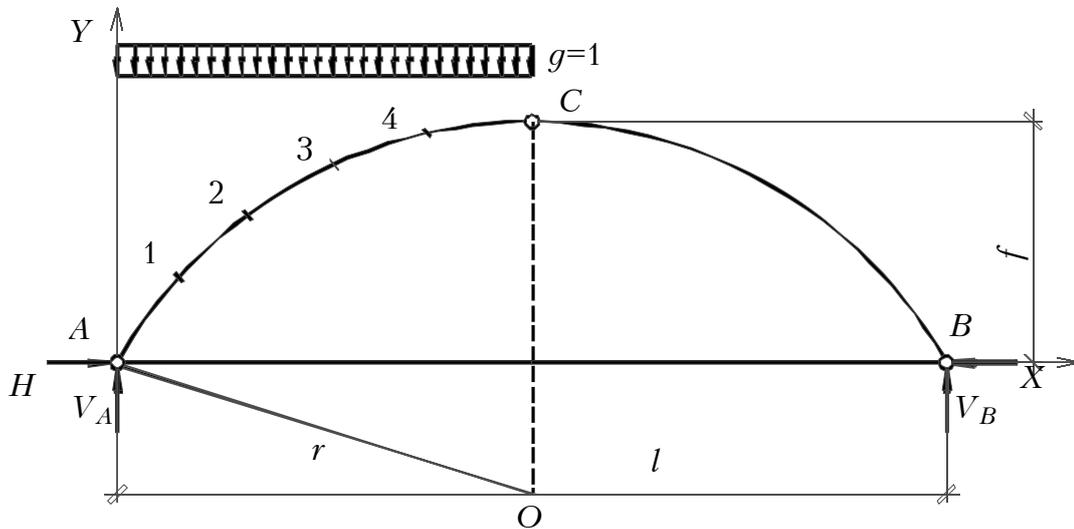


Рис. 6. Расчётная схема арки

В этом случае опорные реакции равны:

$$V_A = \frac{3}{8}ql; \quad V_B = \frac{1}{8}ql, \quad \text{а распор } H = \frac{ql^2}{16f}.$$

Усилия в произвольном сечении x определяются по формулам:

– при $0 \leq x \leq l/2$

$$M_x = V_A x - \frac{qx^2}{2} - HY = M_0 - HY;$$

$$Q_x = (V_A - qx) \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n = Q_0 \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n; \quad (21)$$

$$N_x = (V_A - qx) \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n = Q_0 \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n$$

– при $l/2 \leq x \leq l$

$$M = V_B (l - x) - HY;$$

$$Q_x = V_B \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n;$$

$$N_x = V_B \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n.$$

Вычисления по формулам (21) желательно производить в табличной форме. Усилия \overline{M} , \overline{Q} , \overline{N} от односторонней единичной нагрузки необходимо определять во всех сечениях арки, т.е. для левой и правой полуарок.

По подсчитанным значениям \overline{M} , \overline{Q} , \overline{N} необходимо построить эпюры усилий с целью выяснения правильности произведённых вычислений.

Из подсчитанных значений усилий \overline{M} , \overline{Q} , \overline{N} можно сравнительно легко получить величины усилий от действия единичной нагрузки на правом полупролёте и по всему пролёту, а по ним и усилия от фактических нагрузок q и p .

При действии нагрузки в виде треугольника (снег), а также изменяющейся по более сложному закону (ветер), порядок расчёта сохраняется. Усилия V_A , V_B , M_0 и Q_0 в этом случае подсчитываются как в свободной балке пролётом, равном l , нагруженной заданной нагрузкой. Распор пологих двухшарнирных арок при стреле подъема до $l/4$ разрешается определять как и в трехшарнирных.

Результатом статического расчёта сплошной арки должно явиться определение расчётных усилий M , Q и N с учётом основных сочетаний нагрузок с коэффициентами сочетания $\psi_1=1$ и $\psi_1=0,9$. Определение расчётных усилий производится в табличной форме. Формы таблиц приводятся ниже в примерах проектирования.

3.3.2. Конструктивный расчёт

Перед началом конструктивного расчёта необходимо иметь назначенные ориентировочные размеры поперечного сечения арки, уточнённого и согласованного со стандартными размерами досок. Для принятого сечения подсчитывают геометрические характеристики A , W , S и I .

Сечение арки проверяется на усилия, возникающие при самом невыгодном сочетании нагрузок. Опасным являются сочетания, вызывающие в сечении наибольший изгибающий момент.

Проверка прочности сечения производится по формуле

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{\xi W} \leq R_c m_\delta m_{cl} m_{гн} = R'_c \quad (22)$$

где N, M – расчётные усилия в проверяемом сечении, соответственно продольная сила и изгибающий момент;

A, W – соответственно площадь и момент сопротивления проверяемого сечения;

R_c – расчётное сопротивление древесины сжатию;

$m_\delta, m_{cl}, m_{гн}$ – коэффициенты условия работы, учитывающие абсолютную высоту клеёного пакета, толщину склеиваемых досок и наличие гнутья досок, которые принимаются по [1, табл. 7, 8, 9];

ξ – коэффициент, подсчитываемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{N_k}{\varphi R'_c A}; \quad (23)$$

здесь N_k – продольная сила в ключевом шарнире;

A – площадь брутто сечения с максимальной высотой;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}. \quad (24)$$

Гибкость λ арки следует подсчитывать по расчётной длине, которая принимается равной:

– для двухшарнирных арок при симметричной нагрузке

$$l_0 = 0,35S,$$

где S – длина дуги арки;

– для трёхшарнирных арок при симметричной нагрузке

$$l_0 = 0,58S;$$

– для двухшарнирных и трёхшарнирных арок при несимметричной нагрузке

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

где α – центральный угол полуарки, рад;

– для стрельчатых арок с углом перелома в ключе более 10° для всех видов нагрузок

$$l_0 = 0,5S.$$

При расчёте трёхшарнирных арок на несимметричную нагрузку расчётную длину допускается принимать равной

$$l_0 = 0,58S.$$

Арки, имеющие относительно большую высоту сечения ($\frac{h}{b} > 5$), должны быть рассчитаны на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\frac{N}{\varphi_y R'_c A_{\text{бр}}} + \left(\frac{M}{\xi \varphi_M R'_H W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1, \quad (25)$$

где $A_{\text{бр}}$, $W_{\text{бр}}$ – соответственно площадь и момент сопротивления брутто с максимальными размерами сечения на рассматриваемом участке;

- $n=2$ – для элементов без закрепления растянутой кромки из плоскости деформирования;
- $n=1$ – для элементов, имеющих такие закрепления;
- φ_y – коэффициент продольного изгиба из плоскости арки, определяемый как для центрально-сжатого элемента по формуле (24) для участка элемента с расчётной длиной l_p ;
- φ_M – коэффициент, определяемый как для изгибаемого элемента по формуле

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p h} K_\Phi, \quad (26)$$

где l_p – расстояние между опорными сечениями элемента (расчетная длина l_0), а при раскреплении сжатой кромки элемента из плоскости – расстояние между точками раскрепления;

K_Φ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по [1, прил.4, табл.2].

При наличии в арке на участке l_p закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента M кромки коэффициенты φ_M и φ_y необходимо умножить соответственно на коэффициенты $K_{ИМ}$ и $K_{ИН}$, которые подсчитываются по формулам:

$$K_{ИМ} = 1 + \left[0,142 \frac{l_p}{h} + 1,76 \frac{h}{l_p} + 1,4\alpha_p - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1};$$

$$K_{ИН} = 1 + \left[0,75 + 0,142 \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \frac{l_p}{h} - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (27)$$

где α_p – центральный угол, определяющий участок l_p , рад;

m – количество точек раскрепления.

Расчет арок на устойчивость из плоскости производится по формуле

$$\frac{N_k}{A} \leq \varphi_y R'_c, \quad (28)$$

где N_k – сжимающая сила в ключевом шарнире;

φ_y – коэффициент продольного изгиба, подсчитываемый по расчётной длине $l_y = B$ (B – расстояние между точками раскрепления арки из плоскости, т.е. между связями).

Обычно этим расчетом пользуются для того, чтобы назначить или проверить уже существующий шаг постановки связей в покрытии.

3.3.3. Расчёт узлов

Важным этапом расчёта арок является расчёт опорного и конькового узлов. Детальный расчёт узлов зависит от их конструкции и действующих в них усилий, поэтому ниже приводится лишь схема расчёта некоторых конструкций узлов, приводимых на рис. 2 и 3.

В узле (см. рис. 3, а, в) рассчитываются:

а) торец арки на смятие, высота упорной плиты h_6 (при этом она принимается не менее 0,3-0,5 высоты сечения арки);

б) упорная плита вместе с приваренными к ней рёбрами жёсткости на изгиб, как свободнолежащая балка на двух опорах с пролётом, равным расстоянию между щеками башмака;

в) опорная плита на изгиб от действия напряжений смятия под плитой (предварительно определяются размеры опорной плиты $h_{оп}$ и $b_{оп}$ из условия восприятия опорной реакции);

г) сварные швы, прикрепляющие упорную плиту к щекам, щёки к опорной плите и затяжкам.

В узле (см. рис. 3, е) следует рассчитать:

а) стальной плиточный шарнир на смятие от действия продольной силы N ;

б) торец арки на смятие в месте опирания её в упорную плиту башмака (высота башмака h_6 принимается не менее 0,3-0,5 высоты сечения арки);

в) упорную плиту башмака на изгиб от действия напряжений смятия в торце арки;

г) сварные швы, крепящие плиточный шарнир и щёки башмака к упорным плитам, на действие поперечной силы Q в узле и изгибающего момента $M=Qe$, где e – эксцентриситет приложения силы Q по отношению к рассматриваемому шву;

д) болты, прикрепляющие башмак к арке. Расчёт болтов ведется по равнодействующему усилию максимально нагруженного болта от действия перерезывающей силы Q и момента $M=Qe$ по формуле

$$N_6 = \sqrt{\left(\frac{MZ_{\max}}{n_6 \sum Z_i}\right)^2 + \left(\frac{Q}{m_6}\right)^2} \leq T_6^{\min}, \quad (29)$$

где n_6 – количество болтов в крайнем горизонтальном ряду;

m_6 – общее количество болтов в башмаке;

T_6^{\min} – несущая способность одного болта со стальными накладками.

Узел с валиковым шарниром (см. рис. 3, д) рассчитывается так же, как и предыдущий узел. Размеры шарнира находятся из условия рабо-

ты его на срез и на изгиб, толщина щёк – из условия работы их на смятие под валиком.

В узле (см. рис. 3, б и г) рассчитывают:

а) торец арки на смятие по размерам $b \times h_6$;

б) накладки на изгиб по изгибающему моменту $M = Q \frac{e_1}{2}$;

в) болты по формулам:

$$\begin{aligned} T_1 &= Q \frac{e_2}{e_2 - e_1} \leq n'_6 m T^{\min}; \\ T_2 &= Q \frac{e_1}{e_2 - e_1} \leq n''_6 m T^{\min}, \end{aligned} \quad (30)$$

где T^{\min} – наименьшая несущая способность одного среза одного болта;

n''_6, n'_6 – количество болтов, соответственно во втором и в первом рядах;

m – количество срезов болтов;

e_1, e_2 – размеры по рис. 3, г.

4. Проектирование клеёных рам

4.1. Назначение основных размеров

Для рам типа 1–5 (см. табл.3) габаритные размеры (пролёт 12–36 м, высота стоек 2,6–4,5 м) назначаются из условия перевозки, для рам типа 6–8 высота стоек не ограничивается, а пролёты принимаются обычно равными 12–24 м. При двухконсольных рамах (см. схемы 6, 8) с большим вылетом консоли допускается увеличивать пролёт до 36 м.

Для всех типов рам уклон ригеля принимается в пределах $1/4$ – $1/3$.

Клеедощатые рамы, так же, как и арки, могут быть выполнены прямоугольного и двутаврового поперечных сечений (см. рис.1). Преимущество следует отдавать прямоугольному, как более простому в изготовлении.

Радиус кривизны r клеедощатых гнутых рам (см. табл.3, схема 1) в карнизном узле принимается 2-4 м. При этом отношение $\frac{r}{\delta}$ (δ – толщина склеиваемых досок) должно быть не менее 150.

Высота поперечного сечения ригеля в карнизном узле принимается в пределах $(1/15$ – $1/30) l$.

Для гнуто-клеёных рам эта высота уточняется, исходя из целого числа досок, принятых для склеивания. Для других рам этого можно не делать, так как элементы ригеля и стоек в них изготавливают путем распиловки клеедощатых заготовок постоянной высоты.

Высота сечения ригеля в коньке назначается не менее 0,3 высоты сечения его в карнизном узле, а высота сечения стоек у опор рам типа 1–5 (см. табл. 2) – не менее 0,4 высоты сечения в карнизном узле. При таких сечениях, как правило, достигается достаточная устойчивость рам в плоскости конструкции и прочность на действие нормальных и касательных (скалывающих) напряжений.

Ширина сечения согласуется с размерами ширины досок (с учётом строжки), из которых склеивается рама.

4.2. Конструкции узлов

Основным типом клеёных деревянных рам, наиболее широко применяемых в строительстве, являются рамы из прямолинейных ригелей и стоек (см. табл. 3, схемы 2, 3, 5), жёстко соединённых между собой в карнизных узлах. Они различаются решением этого узла. Рекомендуемые варианты жёстких карнизных узлов представлены на рис. 7. Широко распространён вариант, когда ригель и стойка соединены между собой по биссектрисе угла, с помощью зубчатого шипа (рис. 7,а) или пятиугольной клеедощатой вставки (рис. 7,в), которая склеена с ригелем и стойкой также с помощью зубчатого шипа. Узлы такого типа технологичны в изготовлении, но шиповые соединения, расположенные под углом к волокнам древесины, являются, как правило, определяющими при назначении размеров поперечного сечения рам. С целью увеличения несущей способности рамы из условия прочности шипового соединения допускается местное уширение элементов ригеля и стойки в месте расположения зубчатого шипа (рис. 7,б). В этом случае за счёт увеличения абсолютной высоты биссектрисного сечения можно добиться повышения несущей способности рамы без увеличения размеров других сечений.

Более надёжным решением жёсткого узла является узел, изображённый на рис. 7,г, который выполняется при помощи гнутой клеёной вставки, соединённой с ригелем и стойкой зубчатым шипом. Наличие гнутой клеёной вставки позволяет обеспечить плавную передачу усилий с ригеля на стойку без опасной концентрации напряжений в карнизном узле рамы. Кроме того, в таком узле имеется возможность вариации несущей способности шипового соединения путем изменения угла наклона его по отношению к направлению досок ригеля и стойки.

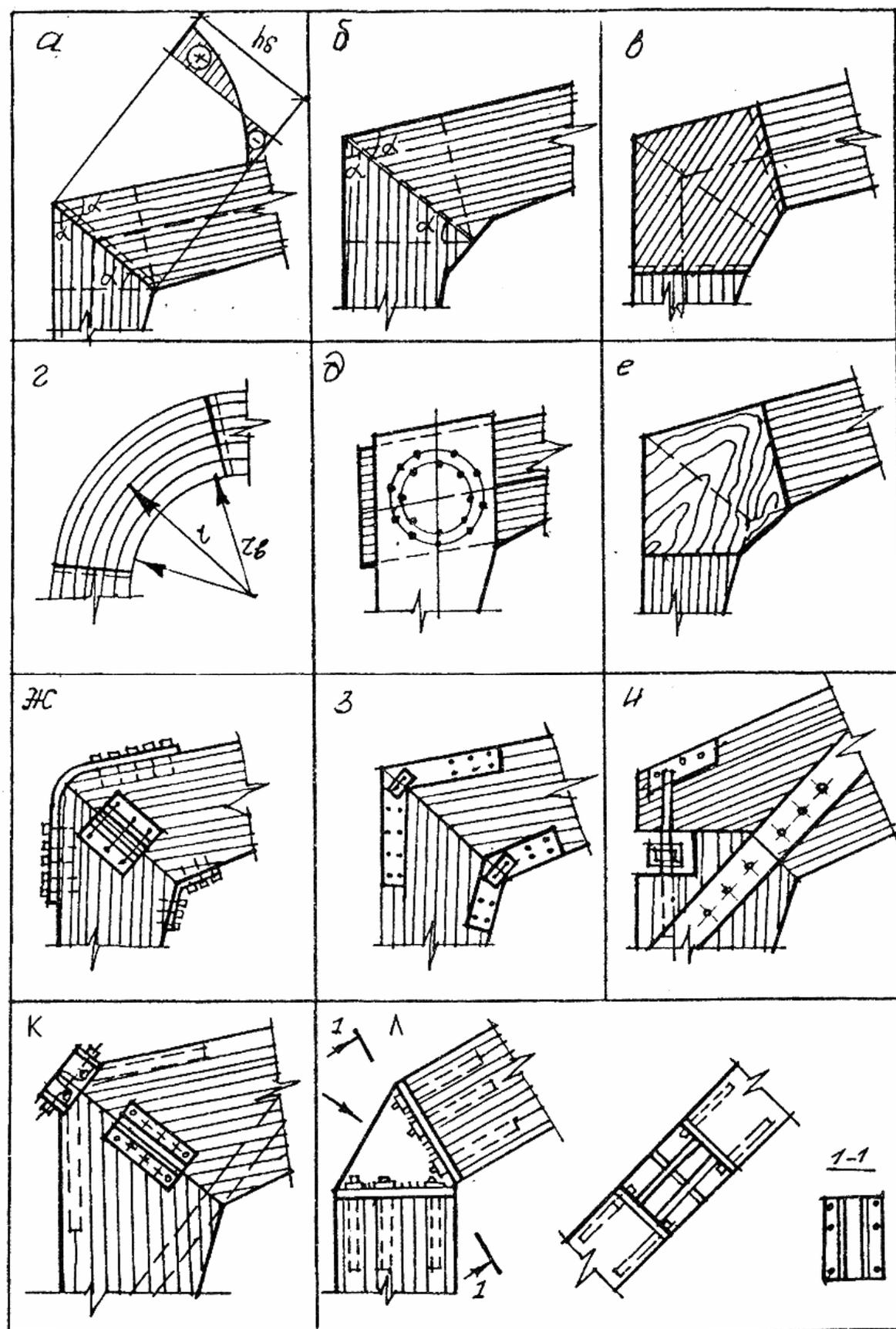


Рис. 7. Жёсткие карнизные узлы рам

Гнутая клеёная вставка в зависимости от радиуса кривизны изготавливается либо из фанеры (или шпона $\delta > 1,5$), либо из тонких досок. Это даёт возможность выполнять её с небольшим радиусом кривизны.

Рамы ломаного очертания с соединениями в карнизном узле на нагелях по окружности (см. рис. 7,д) применяются при высоте стоек более 4 м. При этом диаметр нагелей следует принимать не более 20 мм. Расстановка нагелей по окружности в карнизном узле должна производиться согласно рис. 8. В узле должно быть поставлено не менее 4 болтовых нагелей от их общего числа.

Узел соединения стойки с ригелем может быть решён с помощью косынок (фасонок) из фанеры марки ФСФ или бакелизированной марки ФБС, приклеиваемых водостойкими клеями (см. рис. 7,е). Приклеиваемые фасонки перекрывают стык и полностью воспринимают действующие усилия в биссектрисном сечении. Ввиду ограниченности несущей способности фасонок, рамы с подобными узлами применяются для небольших пролетов.

Все вышерассмотренные жёсткие карнизные узлы рам выполняются непосредственно в заводских условиях при одновременном изготовлении всей конструкции полурам. Узлы, изображённые на рис. 7, ж-л, являются монтажными и могут быть собраны в построечных условиях, т.е. на строительной площадке. Наибольший интерес среди них представляют узлы на клеенных стальных стержнях (см. рис. 7, и, к, л). В этих узлах изгибающий момент представляется в виде пары сил, из которых растягивающая составляющая воспринимается клеенными стальными штырями.

В рамах типа 1 (см. табл. 3) жёсткий карнизный узел образуется при изготовлении полурамы в процессе гнутья всего пакета досок. Такой узел менее трудоёмок, надёжен в работе при правильном выполнении конструктивных требований, хотя в целом вся рама может оказаться более дорогой по сравнению с другими конструкциями рам.

Опорные узлы рам в большинстве случаев решаются путём упора стоек в металлическую сварную деталь или непосредственно в фундамент (рис. 9). В узле с металлическим башмаком (см. рис. 9, а) распор рам воспринимается анкерными болтами, работающими в основном на срез. Высота башмака h_6 определяется условием смятия древесины стойки в поперечном направлении при восприятии распора H .

При опирании стойки рамы непосредственно на фундамент (см. рис. 9, б) распор H передаётся через деревянную подушку сразу на фундамент. Анкерные болты в этом случае ставятся конструктивно, диаметром не менее 16 мм, так как они никаких усилий не воспринимают.

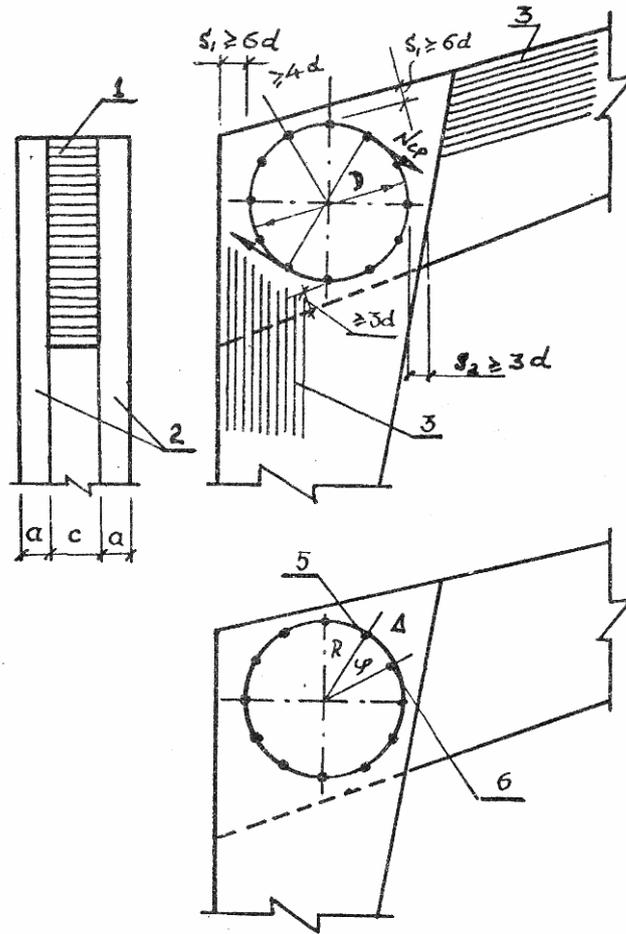


Рис. 8. Карнизный узел рамы на нагелях

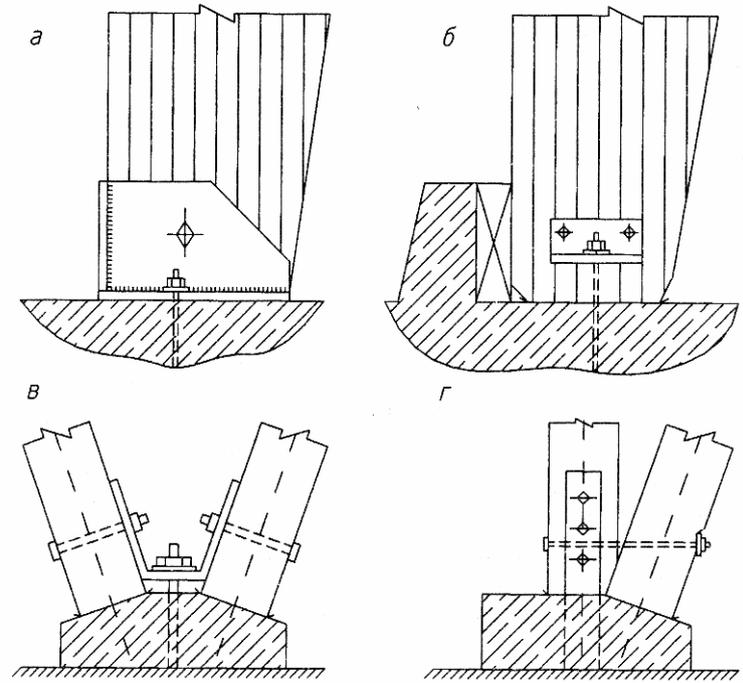


Рис. 9. Опорные узлы рам

В ряде случаев экономически выгодными могут оказаться не трёхшарнирные рамы, рассмотренные выше, а бесшарнирные или одношарнирные. В таких рамах опорные узлы стоек должны быть жёсткими и, следовательно, рама будет статически неопределима. Некоторые конструкции жёстких узлов сопряжения стоек рам с фундаментом приведены на рис. 10. Наличие жёстких опорный узлов позволяет значительно разгрузить карнизные узлы и тем самым уменьшить сечения рам, что в свою очередь позволяет добиться значительной экономии материалов и упростить решения карнизных узлов.

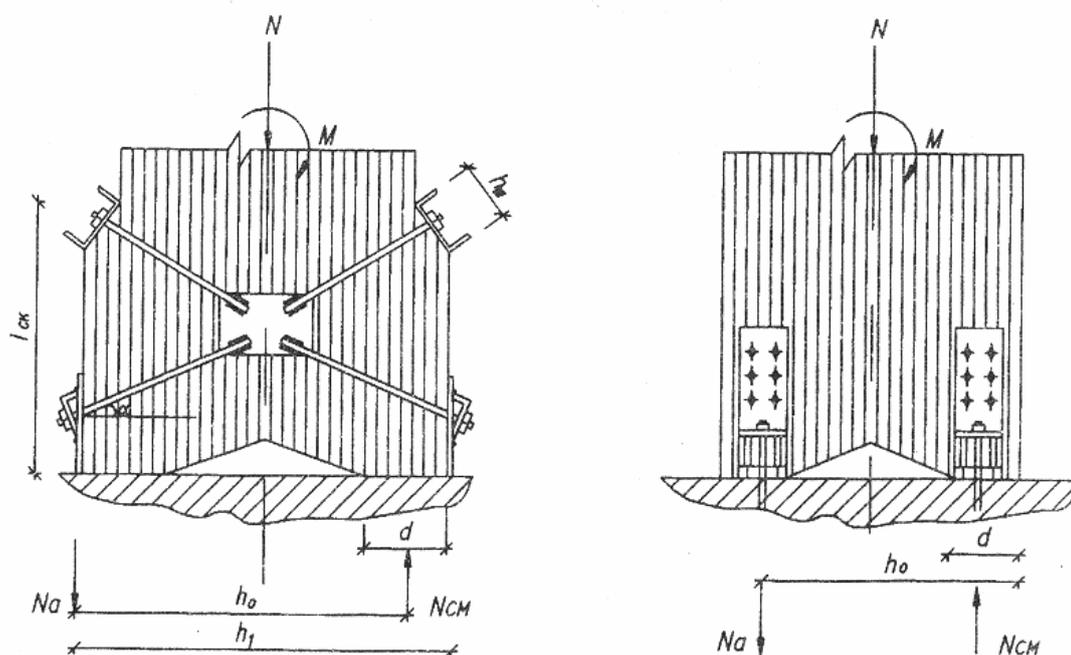


Рис. 10. Жёсткие узлы сопряжения стоек с фундаментами

Однако рамы одношарнирные и бесшарнирные более чувствительны к возможным осадкам опор, появление которых может вызвать значительные усилия в рамах.

Коньковые узлы рам выполняются путем упора ригелей полурам друг в друга (рис. 11, а, б) с перекрытием стыка деревянными накладками на болтах или при больших пролётах с применением плиточных и валиковых шарниров (см. рис. 11, в, г), выполненных аналогично узлам в арках.

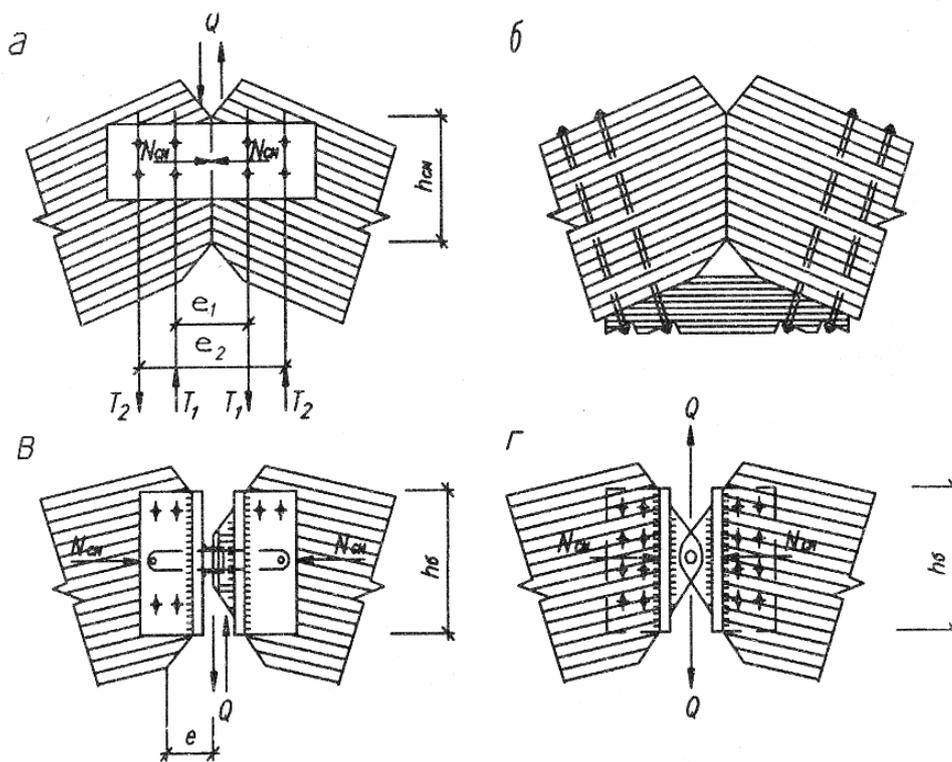


Рис. 11. Коньковые узлы рам

4.3. Расчёт рам

4.3.1. Выбор расчётной схемы. Статический расчёт

Для рам типа 1-5 и 7 (см. табл. 3) за геометрическую схему целесообразно принимать линию, соединяющую центры тяжести сечений, т.е. геометрическую ось рамы. При известных (заданных) размерах $h_{оп}$, h и $h_к$ эту линию нетрудно получить (рис. 12).

Для подсчёта основных геометрических размеров рекомендуются следующие формулы (при известных размерах L , H , r , h , $h_{оп}$, $h_к$, α):

$$\gamma = \frac{90 + \alpha}{2}; \quad a = h \operatorname{tg}(90 - \gamma);$$

$$h_8 = h \cdot \frac{1}{\sin \gamma};$$

$$H_1 = H - a; \quad H_2 = H_1 + \frac{a}{2}; \quad l = L - h_{оп};$$

$$L_1 = L_3 - a; \quad L_2 = L_1 + \frac{a}{2}; \quad L_3 = \frac{L}{2 \cos \alpha};$$

$$\beta_1 = \arctg \frac{h - h_{\text{он}}}{2H_2}; \quad \beta_2 = \arctg \frac{h - h_{\text{к}}}{2L_2};$$

$$\alpha_1 = \alpha + \beta_2; \quad l_1 = \frac{H_2}{\cos \beta_1}; \quad l_2 = L_2;$$

$$\gamma_1 = 90 - \gamma = \frac{90 - \alpha}{2}; \quad r_{\text{в}} = r - \frac{h}{2}; \quad r_{\text{н}} = r + \frac{h}{2};$$

$$l'_1 = H_2 - r_{\text{н}} \text{tg} \gamma_1; \quad l'_2 = r \frac{\pi \gamma_1}{90}; \quad l'_3 = L_3 - r_{\text{н}} \text{tg} \gamma_1.$$

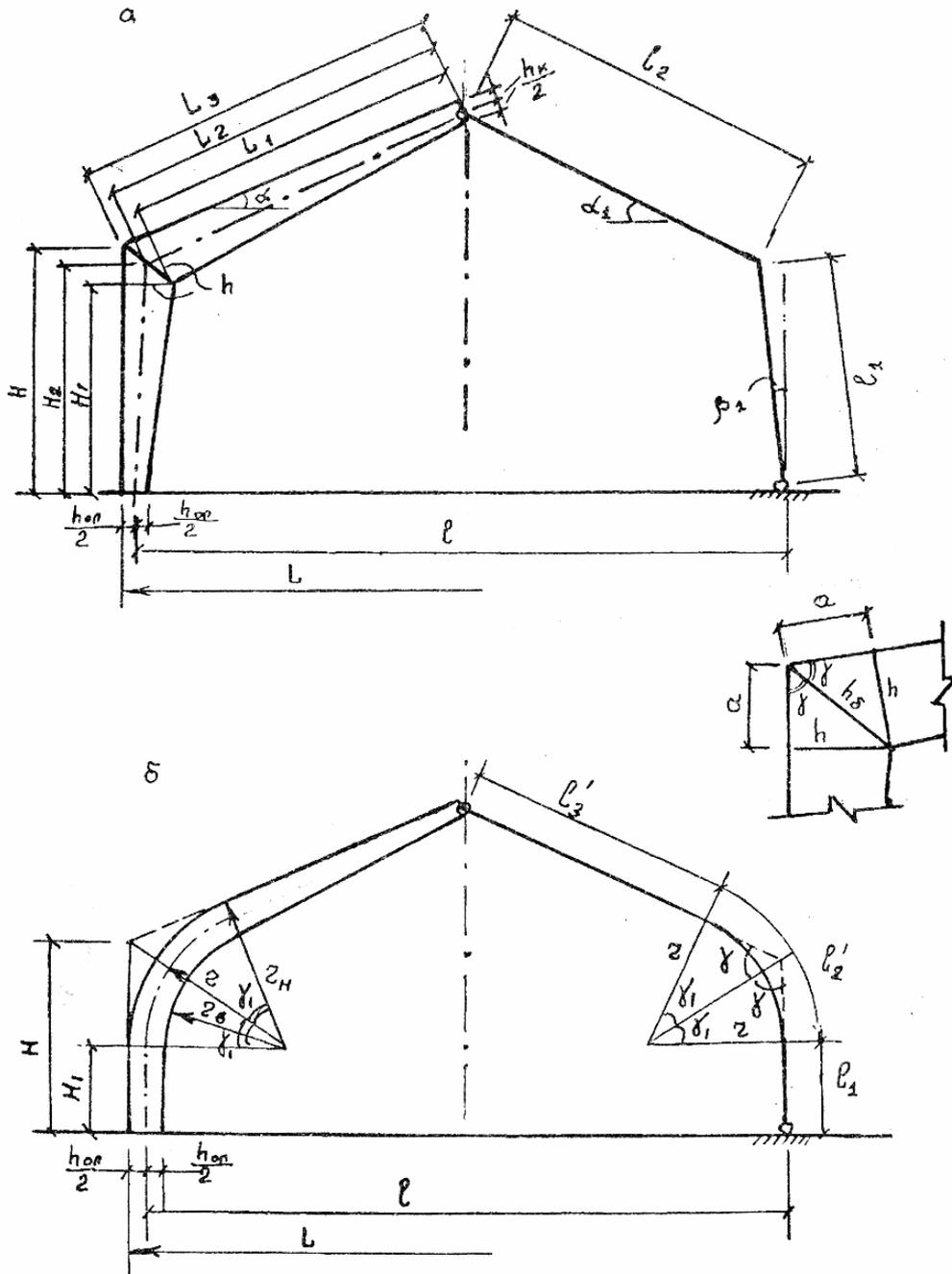


Рис. 12. Геометрические схемы рам:
а – П-образная; б – гнуто-клеёная

При расчёте рам типа 6 и 8 за геометрическую схему удобнее принимать: по ригелю – очертание наружного контура, по стойкам и подкосам – их осевые линии. Это упрощает статический расчёт, однако в дальнейшем при проверке прочности и устойчивости сечений по ригелю необходимо, помимо изгибающего момента, определённого из статического расчёта, дополнительно вычесть моменты от эксцентричного действия найденных продольных сил.

Статический расчёт рам необходимо производить отдельно на каждое нагружение, т.е. на действие постоянных и временных нагрузок. К постоянным относятся нагрузки от покрытия и собственного веса рамы, для предварительного подсчёта которого можно рекомендовать формулу (20).

Снеговые и ветровые нагрузки подсчитываются, в соответствии с [3], в зависимости от района строительства и очертания контура здания.

Все нагрузки (постоянные и временные) вначале желательно подсчитывать на 1 м² перекрываемой площади. Погонные нагрузки в дальнейшем получают путём умножения их на шаг рам.

При подсчете снеговых нагрузок, независимо от количества рекомендуемых [3] схем нагружения рамы, необходимо так же, как и в арках, учесть действие снега на половине пролета слева, справа и ко всему пролету.

Для статического расчёта по длине рамы намечаются сечения (обычно 6-8), отстоящие, как правило, на одинаковом расстоянии друг от друга (при расчёте на ЭВМ это необязательно). Для принятых сечений определяют координаты x_n , y_n которые можно подсчитать по формулам:

$$y_n = x_n \operatorname{ctg} \beta_1 \text{ при } 0 \leq x_n \leq H_2 \operatorname{ctg} \beta_1;$$

$$y_n = H_2 + (x_n - H_2 \operatorname{ctg} \beta_1) \operatorname{tg} \alpha_1 \text{ при } H_2 \operatorname{ctg} \beta_1 \leq x_n \leq \frac{l}{2};$$

для гнутой части рамы (см. рис.12,б) при $0 \leq x_n \leq r(1 - \cos 2\gamma_1)$

$$y_n = H_1 + r \sin \varphi_n;$$

$$x_n = r - r \cos \varphi_n = r(1 - \cos \varphi_n)$$

при φ_n – центральный угол, описываемый дугой от начала криволинейного участка до рассматриваемого сечения.

Подсчёт координат желательно производить в табличной форме.

В целях уменьшения трудоёмкости вычислений при расчёте рамы на действие равномерно распределённых постоянных и временных

(снег) нагрузок рекомендуется вначале определить $\overline{M}, \overline{Q}, \overline{N}$ во всех сечениях от действия нагрузки $q=1$, равномерно распределённой на половине пролёта, например слева (рис. 13).

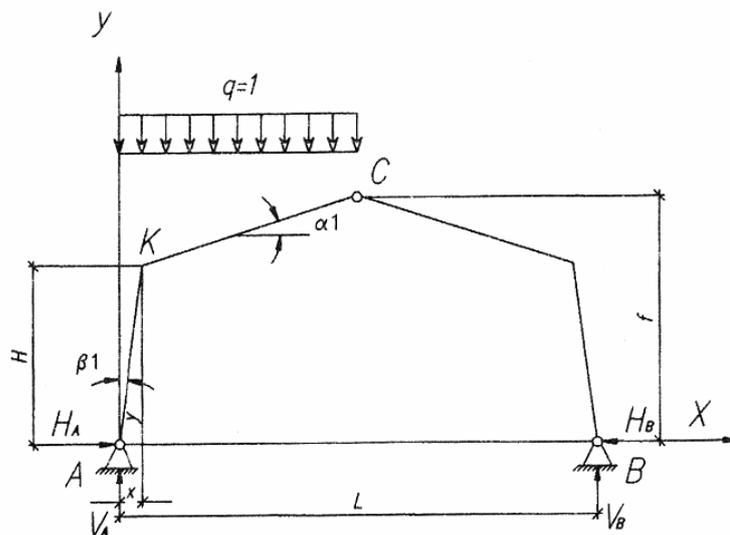


Рис. 13. Расчётная схема рамы

В этом случае опорные реакции равны:

$$V_A = \frac{3}{8}ql; \quad V_B = \frac{1}{8}ql; \quad H = \frac{ql^2}{16f}.$$

Усилия в произвольном сечении x определяются по формулам:

– для загруженной (левой) полурамы $\left(0 \leq x \leq \frac{l}{2}\right)$:

$$M_x = V_A x - \frac{qx^2}{2} - HY;$$

$$Q_x = (V_A - qx) \cos \alpha_1 - H \sin \alpha_1;$$

$$N_x = (V_A - qx) \sin \alpha_1 + H \cos \alpha_1;$$

– для незагруженной полурамы $\left(\frac{l}{2} \leq x \leq l\right)$:

$$M_x = V_B (l - x) - HY;$$

$$Q_x = V_B \cos \alpha_1 - H \sin \alpha_1;$$

$$N_x = V_B \sin \alpha_1 + H \cos \alpha_1.$$

Усилия $\overline{M}, \overline{Q}, \overline{N}$ от односторонней нагрузки необходимо определять во всех сечениях рамы, т.е. для левой и правой полурам. По под-

считанным значениям $\overline{M}, \overline{Q}, \overline{N}$ желательно построить эпюры усилий с целью выяснения правильности проведённых вычислений.

Усилия от фактических нагрузок получаются путём умножения $\overline{M}, \overline{Q}, \overline{N}$ на величину погонной нагрузки, действующей на раму, с учётом идентичности характера их действия.

С целью уменьшения трудоёмкости вычислительных работ при определении усилий в раме рекомендуется использовать ЭВМ. Для этого требуется лишь подготовить необходимые данные в соответствии с расчётной схемой.

Ветровые нагрузки необходимо вводить со знаками согласно [3].

Примечание. При определении усилий N_x и Q_x в стойке необходимо в вышеприведённых формулах заменить $\sin\alpha_1$ на $\cos\beta_1$, а $\cos\alpha_1$ на $\sin\beta_1$ согласно обозначениям (см. рис. 13).

4.3.2. Конструктивный расчёт

Проверка прочности и устойчивости сечения рамы производится на усилия, возникающие при самом невыгодном сочетании нагрузок. Опасными являются сочетания, вызывающие в сечении наибольший изгибающий момент.

Проверку нормальных напряжений следует производить в карнизном узле трёхшарнирных рам ломаного очертания или в месте максимального момента криволинейной части гнуто-клеёных рам.

В других сечениях ригеля и стойки проверка нормальных напряжений не требуется, если высота сечения ригеля в коньке составляет не менее 0,3, а высота сечения стойки на опоре – не менее 0,4 высоты сечения в карнизном узле.

Проверка прочности, так же как и для арок, производится по формуле (22), только коэффициент ξ подсчитывается по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 K_{ЖН} A R'_c}, \quad (31)$$

где $K_{ЖН}$ – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечений, принимается по [1, прил.4, табл.1];

λ – гибкость рамы.

Гибкость рамы следует подсчитывать по расчётной длине $l_0 = 0,5L$ (L – длина рамы по осевой линии), если угол между осями ригеля и стойки больше 130° . Если указанный угол меньше 130° , расчётную длину ригеля и стойки принимают равной длинам их внешних подкрепляющих

кромки. При подсчёте гибкости рамы, имеющей прямоугольное поперечное сечение, с переменной по длине высотой пользуются формулой

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289h}, \quad (32)$$

где h – максимальная высота сечения рамы.

Криволинейные участки гнутых клеодошчатых рам при отношении $\frac{h}{r} > \frac{1}{7}$ (h – высота сечения, r – радиус кривизны центральной оси криволинейного участка) прочность сечения следует рассчитывать по формуле (22), в которой при проверке напряжений по внутренней кромке момент сопротивления W следует умножить на коэффициент

$$K_{rv} = \frac{1 - 0,5h/r_0}{1 - 0,17h/r_0}, \quad (33)$$

а при проверке напряжений по наружной кромке – на коэффициент

$$K_{rn} = \frac{1 + 0,5h/r_0}{1 + 0,17h/r_0}. \quad (33a)$$

Момент сопротивления W проверяемого сечения определяют относительно нейтральной линии, отстоящей от центральной оси (в сторону внутренней кромки) на расстоянии

$$Z_0 = \frac{h^2}{12r_0}. \quad (34)$$

Клеевые швы в клеодошчатых рамах проверяют на прочность на действие касательных напряжений по формуле

$$\tau = \frac{QS}{\xi bJ} \leq m_{cl} R_{ck}, \quad (35)$$

которая для прямоугольных сечений имеет вид

$$\frac{1,5Q}{\xi bh} \leq m_{cl} R_{ck}. \quad (35a)$$

Рамы, имеющие относительно большую высоту сечения ($\frac{h}{b} > 5$), должны быть рассчитаны на устойчивость плоской формы деформирования. Этот расчёт производится так же, как и для арок, по формулам (25)–(28).

Поскольку рамы в большинстве случаев имеют переменную высоту сечения, то в формулах (25)–(28) необходимо дополнительно учесть следующее.

При расчете элементов переменного по высоте сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента кромке или при $m < 4$ (m – количество точек раскрепления), коэффициенты φ_y и φ_M следует дополнительно умножить на коэффициенты $K_{ЖН}$ и $K_{ЖМ}$, значения которых приведены в [1, прил.4, табл.1 и 2]. При $m \geq 4$ $K_{ЖН} = K_{ЖМ} = 1$.

Следует отметить, что [1, прил.4, табл.1] охватывает далеко не все частные случаи типов элементов с переменной высотой сечения. В частности, для рам переменной высоты сечения с расчётной длиной $l_0 = 0,5L$ по табл.1 нельзя получить значение $K_{ЖН}$. В таких случаях значения коэффициентов $K_{ЖН}$ следует подсчитывать приближенно, разбивая весь элемент на простейшие участки l_i и находя по табл.1 для каждого из них свои значения коэффициентов $K_{ЖН_i}$, после чего значение $K_{ЖН}$ можно найти как средневзвешенную величину по формуле

$$K_{ЖН} = \frac{\sum K_{ЖН_i} l_i}{\sum l_i}. \quad (36)$$

Расчет рам на устойчивость из плоскости производится по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi_y R'_c, \quad (37)$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба, подсчитываемый по расчётной длине $l_y = B$ (B – расстояние между точками раскрепления рамы из плоскости).

При переменной высоте сечения рамы коэффициент φ_y в формуле (37) умножается на коэффициент $K_{ЖН}$, принимаемый по [1, прил.4. табл.1].

4.3.3. Расчёт узлов

Важным этапом расчёта рам является расчёт опорного, конькового и карнизного узлов. Некоторые конструкции этих узлов приведены на рис. 7–11.

Детальный расчет узлов зависит от их конструкции и действующих в них усилий, поэтому ниже приводится лишь схема расчёта некоторых узлов, приводимых на рис. 7–11.

В узлах (рис. 7, а, б, в) опасным является сечение с зубчатым стыком. При расчёте биссектрисного сечения учитывают криволи-

нейность эпюры напряжений и технологическое ослабление стыком. Расчёт производится по формуле

$$\frac{N}{K_T A_6} + \frac{M}{\xi K_T \eta W_6} \leq R_{\text{см}\alpha} m_6 m_{\text{сл}}, \quad (38)$$

где K_T – коэффициент технологического ослабления сечения, принимаемый для элементов постоянного сечения 0,8 и для элементов переменного сечения 0,9;

A_6, W_6 – соответственно, площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения, подсчитываются по высоте $h_6 = h/\sin \gamma$;

$R_{\text{см}\alpha}$ – расчётное сопротивление древесины смятию под углом α (угол между биссектрисой и нормалью к оси стойки);

η – коэффициент, учитывающий криволинейность эпюры напряжений, подсчитываемый по формуле

$$\eta = (1 - 0,0534\sqrt{\alpha}).$$

В [4] приводится иной расчёт биссектрисного сечения жёсткого узла рамы, который заключается в следующем:

1. Проверяют биссектрисные сечения в сжатой зоне вдоль оси x , под углом α к волокнам:

$$\sigma_{xc} = \frac{N}{A_6} + \frac{M}{\xi K_1 W_6} \leq R_{\text{см}\alpha}. \quad (38a)$$

2. В растянутой зоне вдоль оси x , под углом α к волокнам:

$$\sigma_{xp} = -\frac{N}{A_6} + \frac{M}{\xi K_2 W_6} \leq R_{\text{и}} m_\alpha. \quad (38б)$$

3. Вдоль оси y на сжатие под углом к волокнам $\beta = 90^\circ - \alpha$:

$$\sigma_{yp} = \frac{M}{\xi K_3 W_6} \leq R_{\text{см}\beta}, \quad (38в)$$

где A_6, W_6 – площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения;

$R_{\text{см}\alpha}, R_{\text{см}\beta}, R_{\text{и}}$ – расчётные сопротивления древесины смятию под углом α и β к волокнам и изгибу;

K_1, K_2, K_3 и m_α – коэффициенты, принимаемые по графикам рис. 14.

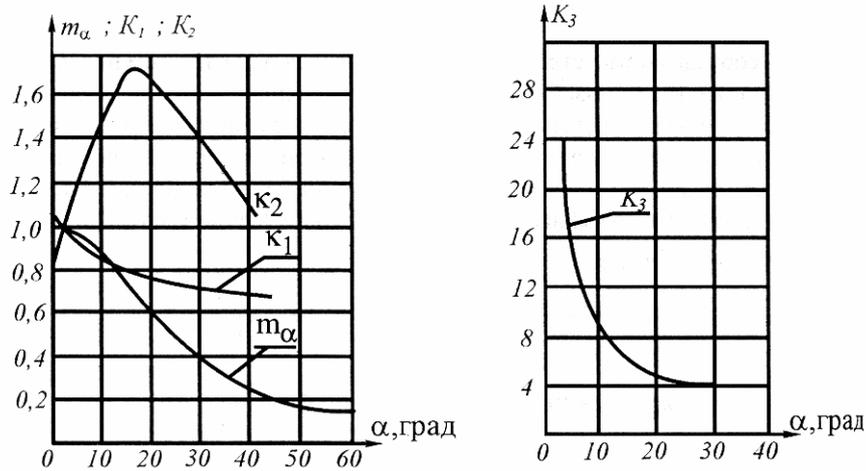


Рис. 14. Графики коэффициентов для расчёта рам

В узлах с гнуто-клеёными вставками (см. рис. 7, г) проверку прочности необходимо производить на действие как тангенциальных, так и радиальных напряжений. Краевые тангенциальные напряжения проверяются по формулам:

$$\sigma_{\text{тв}} = -\frac{N}{A} + \frac{M(r_2 - r_0)}{AZ_0 r_2} \leq R_p m_\delta m_{\text{сл}} m_{\text{гн}}; \quad (39)$$

$$\sigma_{\text{тн}} = \frac{N}{A} + \frac{M(r_0 - r_1)}{AZ_0 r_1} \leq R_p m_\delta m_{\text{сл}} m_{\text{гн}},$$

где $\sigma_{\text{тв}}, \sigma_{\text{тн}}$ – напряжения соответственно в верхних и нижних кромках поперечного сечения;

r_1, r_2 – радиусы кривизны внутренней и наружной кромок;

Z_0 – расстояние от центра тяжести сечения до нейтрального слоя (см. формулу (34));

r_0 – радиус кривизны нейтрального слоя, определяемый для прямоугольного сечения по формуле

$$r_0 = \frac{h}{\ln r_2 / r_1}. \quad (40)$$

Проверка прочности прямоугольных сечений от действия радиальных напряжений, действующих на нейтральный слой, производится по формуле

$$\sigma_i = \frac{N}{A} \ln \frac{r_0}{r_1} + \frac{M}{AZ_0} \left(0,5 \ln \frac{r_1^2}{r_2^2} + \frac{r_0 - r_1}{r_1} \right) \leq R_{\text{с}\alpha}, \quad (41)$$

где $R_{\text{с}\alpha}$ – расчетное сопротивление древесины сжатию под углом α к волокнам.

Расчет жесткого узла на нагелях (см. рис. 7 или 8) производится в следующей последовательности. Определяются:

а) жёсткость соединения

$$C = C_{\text{cp}} n,$$

где $C_{\text{cp}} = 128$ кН/см – средняя жесткость;

n – количество нагелей;

б) податливость соединения

$$\delta = \frac{1}{C};$$

в) смещение стойки относительно ригеля

$$\Delta = \delta N_{\text{экв}},$$

где $N_{\text{экв}} = 2M/D$;

M – изгибающий момент в карнизном узле рамы;

D – диаметр окружности, на которой расставлены нагели;

г) средняя несущая способность одного нагеля

$$N_{\text{cp}} = C_{\text{cp}} \Delta;$$

д) максимальная несущая способность одного нагеля

$$N_{\text{max}} = N_{\text{cp}} K_p \leq 2T,$$

где $K_p = 1,3$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения усилий между нагелями в соединении;

T – минимальная несущая способность нагеля на один условный срез, определяемая по [8, п. 5.13];

е) несущая способность всего соединения

$$N_{\text{cp}} n \geq N_{\text{экв}}.$$

При невыполнении условия необходимо увеличить диаметр окружности расстановки нагелей.

В узлах с фанерными фасонками проверяют:

а) клеевые швы на скалывание по формуле

$$\tau = \frac{QS_{\text{д}}}{J_{\text{пр}} n h_{\text{б.ср}}} \leq R_{\text{ск.ф}},$$

где Q – поперечная сила от расчётной нагрузки в карнизном узле;

$S_{\text{д}}$ – статический момент сечения ригеля относительно центра тяжести накладок;

n – количество швов склеивания ($n=2$);

$J_{\text{пр}}$ – приведенный (к древесине) момент инерции рассматриваемого сечения, определяемый по формуле

$$J_{\text{пр}} = J_{gp} + \frac{E_{\phi}}{E_{gp}} J_{\phi} = \frac{b(0,9h_{\phi})^3}{12} + \frac{E_{\phi}}{E_{gp}} \frac{2\delta_{\phi} h_{\phi}^3}{12};$$

здесь h_{ϕ} – высота фасонки по биссектрисе;

δ_{ϕ} – толщина фасонки;

б) накладки на прочность по биссектрисному сечению по формуле

$$\frac{N}{A_{\phi\delta}} + \frac{M}{\xi W_{\phi\delta}} \leq R_{\text{сф}\alpha},$$

где $A_{\phi\delta}$, $W_{\phi\delta}$ – соответственно, площадь и момент сопротивления двух фасонки в биссектрисном сечении;

$R_{\text{сф}\alpha}$ – расчётное сопротивление фанеры сжатию под углом α к волокнам.

При расчёте карнизных узлов с применением клеенных стальных стержней необходимо сначала определить максимальное усилие N_{ϕ} , приходящееся на один клеенный стержень, после чего произвести проверку несущей способности его на выдергивание по формуле

$$N_{\phi} \leq R_{\text{ск}} \pi (d + 0,005) l K_c,$$

где $R_{\text{ск}}$ – расчётное сопротивление клееной древесины скалыванию;

d – диаметр клеенного стержня, м;

l – длина заделываемой части стержня, м, которую следует принимать по расчету, но не менее $10d$ и не более $30d$;

K_c – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига по длине элемента, определяемый по формуле

$$K_c = 1,2 - 0,02 \frac{l}{d}.$$

При расчете жёсткого узла сопряжения стойки с фундаментом, изображённого на рис. 10,а, придерживаются следующей последовательности:

а) находят усилия:

$$N_a = -\frac{N_q}{2} + \frac{M}{h_0};$$

$$N_{\text{см}} = -\frac{N}{2} - \frac{M}{h_0},$$

где N_q – сжимающая продольная сила в стойке только от действия постоянной нагрузки;

N – то же, от действия полной расчетной нагрузки;

б) проверяют (или подбирают) сечение анкера по формуле

$$\frac{N_a}{A_a^{\text{HT}}} \leq R;$$

в) проверяют торец стойки на смятие:

$$\frac{N_{\text{см}}}{A_{\text{см}}} \leq R'_{\text{см}}; A_{\text{см}} = db,$$

где b – ширина сечения рамы;

г) определяют усилия в болтах:

$$N_6 = \frac{N_a}{2 \sin \alpha};$$

д) проверяют (или подбирают) сечение болтов по условию

$$\frac{N_6}{A_{\text{б.HT}}} \leq mR;$$

е) проверяют смятие древесины под швеллером, выполняющим роль шайбы под болтами:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{2N_6}{bh_{\text{ш}}} \leq R_{\text{см}\alpha}.$$

Дополнительными проверками узла являются расчёт швеллера на изгиб (в плоскости наименьшей жесткости) от действия напряжений $\sigma_{\text{см}}$; сварных швов, прикрепляющих уголки к анкерам, на срез от действия усилия N_a и боковых приклеек на скалывание от действия усилия N_a на длине $l_{\text{ск}}$.

Порядок расчёта узлов, изображённых на рис. 11, такой же, как и для узлов арок, представленных на рис. 3. Описание их расчёта приведено в п.3.3.3.

5. Схема автоматизированного проектирования арок и рам

Современный расчёт конструкций невозможно представить без применения ПЭВМ. Использование вычислительной техники при проектировании позволяет быстро и в больших объемах производить числовые операции, что очень важно при решении многовариантных задач. Выполнение же любых конструктивных расчётов связано не только с проверкой общих требований прочности и жёсткости, но является прежде всего многовариантной задачей по подбору оптималь-

ных и рациональных сечений, очертаний и размеров конструкций. Кроме того, приходится учитывать ряд других требований, таких как унификация, стандартизация, технологичность изготовления и т.п., без соблюдения которых невозможно изготовление современных промышленных конструкций. Всё это можно учесть при проектировании лишь благодаря применению современной электронно-вычислительной техники.

Настоящее пособие не ставит цель дать готовые программы расчёта арочных и рамных конструкций, поскольку сегодня имеется достаточно широкий выбор вычислительной техники и разнообразие лингвистического обеспечения к ней. Поэтому ниже дается лишь математическая модель процесса проектирования арок и рам, которая позволит сравнительно легко составить рабочую программу расчёта на удобном для программиста машинном языке.

На рис. 15 представлена схема расчёта арок и рам, включающая всю последовательность операций: от исходных данных для проектирования до конечного вывода, ради которого проводится весь расчёт. Применительно к конструкциям, рассматриваемым в настоящем пособии, на схеме указана необходимая информация для исходных математических обоснований при выполнении каждого этапа расчёта.

При выполнении этапа 1 рекомендуется пользоваться табл. 4, где приведены данные и необходимые аналитические формулы для подсчётов геометрических размеров арок и рам.

Для определения расчётных усилий (этап 2) в арках и рамах существуют специальные программы, которые позволяют с минимальными затратами проектировщика выполнить статические расчеты этих конструкций на различные виды нагрузок. В частности, на кафедре "Строительные конструкции" Пензенского ГУАС для этих целей имеются программы с названиями "РАМА-D", "АРКА", "PROBSS" и др. Работа с этими программами заложена в диалоговом режиме, поэтому, прежде чем выходить на конкретные расчёты, необходимо иметь для себя необходимые данные, приведённые в табл. 5. При наличии указанных в табл. 5 данных работа на ПЭВМ не представляет особого труда.

Для выполнения других этапов конструктивного расчета (этапы 3-6) на схеме указывается нумерация формул настоящего пособия, по которым следует выполнять необходимые операции.

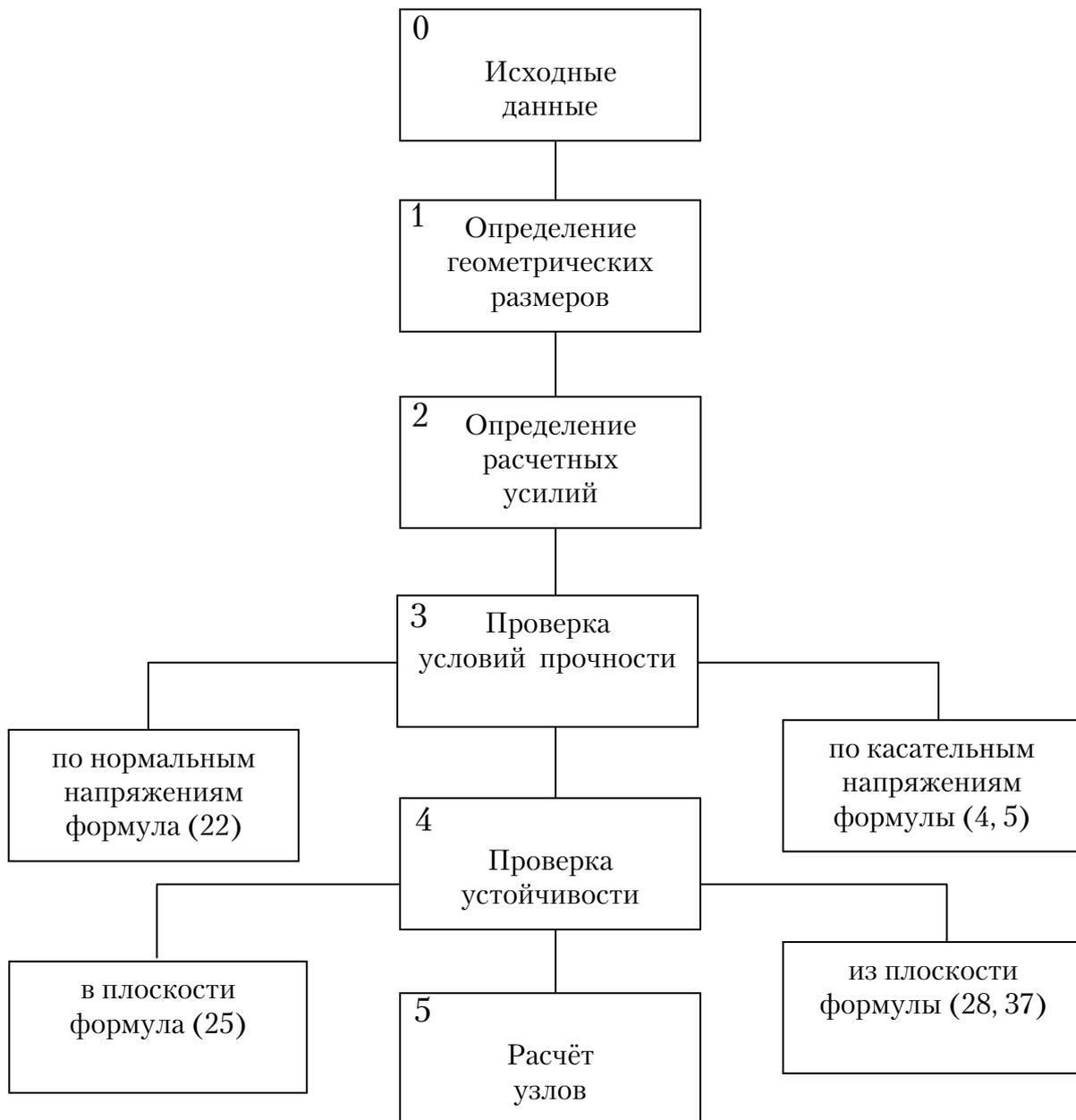
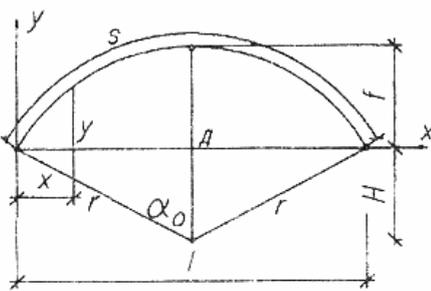
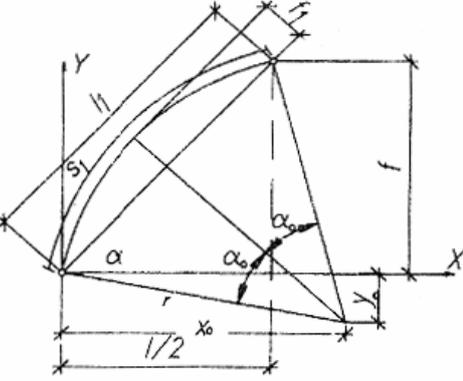


Рис. 15. Схема расчета арок и рам

Таблица 4

Данные для геометрического расчёта арок и рам

Номер схемы	Геометрическая схема	Исход- ные величины	Расчётные формулы
1	2	3	4
1.		l f	$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f};$ $\alpha_0 = \arcsin \frac{l}{2r};$ $S = \frac{\pi r 2\alpha_0}{180};$ $x = \frac{l}{2} - r \cos \varphi_n;$ $y = r \sin \varphi_n - H;$ $\varphi_n = \varphi_0 + n\beta.$
2.		l f $f_1 \geq \frac{l_1}{15}$	$l = \sqrt{f^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2};$ $r = \frac{l_1^2 + 4f_1^2}{8f_1};$ $S_1 = \sqrt{l_1^2 + \frac{16}{3}f_1^2};$ $\alpha_0 = \arcsin \frac{l}{2r};$ $\alpha = \arctg \frac{2f}{l};$ $\varphi_0 = 90 - \alpha - \alpha_0;$ $x_0 = r \cos \varphi_0;$ $\varphi_n = 90 - \alpha - \alpha_0;$ $x = x_0 - r \cos \varphi_n;$ $y = r \sin \varphi_n - y_0;$ $\varphi_n = \varphi_0 + n\beta; \beta = \frac{2\alpha_0}{n}.$

Окончание табл. 4

1	2	3	4
3.		l H β^0 α^0	$x_K = H \operatorname{tg} \beta;$ $y_K = H; l_1 = \frac{H}{\cos \beta};$ $l_2 = \frac{l/2 - x_K}{\cos \alpha};$ $f = H + l_2 \sin \alpha.$
4.		l H r α^0	$\gamma = \frac{90 + \alpha}{2}; \gamma' = 90 - \gamma;$ $l_1 = H - r \operatorname{tg} \gamma;$ $l_2 = \frac{\pi r 2 \gamma}{180};$ $l_3 = \frac{l}{2 \cos \alpha} - r \sin \gamma';$ $x'_K = r(1 - \cos \gamma');$ $y'_K = l_1 + r \sin \gamma'.$

Таблица 5

Исходная информация для расчёта рамы на ЭВМ

Пролет рамы, м	Высота рамы, м	Количество сечений		Координаты точки K		Нагрузки								
		по стойке	по ригелю	x_K , м	y_K , м	№1	№2	№3	№4	№5				
										Ветровая				
						равномерно распределенная по всему пролету	равномерно распределенная на левой половине пролета	равномерно распределенная на левой половине пролета	равномерно распределенная на правой половине пролета	сосредоточенная сила	на левой стойке	на левом полуригеле	на правом полуригеле	на правой стойке

Примечание. Для расчета арок кругового очертания исходная информация по её геометрии включает в себя: l – пролёт, м; R – радиус кривизны, м; n – количество сечений, где нужно определить усилия.

6. Примеры проектирования

6.1. Проектирование круговой арки

Запроектировать трехшарнирную арку покрытия пролетом 36 м над спортивным залом, строящимся в г. Пензе. Ограждающие конструкции покрытия выполнены из утепленных панелей со сплошным средним слоем из пенопласта марки ПСБ-С ($\gamma = 60 \text{ кг/м}^3$) и обшивками из алюминиевых листов ($\delta = 1 \text{ мм}$).

Размеры панели $6000 \times 1500 \times 162 \text{ мм}$. Шаг несущих арок – 6 м. Очертание арки принято круговое со стрелой $f = \frac{1}{6} = 6000 \text{ мм}$.

6.1.1. Статический расчет арки

Выбор геометрической схемы арки.

По формуле (10) определяем радиус кривизны арки:

$$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{36^2 + 4 \cdot 6^2}{8 \cdot 6} = 30 \text{ м.}$$

Центральный угол раскрытия вычисляется по формуле

$$\alpha_0 = \arcsin \frac{l}{2r} = \arcsin \frac{36}{2 \cdot 30} = 36,87^\circ \approx 37;$$

$$\gamma = 90 - \alpha_0 = 53,13^\circ \approx 53^\circ.$$

По формуле (11) длина дуги арки

$$S = \frac{\pi r 2\alpha_0}{180} = \frac{30 \cdot 2 \cdot 37}{180} = 38,59 \text{ м.}$$

Определяем координаты расчетных сечений арки по формулам (12а), разбивая весь центральный угол $2\alpha_0$ на 10 равных углов $\beta = 7,374^\circ$. Весь этот расчет сводим в табл. 6.

Таблица 6

Вычисление координат сечений в арке

Номер сечений	n_{β}	$\varphi_n = \varphi_0 + n_{\beta}$	$\cos \varphi_n$	$\sin \varphi_n$	$r \cos \varphi_n$	$r \sin \varphi_n$	$x_n = x_0 - r \cos \varphi_n$	$y_n = r \sin \varphi_n - y_0$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
A	0,000	53,130	0,600	0,800	18,000	24,000	0,000	0,000
1	7,374	60,504	0,492	0,087	14,760	26,100	3,240	2,100
2	14,748	67,878	0,376	0,926	11,280	27,780	6,720	3,780
3	22,122	75,252	0,254	0,967	7,620	29,010	10,380	5,010
4	29,496	82,626	0,128	0,992	3,840	29,760	14,160	5,760
C	36,870	90,000	0,000	1,000	0,000	30,000	18,000	6,000
4'	44,244	97,374	-0,374	0,992	-3,840	29,760	21,840	5,760
3'	51,618	104,748	-0,254	0,967	-7,620	29,010	25,620	5,010
2'	58,992	112,122	-0,376	0,926	-11,280	27,780	29,280	3,780
1'	66,366	119,496	-0,942	0,870	-14,760	26,100	32,760	2,100
B	73,740	129,870	-0,600	0,800	-18,000	24,000	36,000	0,000

Расчетная схема арки (по результатам полученных расчетов) приведена на рис. 16.

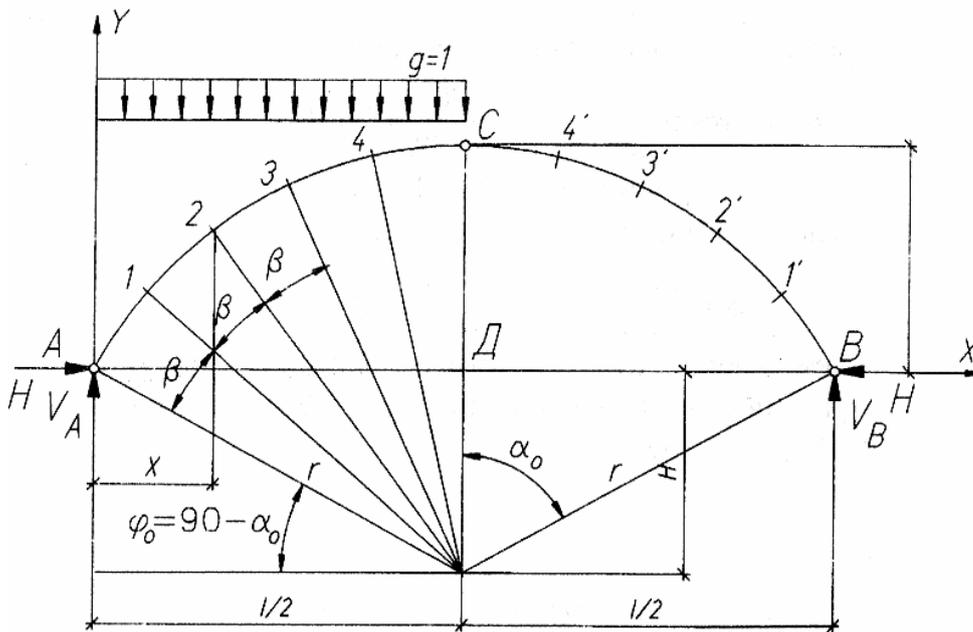


Рис. 16. Расчетная схема арки

Подсчет нагрузок.

1. Постоянная нагрузка от покрытия подсчитывается по фактическому весу элементов (обшивок, обрамления и среднего слоя) панели. Результаты подсчета приведены в табл. 7.

Таблица 7

Нагрузки от покрытия

№ п/п	Вид нагрузки	$q_{\text{пок}}^{\text{н}}$, кН/м ²	γ_f	$q_{\text{пок}}$, кН/м ²
1.	Обшивка	0,054	1,1	0,060
2.	Обрамление	0,018	1,1	0,02
3.	Средний слой	0,053	1,3	0,065
	Всего вес панели	0,125	—	0,148
	на 1 м ² горизонтальной проекции ($q = q' \frac{S}{l}$)	0,134	—	0,155

2. Снеговая нагрузка подсчитывается по [3] по следующим вариантам:

Вариант 1. При равномерно распределенной снеговой нагрузке интенсивностью

$$P_{\text{CH}} = \mu \cdot P_{\text{CH}}^0 = 0,75 \cdot 1,8 = 1,35 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{CH}}^{\text{H}} = 0,7 \cdot P_{\text{CH}} = 0,945 \text{ кПа},$$

где $\mu = \frac{l}{8f} = \frac{36}{8 \cdot 6} = 0,75$

Вариант 2. При распределенной по треугольнику снеговой нагрузке с максимальной ординатой снеговая нагрузка

$$P'_{\text{CH}} = \mu_2 P_{\text{CH}}^0 = 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ кПа};$$

$$P''_{\text{CH}} = 0,5 \mu_2 P_{\text{CH}}^0 = 0,5 \cdot 2 \cdot 1,8 = 1,8 \text{ кПа},$$

где $\mu_2 = 2,0$ при $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$;

$$P_{\text{CH}} = \gamma_f P_{\text{CH}}^{\text{H}} = 1,6 \cdot 2,0 = 3,2 \text{ кН/м}^2.$$

3. Ветровая нагрузка определяется по [3].

Характер действия ветровой нагрузки показан на рис.17.

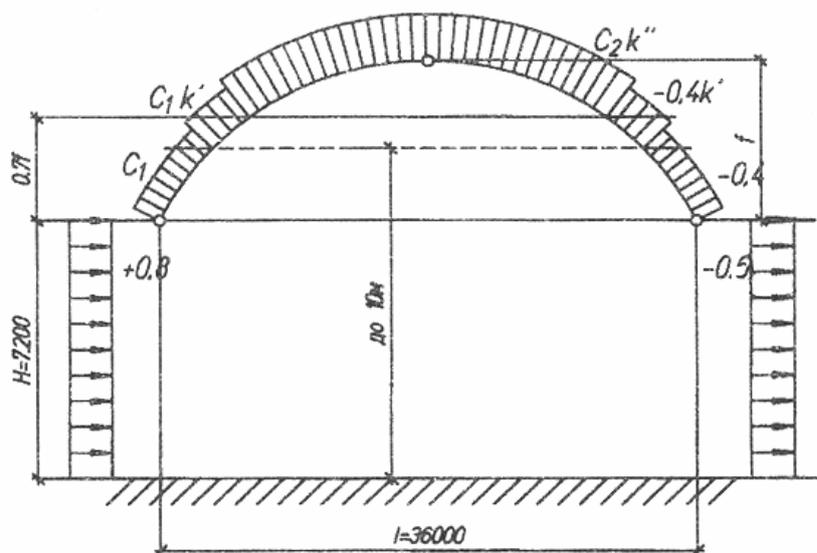


Рис. 17. Схема ветровой нагрузки на арку

Интенсивность ветровой нагрузки подсчитывается по формулам:

$$q_B^H = q_0^H K C;$$

$$q_B = \gamma_f q_B^H = \gamma_f q_0^H K C,$$

где $q_0^H = 0,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – скоростной напор для второго района;

C – аэродинамический коэффициент;

K – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте (для местности типа В [3, табл. 6] при высоте $H=5$ м $K=0,5$; при $H=10$ м $K=0,65$; при $H=20$ м $K=0,85$; другие значения K находятся по интерполяции);

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,4.

Для каждой зоны (см. рис. 16) принимаем средние значения коэффициентов C_i и K_i .

При $\frac{H}{l} = \frac{7,2}{36} = 0,2$ и $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$ имеем $C_1 = -0,16$; $C_2 = -0,86$; $C_3 = -0,4$.

Другие коэффициенты показаны на рис. 17.

4. Собственный вес арки подсчитываем по формуле (20). Величина распределенной нагрузки от собственного веса:

– нормативная

$$q_{с.в}^H = \frac{q_{\text{пок}}^H + P_{\text{сн}}^H}{\frac{1000}{K_{с.в} l} - 1} = \frac{0,125 + 0,945}{\frac{1000}{4 \cdot 36} - 1} = 0,147 \text{ кН/м}^2;$$

– расчетная

$$q'_{с.в} = \gamma_f q_{с.в}^H = 1,1 \cdot 0,147 = 0,162 \text{ кН/м}^2.$$

На 1 м^2 горизонтальной проекции

$$q_{с.в} = q'_{с.в} \frac{S}{l} = 0,162 \cdot \frac{38,59}{36} = 0,173 \text{ кН/м}^2.$$

Погонные нагрузки на арку (при шаге $B=6$ м):

– постоянная

$$q = (q_{\text{пок}} + q_{с.в}) B = (0,155 + 0,173) 6 = 1,97 \text{ кН/м};$$

– снеговая:

вариант 1

$$P_{\text{сн}} = 1,35 \cdot 6 = 8,1 \text{ кН/м};$$

вариант 2

$$P_{\text{CH}} = 3,6 \cdot 6 = 21,6 \text{ кН/м};$$

$$P'_{\text{CH}} = 1,8 \cdot 6 = 10,8 \text{ кН/м};$$

– ветровая

$$q_{\text{B}}^{\text{I}} = -1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,16 \cdot 6 = 0,262 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{B}}^{\text{II}} = -1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,675 \cdot 0,16 \cdot 6 = 0,272 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{B}}^{\text{III}} = -1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,695 \cdot 0,86 \cdot 6 = 1,506 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{B}}^{\text{IV}} = -1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,675 \cdot 0,4 \cdot 6 = 0,680 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{B}}^{\text{I}'} = -1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,650 \cdot 0,4 \cdot 6 = 0,655 \text{ кН/м}.$$

Определение усилий в сечениях арки.

Предварительно определим величины усилий \bar{M} , \bar{N} и \bar{Q} в выбранных сечениях арки от действия равномерно распределенной единичной нагрузки, действующей на левой половине пролета.

Расчетная схема арки показана на рис. 16.

Опорные реакции:

$$V_A = \frac{3}{8} \cdot 1 \cdot 36 = 13,5;$$

$$V_B = \frac{1}{8} \cdot 1 \cdot 36 = 4,5;$$

$$H_A = H_B = \frac{1 \cdot 36}{16 \cdot 6} = 13,5.$$

Усилия \bar{M} , \bar{N} и \bar{Q} в сечениях арки подсчитываем по формулам (21).
Результаты вычислений сводим в табл. 8.

Таблица 8

Вычисление усилий \bar{M} , \bar{N} и \bar{Q} в сечениях арки от единичной нагрузки

Но- мера сече- ния	x_n	y_n	$V_A x_n$ [$V_B(l-x_n)$]*	qx_n	$\frac{qx_n^2}{2}$	Hy_n	$V_A - qx_n$ [V_B]*	$(V_A - qx_n) \times$ $\times \sin \varphi_n$ $V_B \cos \varphi_n$	$(V_A - qx_n) \times$ $\times \sin \varphi_n$ [$V_B \sin \varphi_n$]	$H \times$ $\times \sin \varphi_n$	$H \times$ $\times \cos \varphi_n$	\bar{M}_x	\bar{Q}_x	\bar{N}_x
А	0	0	0	0	0	0	13,5	8,1	10,8	10,8	8,1	0	2,7	18,9
1	3,24	2,1	43,74	3,24	5,25	28,4	10,26	5,05	8,93	11,74	6,64	10,09	2,29	16,79
2	6,72	3,78	90,72	7,72	22,58	51,03	6,78	2,55	6,28	12,5	5,08	17,11	1,2	15,05
3	10,38	5,011	140,13	10,38	53,87	67,64	3,12	0,79	3,02	13,05	3,43	18,62	-0,41	13,84
4	14,16	5,761	191,16	14,16	100,25	77,76	-0,66	-0,08	-0,65	13,39	1,73	13,15	-2,38	13,31
С	18	6,002	243,0	18	162	81	-4,5	0	-4,5	13,5	0	0	-4,5 4,5	13,5
4	21,84	5,76	63,72	-	-	77,76	4,5	0,576	-4,46	13,39	-1,73	-14,04	-2,73	13,97
3	25,62	5,01	46,71	-	-	67,64	4,5	1,143	-4,35	13,05	-3,43	-20,93	-0,92	14,19
2	29,28	3,78	30,24	-	-	51,03	4,5	1,692	-4,17	12,5	-5,08	-20,79	0,91	14,19
1	32,76	2,1	15,58	-	-	28,4	4,5	2,214	-3,92	11,74	-6,64	-13,82	2,72	13,95
В	36	0	0	-	-	0	4,5	2,7	-3,6	10,8	-8,1	0	4,5	13,5

Данными табл. 8 можно воспользоваться для определения усилий \bar{M} , \bar{N} и \bar{Q} от нагрузок, действующих по всему пролету и на половине пролета слева и справа, т.е. от постоянной и равномерно распределенных нагрузок (вариант 1), путем умножения данных табл. 7 на интенсивность этих нагрузок. Результаты вычислений приведены в табл. 9.

Таблица 9

Сводная таблица расчетных усилий в арке

Но- мера сече- ния	Вид усилия	Усилия						Расчетные усиления от сочетаний нагрузок	
		от действия постоянной нагрузки $q=1,97$ кН/м	от действия равномерно распределенной снеговой нагрузки $p=8,1$ кН/м			от действия снеговой нагрузки по треугольнику (вариант 2)			
			слева	справа	по всему пролету	слева	справа	M_{\max} , кН/м	Q_{\max} , кН
А	M	0	0	0	0	0	0	0	
	N	61,56	153,09	109,35	262,44	198,74	187,16	324,0	
	Q	13,68	21,87	36,45	58,32	48,84	-2,88	72,0	72,0
1	M	-7,09	81,73	-111,94	-30,21	149,37	8,58	142,28	
	N	58,4	136,00	112,99	249,00	168,78	148,44	227,18	
	Q	9,52	18,55	22,03	40,58	24,78	0,63	34,3	
2	M	-6,98	138,59	-168,40	-29,81	222,11	11,34	215,13	
	N	55,56	121,90	114,94	236,84	140,1	138,18	195,66	
	Q	4	9,72	7,37	17,09	0,8	3,96	4,8	
3	M	-4,39	150,82	-169,53	-18,71	258,96	28,86	254,67	
	N	53,26	112,10	114,94	227,04	129,54	132,9	182,8	
	Q	-0,97	-3,32	-7,45	-10,77	-16,87	4,03	-17,84	
4	M	-1,69	106,51	-113,72	-7,21	228,92	97,02	227,23	
	N	51,83	107,81	113,16	220,97	127,74	130,92	178,57	
	Q	9,71	-19,28	-22,11	-41,39	-23,04	-1,59	-13,33	
С	M	0	0,000	0,000	0,000	0	0	0	
	N	51,3	109,35	109,35	218,7	129,6	129,6	245,7	
	Q	0	-36,45	36,45	0,000	-14,4	-14,4	32,4	36,45
Опор- ные реак- ции	V_A	34,2	109,35	36,45	145,8	158,4	100,8		
	V_B	34,2	36,45	109,35	145,8	100,8	158,4		
	H	51,3	109,35	109,35	218,7	129,6	129,6		

При $\frac{f}{l} > \frac{1}{8}$ (в нашем случае $\frac{f}{l} = \frac{1}{6} > \frac{1}{8}$) необходимо учесть действие снеговой нагрузки в виде двух треугольников (вариант 2). Расчет на такую нагрузку желательно проводить также в табличной форме (аналогично табл. 8). В настоящем примере эта таблица не приводится, даются лишь окончательные результаты расчетов (см. табл. 9), проведенных на ЭВМ.

В табл. 9 приведены значения расчетных усилий M , N и Q от различных видов нагружения и сочетания нагрузок. Следует отметить, что ввиду незначительной величины ветровых нагрузок и отрицательного характера их действия расчет на ветровую нагрузку в данном примере не производится, так как она будет лишь разгружать основную работу арки.

6.1.2. Конструктивный расчет арки

Подбор сечения арки.

Сечение арки принимаем прямоугольным, склеенным из досок плашмя. Задаемся, согласно рекомендациям п. 3.1, высотой арки, равной $\frac{1}{36}l$, и уточняем ее, исходя из целого числа склеиваемых досок. Принимаем 25 досок толщиной $\delta=42$ мм и шириной $b=168$ мм (что соответствует настроганым стандартным доскам 175×50 мм). Тогда размеры сечения будут $h \cdot b = 1050 \times 168$ мм. Древесина принята 1-го сорта, для которой $R_c = R_{и} = 14$ МПа, $R_{ск} = 1,6$ МПа. С учетом коэффициентов $m_{\delta} = 0,85$ (при $h=105$ см), $m_{сл} = 0,95$ (при $\delta=42$ мм) и $m_{гн} = 1,00$ (при $\frac{r}{\delta} = 714 > 500$) величина расчетного сопротивления будет равна:

$$R'_c = R_c m_{\delta} m_{сл} m_{гн} = 14,0 \cdot 0,85 \cdot 0,95 \cdot 1,0 = 11,17 \text{ МПа}.$$

Для принятого сечения имеем

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{16,8 \cdot 105^2}{6} = 31237 \text{ см}^3;$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x} = \frac{0,58S}{0,289h} = \frac{0,58 \cdot 3859}{0,289 \cdot 105} = 73,8$$

($l_{ox} = 0,58S$ принята как для арки, нагруженной несимметричной нагрузкой).

Проверка прочности сечений.

Проверяем прочность наиболее нагруженного сечения (с максимальным изгибающим моментом), т.е. сечения 3, где $M=254,57$ кН·м, $N=182,8$ кН.

Находим по формуле (23) значение коэффициента ξ , для чего подсчитываем сначала φ по формуле (24):

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{73,8^2} = 0,551.$$

Тогда

$$\xi = 1 - \frac{245,7 \cdot 10}{0,551 \cdot 1785 \cdot 11,17} = 0,808.$$

Проверяем прочность сечения по формуле (22):

$$\frac{182,8 \cdot 10}{17785} + \frac{254,57 \cdot 10^3}{0,808 \cdot 31237} = 11,1 \text{ МПа} < R'_c = 11,17 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

По формуле (35) проверяем клеевые швы на скалывание:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 72 \cdot 10}{0,808 \cdot 105 \cdot 16,8} = 0,757 \text{ МПа} < m_{cl} R_{ck} = 0,95 \cdot 1,6 = 1,52 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Проверка устойчивости арки.

Проверку устойчивости арки производим по формуле (25). Считаем, что арка раскреплена по верхней кромке связями, которые ставятся через 3 м (кратно ширине панели покрытия). Нижняя кромка не имеет раскреплений, т.е. вертикальные и горизонтальные связи по нижним поясам арок отсутствуют. Учитывая, что расчетная нагрузка в проверяемом выше сечении создает положительные изгибающие моменты (сжатая зона вверху), за расчетный участок l_p принимаем расстояние между связями, т.е. $l_p = 3000$ мм.

Подсчитаем коэффициенты:

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{61^2} = 0,806 \text{ при гибкости } \lambda_y = \frac{3000}{0,289 \cdot 16,8} = 61;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{16,8^2}{300 \cdot 105} 1,0 = 1,26$$

(коэффициент K_φ принят равным 1,0 [1, табл. 2] ввиду небольшого изменения моментов на концах рассматриваемого участка l_p).

Проверяем устойчивость арки по формуле (25):

$$\frac{182,8 \cdot 10}{0,806 \cdot 11,17 \cdot 1785} + \left(\frac{254,57 \cdot 10^3}{0,808 \cdot 1,26 \cdot 11,17 \cdot 31237} \right)^2 = 0,628 < 1,0.$$

Устойчивость обеспечена.

Однако арку необходимо проверить еще на устойчивость плоской формы деформирования с учетом сочетания нагрузок, которые вызывают отрицательные изгибающие моменты (растяжение в верхней кромке и сжатие в нижней). Расчетные усилия будут равны (см. сеч.2 табл.9): $M = -6,98 - 168,4 = -175,38$ кН·м; $N = 55,56 + 114,94 = 170,5$ кН.

Для такого случая имеем:

$$l'_p = 0,58S = 22,38 \text{ м};$$

$$\lambda_y = \frac{l'_p}{0,289b} = \frac{2238}{0,289 \cdot 16,8} = 460;$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{460^2} = 0,0142;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{16,8^2}{2238 \cdot 105} 1,13 = 0,19.$$

Величины коэффициентов, учитывающих закрепление из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента M кромки, подсчитываем по формуле (27). При $m > 4$ (в нашем случае $m = \frac{0,58S}{l_p} = \frac{0,58 \cdot 3859}{300} = 7 > 4$) они имеют следующие значения:

$$\begin{aligned} K_{\text{шн}} &= 0,75 + 0,06 \left(\frac{l'_p}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \frac{l'_p}{h} = \\ &= 0,75 + 0,06 \left(\frac{2238}{105} \right)^2 + 0,6 \cdot 0,746 \cdot \frac{2238}{105} = 37,54; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{пм}} &= 0,142 \frac{l'_p}{h} + 1,76 \frac{l'_p}{h} + 1,4\alpha_p = \\ &= 0,142 \cdot \frac{2238}{105} + 1,76 \cdot \frac{105}{2238} + 1,4 \cdot 0,746 = 4,153, \end{aligned}$$

где $\alpha_p = 0,746$ – центральный угол, рад, определяющий участок $l'_p = 0,58S = 2238$ см.

Проверим устойчивость арки по формуле (25):

$$\frac{170,50 \cdot 10}{0,0142 \cdot 37,54 \cdot 11,17 \cdot 1785} + \frac{175,38 \cdot 10^3}{0,808 \cdot 0,19 \cdot 4,153 \cdot 11,17 \cdot 31237} = 0,16 + 0,788 = 0,948 < 1,0.$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем устойчивость арки из плоскости по формуле (28):

$$\frac{N}{A} = \frac{324 \cdot 10}{1785} = 1,82 \text{ МПа} < \varphi_y R'_c = 0,702 \cdot 11,17 = 7,84 \text{ МПа},$$

где $\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{61,0}{100} \right)^2 = 0,702.$

Таким образом, принятое сечение арки удовлетворяет требования прочности и устойчивости.

Расчет затяжки.

Максимальное усилие в затяжке $H = 51,3 + 218,7 = 270,0$ кН. Затяжка выполняется из двух стальных уголков марки ВСтЗпс6-1.

Требуемая площадь уголков

$$A_{\text{тр}} = \frac{H}{R_y} = \frac{270 \cdot 10}{240} = 11,25 \text{ см}^2,$$

а одного уголка

$$A_{\text{тр.уг}} = \frac{A_{\text{тр}}}{0,85 \cdot 2} = 6,61 \text{ см}^2.$$

Принимаем уголок $\angle 70 \times 5$ ($A = 6,86 \text{ см}^2 > 6,61 \text{ см}^2$).

Расчет узлов.

Опорный узел. Расчетные усилия (см. табл. 9):

$$N = 324,0 \text{ кН}; Q = 72,0 \text{ кН}.$$

Конструкцию опорного узла принимаем с валиковым шарниром (рис. 18). Материал шарнира – сталь марки 1ОГ2С1 ($R = 310$ МПа).

Расчет валикового шарнира на изгиб и упорных пластин на смятие производим на равнодействующую усилий N и Q в шарнире:

$$R_A = \sqrt{N^2 + Q^2} = \sqrt{324^2 + 72^2} = 331,9 \text{ кН}.$$

Принимая расстояние между упорными пластинами в арке $l_2 = \frac{b}{2} = \frac{168}{2} = 84$ мм, находим величину изгибающего момента в валике:

$$M = \frac{R_A l_2}{4} = \frac{331,9 \cdot 0,084}{4} = 6,97 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

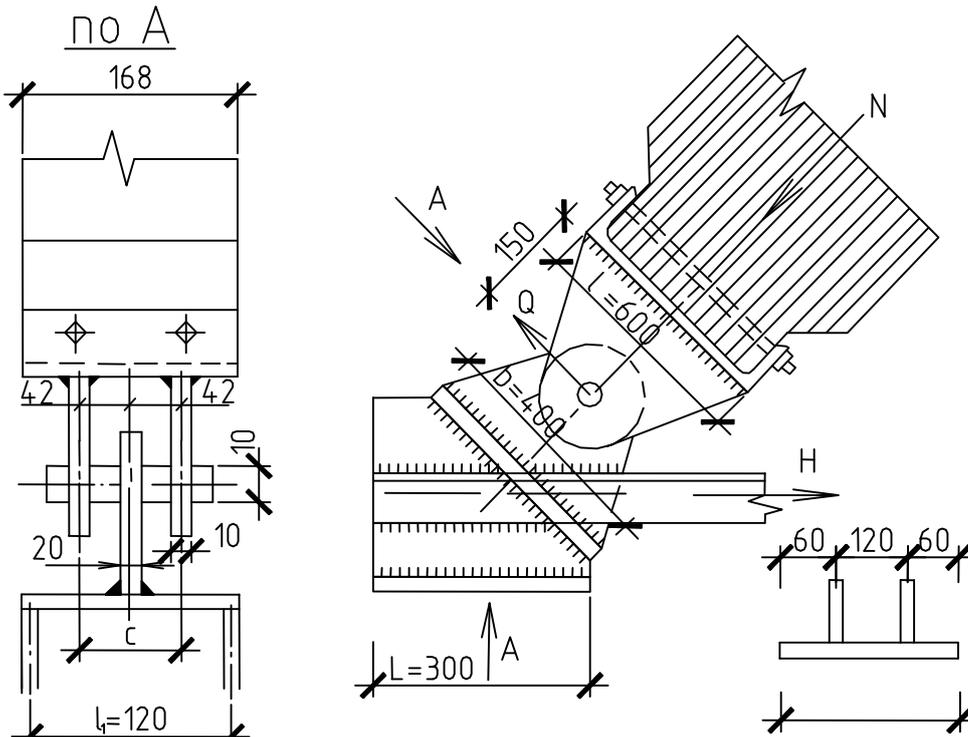


Рис. 18. Опорный узел арки

Требуемый момент сопротивления валика

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R} = \frac{6,97 \cdot 10^3}{310} = 22,48 \text{ см}^3.$$

Принимаем валик диаметром $D = 65$ мм
($W = 26,9 \text{ см}^3 > 22,48$).

Проверяем валик на срез по формуле

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{R_A}{2A} = \frac{302 \cdot 10}{2 \cdot 33,16} = 45,5 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}.$$

Принятый валик удовлетворяет требованиям прочности.

Толщину упорных пластин принимаем из условия смятия. Общая толщина пластин в арке и опорном башмаке должна быть не менее

$$t = \frac{R_A}{R_{\text{см}} D} = \frac{331,9 \cdot 10}{450 \cdot 6,5} = 1,13 \text{ см}.$$

Принимаем толщину пластин в арке равной 10 мм, а в опорном башмаке – 20 мм.

Торец арки проверяем на смятие. Величина напряжений смятия при действии расчетной продольной силы не должна превышать расчетного сопротивления смятию ($R_{\text{см}} = 14$ МПа). Усилия от шарнира передается на башмак длиной $l_6 = 600$ мм через гнутый швеллерный профиль двумя боковыми ребрами.

Площадь смятия торца арки под швеллером

$$A_{\text{см}} = 16,8 \cdot 60 = 1008 \text{ см}^2.$$

Условие прочности:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N}{A_{\text{см}}} = \frac{324,0 \cdot 10}{1008} = 3,2 \text{ МПа} < R_{\text{см}} = 14 \text{ МПа}.$$

Прочность удовлетворяется.

На болты, присоединяющие оголовок, действуют усилия N_6 , вызываемые поперечной силой:

$$N_6 = \frac{Q \cdot 15}{30} = \frac{72,0 \cdot 15}{30} = 36,0 \text{ кН}.$$

Необходимый диаметр болта определяем, исходя из его несущей способности, по изгибу:

$$T_6 = 2,50d^2n = N_6.$$

При $n=2$ (два болта) имеем

$$d = \sqrt{\frac{36}{25,0 \cdot 2}} = 0,848 \text{ см}.$$

Принимаем конструктивно два болта диаметром 16 мм.

Упорную плиту башмака рассчитываем как балку на двух опорах, нагруженную в середине пролета силой N . Максимальный изгибающий момент в такой балке

$$M = \frac{N \cdot l_1}{4} = \frac{324 \cdot 0,12}{4} = 9,72 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $l_1 = 120$ мм – расстояние между боковыми пластинами опорного башмака.

Принимая ширину плиты $b_1=400$ мм, находим требуемую ее толщину по формуле

$$t = \sqrt{\frac{6M}{b_1 R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 9,72 \cdot 10^3}{40 \cdot 230}} = 2,51 \text{ см}.$$

Принимаем толщину плиты равной 26 мм.

Размеры опорной плиты башмака назначаем из условия смятия опорной деревянной подушки под действием максимальной опорной реакции: $A = 192,6$ кН (см. табл. 9), т.е.

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{V_A}{BL} \leq R_{\text{см}90}.$$

Принимаем $B = 240$ мм, найдем, что

$$L = \frac{V_A}{BR_{cm}} = \frac{192,6 \cdot 10}{24 \cdot 3} = 26,75 \text{ см.}$$

Принимаем $L = 300$ мм. Толщину опорной плиты назначаем из условия работы ее на изгиб. Опасными являются консольные участки, для которых изгибающий момент

$$M = \frac{V_A \cdot a^2}{B \cdot 2} = \frac{192,6 \cdot 6^2}{24 \cdot 2} = 144,45 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Толщина опорной плиты должна быть не менее

$$\delta = \sqrt{\frac{6M}{RL}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1,4445 \cdot 10^3}{230 \cdot 30}} = 1,12 \text{ см} = 11,2 \text{ мм.}$$

Принимаем $\delta = 12$ мм.

Сварные швы, соединяющие детали узла между собой, рассчитываются в соответствии с требованиями СНиП П-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.

Коньковый узел. Коньковый узел арки в целях унификации выполняем аналогично опорному, т.е. тоже с применением валикового шарнира. Конструкция узла показана на рис. 19.

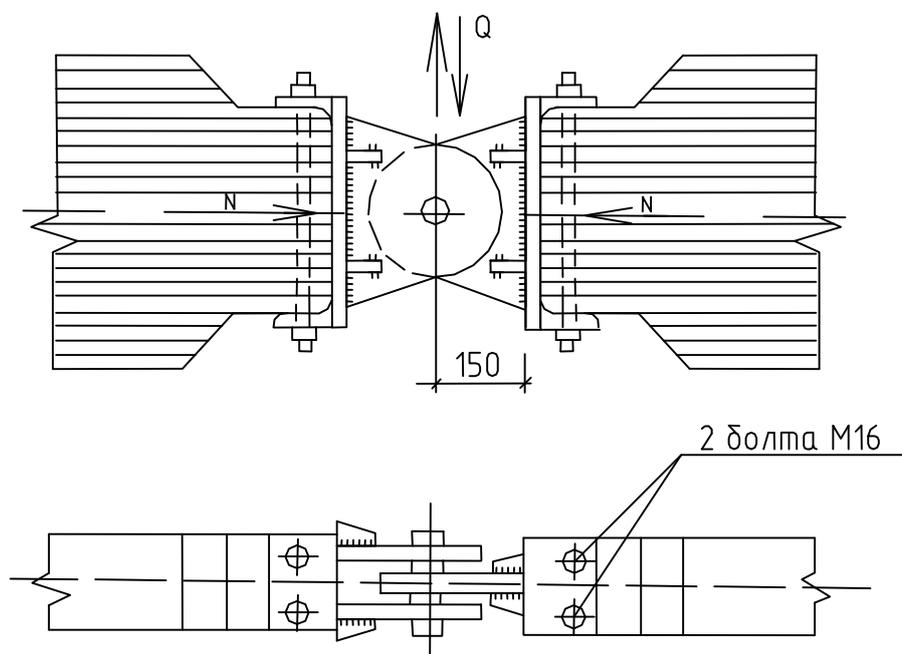


Рис. 19. Коньковый узел арки

Расчетные усилия в узле $N=218,7$ кН, $Q=36,45$ кН. Расчет конькового узла на указанные усилия производится аналогично расчету опор-

ного. Учитывая незначительную разницу в расчетных усилиях на опоре и в коньке и сравнительно небольшие (на грани конструктивных) размеры деталей опорного узла, можно основные размеры деталей конькового узла принять такими же, как в опорном.

6.2. Проектирование треугольной арки

Запроектировать треугольную арку покрытия промышленного здания пролетом 24 м. Шаг арок – 3 м. По аркам укладываются утепленные панели покрытия размером в плане 1500×3000 мм. По панелям выполняется кровля из волнистых асбестоцементных листов. Район строительства – Пензенская область.

Верхний пояс арки выполняется из двух наклонно поставленных клееных балок из досок шириной 140 мм и толщиной 44 мм (в черне доски сечением 150×50 мм). Затяжка выполняется из круглой стали класса А-III. Стрела подъема арки $f = \frac{1}{6}l = 4000$ мм (угол наклона $\alpha = 19^\circ$, $\sin\alpha = 0,325$; $\cos\alpha = 0,945$).

6.2.1. Статический расчет арок

Подсчет нагрузок.

Постоянная нагрузка от покрытия, подсчитанная по фактическому весу всех элементов панели, приведена в табл. 10. Там же приведена и интенсивность снеговой нагрузки, подсчитанная согласно [3].

Т а б л и ц а 1 0

Нагрузки на арку

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка q^n , кН·м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка q , кН·м ²
1. 2.	Постоянная Кровля	0,21	1,3	0,273
	Плита покрытия: Каркас Обшивка(ванера 10 мм) Пароизоляция Утеплитель (минвата)	0,15	1,1	0,165
		0,07	1,1	0,077
		0,02	1,3	0,026
		0,12	1,3	0,156
		0,57		0,697
3.	Временная Снег	1,26		1,8
	Всего	1,83		2,497

Собственный вес арки подсчитывается по формуле (20):

$$q_{с.в}^H = \frac{0,57 + 1,26}{\frac{1000}{3 \cdot 24} - 1} = 0,16 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Погонные расчетные нагрузки (при шаге $B=3$ м) равны:

– постоянная $q = (0,697 + 1,1 \cdot 0,16) \cdot 3 = 2,619 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

– временная (снег) $p = 1,8 \cdot 3 = 5,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

– полная $q = q + p = 2,619 + 5,4 = 8,019 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Определение расчетных усилий.

Расчет арки производим на два сочетания нагрузок (рис. 20):

– постоянная нагрузка и снег по всему пролету;

– постоянная нагрузка и снег на левой (или правой) половине пролета.

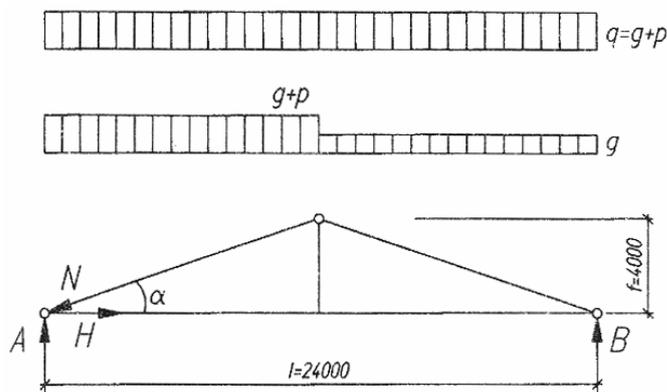


Рис. 20. Расчетная схема треугольной арки

При первом сочетании нагрузок:

– опорные реакции

$$A = B = \frac{ql}{2} = \frac{8,019 \cdot 24}{2} = 96,228 \text{ кН};$$

– усилие в затяжке

$$H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{8,019 \cdot 24^2}{8 \cdot 4} = 144,34 \text{ кН};$$

– сжимающее усилие в арке

$$N_1 = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{144,34}{0,945} = 152,74 \text{ кН}.$$

Максимальный изгибающий момент в арке от внешней нагрузки

$$M_k = \frac{q(l/2)^2}{8} = \frac{ql^2}{32} = \frac{8,019 \cdot 24^2}{32} = 144,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила в арке у опор

$$Q = A \cos \alpha - H \sin \alpha = 96,228 \cdot 0,945 - 144,34 \cdot 0,325 = 44,02 \text{ кН.}$$

При втором сочетании нагрузок эти усилия соответственно равны:

$$A = \frac{gl}{2} + \frac{3}{8} pl = \frac{2,619 \cdot 24}{2} + \frac{3}{8} \cdot 5,4 \cdot 24 = 88,128 \text{ кН;}$$

$$B = \frac{gl}{2} + \frac{1}{8} pl = \frac{2,619 \cdot 24}{2} + \frac{1}{8} \cdot 5,4 \cdot 24 = 47,628 \text{ кН;}$$

$$H_2 = \frac{gl^2}{8f} + \frac{pl^2}{16f} = \frac{2,619 \cdot 24^2}{8 \cdot 4} + \frac{5,4 \cdot 24^2}{16 \cdot 4} = 95,742 \text{ кН;}$$

$$N_2 = \frac{H_2}{\cos \alpha} = \frac{95,742}{0,945} = 101,314 \text{ кН;}$$

$$M_0 = \frac{q(l/2)^2}{8} = 144,34 \text{ кН.}$$

6.2.2 Конструктивный расчет арки

Подбор сечения верхнего пояса арки.

Высоту сечения определим из условия прочности опорных сечений на скалывание, для чего воспользуемся формулой (35 а), вводя в нее коэффициент $K_{ск}$, учитывающий концентрацию скалывающихся напряжений в опорных узлах (принимается по графику рис. 21).

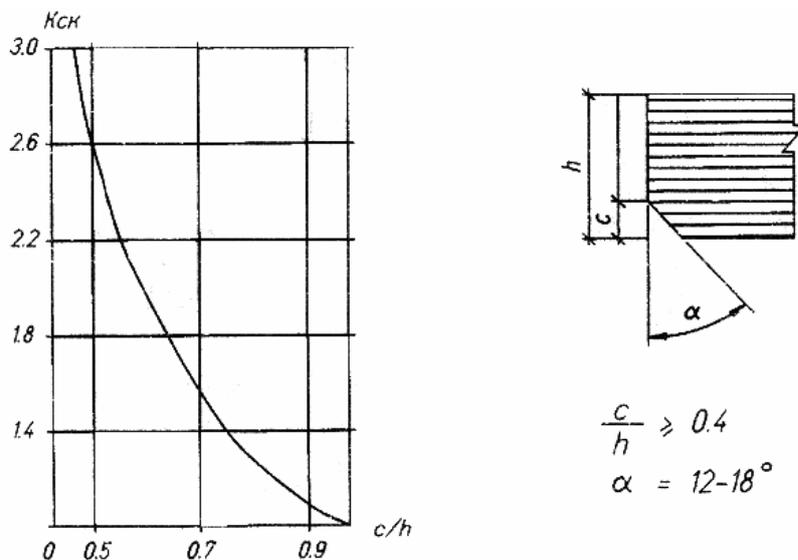


Рис. 21. График зависимости коэффициента $K_{ск}$ от отношения c/h

Для определения $K_{ск}$ зададимся отношением высоты упорной площадки к высоте сечения, равным 0,5, тогда по рис. 21 получим $K_{ск}=2,1$. Следовательно, из формулы (35а) имеем

$$h = \frac{1,5 \cdot 43,722 \cdot 2,1 \cdot 10^{-1}}{14 \cdot 1,5} = 65,5 \text{ см.}$$

Принимаем высоту сечения (с учетом целого числа досок толщиной 44 мм), равной $h = 15 \cdot 44 = 660$ мм.

Проверка прочности сечений.

Для принятого сечения арки $b \times h = 140 \times 660$ геометрические характеристики будут равны:

$$a = b \times h = 14 \cdot 66 = 924 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{14 \cdot 66^2}{6} = 10164 \text{ см}^2.$$

Опираение арки в опорных и коньковых узлах проектируем с эксцентриситетом

$$e = \frac{h}{2} - \frac{c}{2} = \frac{h}{4} = \frac{66}{4} = 16,5 \text{ см};$$

здесь $c = \frac{h}{2}$ – высота опорной площадки арки в узле.

При таком решении в арке возникают дополнительные изгибающие моменты $M = N \cdot e$, которые обратны по знаку моменту M_0 .

Расчетные изгибающие моменты в арке тогда будут равны:

– при первом сочетании нагрузок

$$M_1 = M_0 - N_1 e = 144,34 - 152,74 \cdot 0,165 = 119,137 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– при втором сочетании нагрузок

$$M_2 = M_0 - N_2 e = 144,34 - 101,34 \cdot 0,165 = 127,623 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность верхнего пояса проверяем по формуле (22), предварительно подсчитав следующие величины:

– расчетную длину $l_0 = \frac{l}{2 \cos \alpha} = \frac{24}{2 \cdot 0,945} = 12,7 \text{ м};$

– гибкость $\lambda = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{1270}{0,289 \cdot 66} = 66,5;$

$$- \text{коэффициент } \xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 A R_c} = 1 - \frac{66,5^2 \cdot 101,314 \cdot 10}{3000 \cdot 924 \cdot 13} = 0,876.$$

Проверяем прочность сечения при втором сочетании нагрузок по формуле (22):

$$\begin{aligned} \frac{101,314 \cdot 10}{924} + \frac{127,623 \cdot 10^3}{0,876 \cdot 10164} &= 1,0 + 14,33 = 15,33 \text{ МПа} > m_\sigma m_{\text{сл}} R_{\text{и}} = \\ &= 0,95 \cdot 0,95 \cdot 13 = 11,75 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Принятое сечение не удовлетворяет требованиям прочности.

Поскольку перегрузка небольшая, то увеличение сечения произведем путем приклеивания к принятому еще трёх досок, т.е. новое сечение будет иметь размеры $b \times h = 140 \times 792$ мм.

Для вновь принятого сечения имеем:

$$A = 14 \cdot 79,2 = 1108,8 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{14 \cdot 79,2^2}{6} = 14636 \text{ см}^3;$$

$$e = 0,25h = 0,25 \cdot 79,2 = 19,8 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{1270}{0,289 \cdot 79,2} = 55,48;$$

$$\xi = 1 - \frac{55,48^2 \cdot 101,314 \cdot 10}{3000 \cdot 11,24 \cdot 1108,8} = 0,916;$$

$$R'_c = m_\sigma m_{\text{сл}} R_c = 0,91 \cdot 0,95 \cdot 13 = 11,24 \text{ МПа};$$

$M = 144,34 - 101,314 \cdot 0,198 = 124,27$ кН·м (для второго сочетания нагрузок).

Проверка прочности:

$$\frac{101,314 \cdot 10}{1108,8 \cdot 2} + \frac{124,27 \cdot 10^3}{0,916 \cdot 14636} = 10,20 < 11,24 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

При первом сочетании нагрузок коэффициент ξ и расчетный изгибающий момент M равны:

$$\xi = 1 - \frac{58,48^2 \cdot 152,74 \cdot 10}{3000 \cdot 11,24 \cdot 1108,8} = 0,874;$$

$$M = 144,34 - 152,74 \cdot 0,198 = 114,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверка прочности:

$$\frac{152,74 \cdot 10}{1108,8} + \frac{114,09 \cdot 10^3}{0,874 \cdot 14636} = 10,30 < 11,24 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Проверку прочности по скалывающим напряжениям производим по формуле (35а):

$$\tau = \frac{1,5QK_{\text{ск}}}{\xi bh} = \frac{1,5 \cdot 44,02 \cdot 2,1 \cdot 10}{0,916 \cdot 14 \cdot 79,2} = 1,36 \text{ МПа} < m_{\text{сл}} R_{\text{ск}} = 0,95 \cdot 1,5 = 1,43 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Проверка устойчивости арки.

Считаем, что арка раскреплена по верхней кромке связями, которые ставятся через 1,5 м (в соответствии с шириной панели покрытия). Учитывая, что в проверяемом сечении (пролете) арки возникают положительные изгибающие моменты (сжатая зона вверху) за расчетный участок l_p принимаем расстояние между связями, т.е. $l_p = 1,5$ м.

Подсчитываем необходимые величины для проверки устойчивости арки:

$$\lambda = \frac{l_p}{0,289b} = \frac{150}{0,289 \cdot 14} = 37;$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{37^2} = 2,19;$$

$$\varphi_m = 140 \frac{b^2}{hl_p} K_\Phi = 140 \frac{14^2}{79,2 \cdot 150} 1,13 = 2,04.$$

Поскольку $\varphi_y > 1$ и $\varphi_m > 1$, проверку устойчивости по формуле (25) можно не производить.

Проверку устойчивости арки из плоскости произведем по формуле (28):

$$\frac{N}{A} = \frac{152,74 \cdot 10}{1108,8} = 1,38 \text{ МПа} < \varphi_y R_c = 0,89 \cdot 13 = 11,57 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{37}{100} \right)^2 = 0,89.$$

Устойчивость обеспечена.

Расчет затяжки.

Усилие в затяжке $H=144,34$ кН. Затяжка в пределах опорного узла выполняется из двух стержней класса А-III, а на среднем участке пролета – из одного стержня.

Требуемая площадь двух стержней затяжки (с учетом коэффициента $m=0,85$, учитывающего неравномерность распределения усилий между стержнями)

$$A_{\text{тр}} = \frac{H}{mR} = \frac{144,34 \cdot 10^{-3}}{0,85 \cdot 340} = 0,000499 \text{ м}^2 = 4,99 \text{ см}^2.$$

Принимаем два стержня диаметром 18 мм ($F=5,08 \text{ см}^2 > 4,99 \text{ см}^2$).

Стержень среднего участка затяжки соединяется с парными стержнями с помощью муфты (рис. 22).

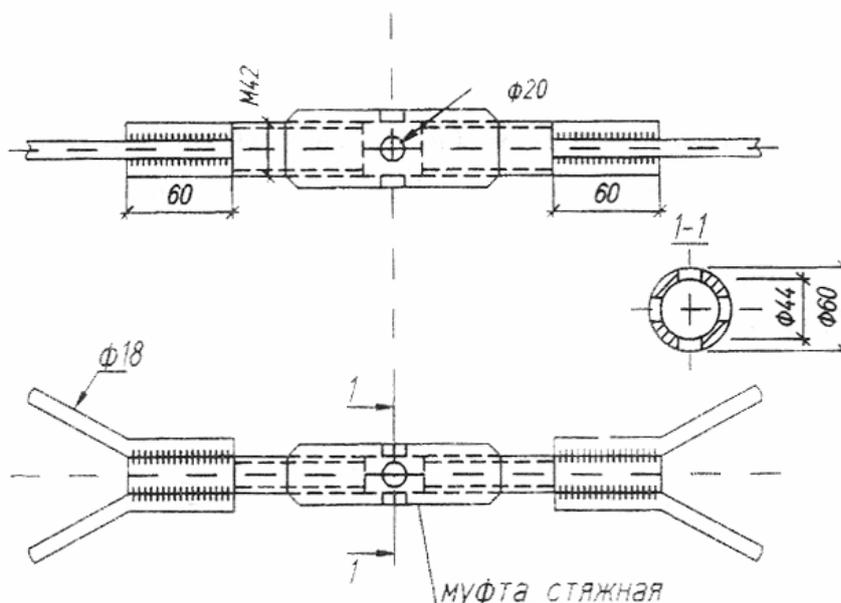


Рис. 22. Стык затяжки

Требуемая площадь сечения стержня в муфте (с учетом ослабления резьбой $m=0,8$)

$$A_{\text{тр}} = \frac{H}{0,8R} = \frac{144,34 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 170} = 0,00106 \text{ м}^2 = 10,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержень диаметром 45 мм под резьбу М42 ($A_{\text{бр}}=15,89 \text{ см}^2$; $A_{\text{нт}} = 13,86 \text{ см}^2 > 10,6 \text{ см}^2$).

Затяжка к опорному башмаку и к стержню муфты прикрепляется с помощью сварных швов. Расчет сварных швов производится в соответствии с требованиями СНиП П-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.

Расчет узлов арки.

Опорный узел. Конструкция узла приведена на рис. 23.

Максимальная продольная сила в арке $N=152,74$ кН. Упорную площадку ставим перпендикулярно к оси арки. Площадь смятия

$$A_{\text{см}} = cb = 37,4 \cdot 14 = 523,6 \text{ см}^2.$$

Напряжение смятия

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N}{A_{\text{см}}} = \frac{152,74 \cdot 10}{523,6} = 2,92 \text{ МПа} < R_{\text{см}} = 13 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

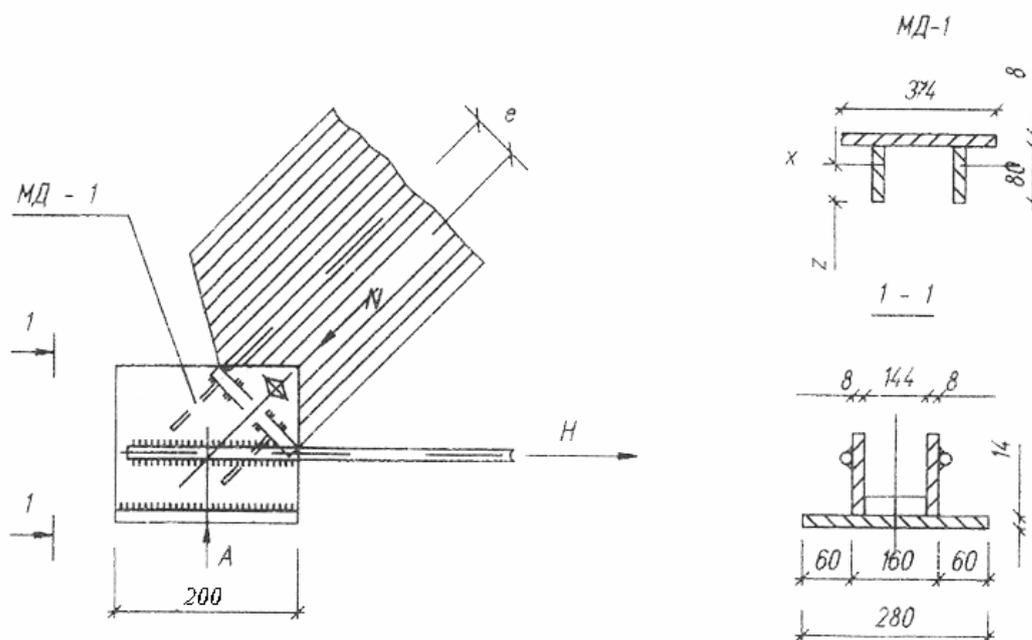


Рис. 23. Опорный узел арки

Опорный башмак изготавливается из листовой стали толщиной $\delta = 8$ мм. Упорная пластина усилена ребрами жесткости. Она рассчитывается как балка пролетом $l_1 = 14$ см, шириной $b_1 = 37,4$ см на действие нагрузки

$$q = \sigma_{\text{см}} b_1 = 2,92 \cdot 0,374 = 1,09 \text{ мН} \cdot \text{м} = 1090 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{1090 \cdot 0,14^2}{8} = 2,67 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для таврового сечения упорной пластины имеем $Z = 7,08$ см, тогда:

$$J_x = 243,3 \text{ см}^4; W_{\text{мин}} = \frac{J_x}{Z} = \frac{243,3}{7,08} = 34,36 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности пластины на изгиб:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\min}} = \frac{2,67 \cdot 10^3}{34,36} = 77,7 \text{ МПа};$$

$$\sigma = 77,7 < R_y = 210 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

Опорная реакция арки $A = 96,228$ кН. Она передается опорной плитой через деревянную подушку на колонну. При этом деревянная подушка работает на смятие поперек волокон: $R_{\text{СМ}_{90}} = 1,8$ МПа. При ширине опорной плиты $B_1 = 280$ мм (см. рис. 23) длина ее

$$D = \frac{A}{B_1 R_{\text{СМ}_{90}}} = \frac{96,228 \cdot 10^{-1}}{28 \cdot 1,8} = 0,19 \text{ м} = 19 \text{ см.}$$

Принимаем $D = 200$ мм.

Опорная плита работает на изгиб. Опасными в работе будут консольные участки длиной $l_2 = 6$ см.

Максимальный изгибающий момент в консольной части

$$M = \frac{ql_2^2}{2} = \frac{3,43 \cdot 6^2}{2} = 61,74 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $q = \frac{A}{B_1} = \frac{96,228}{28} = 3,43 \text{ кН} \cdot \text{см}.$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_y} = \frac{61,74 \cdot 10}{210} = 2,94 \text{ см}^3.$$

Необходимая толщина плиты

$$\delta = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{D}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,94}{20}} = 0,94 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta = 12$ мм. Сварные швы, соединяющие элементы опорного узла, рассчитываются в соответствии со СНиП П-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.

Коньковый узел. Конструкция конькового узла арки представлена на рис. 24. Болты, присоединяющие накладки в арке, рассчитываются на поперечную силу от одностороннего нагружения арки снеговой нагрузкой:

$$Q = \frac{pl}{8} = \frac{5,4 \cdot 24}{8} = 16,2 \text{ кН},$$

а торец арки площадью $F_{\text{см}} = 14 \cdot 37,4 \frac{1}{\cos \alpha} = 553,7 \text{ см}^2$ рассчитывается на смятие под углом $\alpha = 19^\circ$ к волокнам на действие силы $H = 144,34 \text{ кН}$.

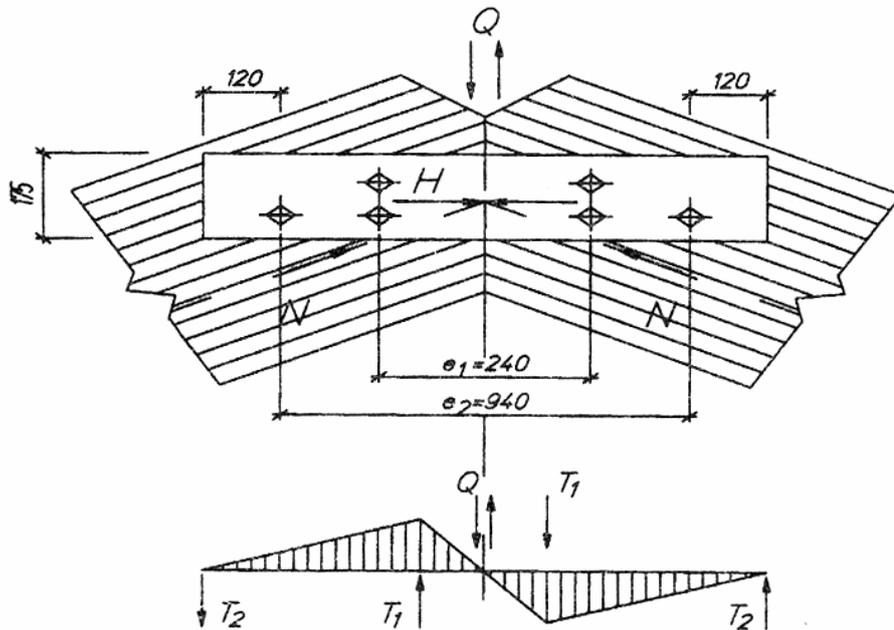


Рис. 24. Коньковый узел арки

Напряжения смятия в коньковом узле

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{H}{A_{\text{см}}} = \frac{144,34 \cdot 10}{553,7} = 2,6 \text{ МПа} < R_{\text{см}\alpha} = 11,6 \text{ МПа},$$

$$\text{где } R_{\text{см}\alpha} = \frac{R_{\text{см}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{см}}}{R_{\text{см}90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3,0} - 1 \right) \sin^3 19^\circ} = 11,6 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Для крепления накладок в коньковом узле принимаем болты диаметром $d = 18 \text{ мм}$. Из условия расстановки болтов в накладке назначаем размеры $e_1 = 240 \text{ мм}$; $e_2 = 940 \text{ мм}$.

В первом от торца накладки ряду ставим один болт, во втором ряду – два болта. Накладки принимаем из доски сечением $75 \times 175 \text{ мм}$.

Несущая способность одного среза болта по [1, табл.17]:

$$T_{\text{сма}} = 0,8adK_{\alpha} = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 1,8 \cdot 0,6 = 6,48 \text{ кН};$$

$$T_{\text{и}} = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{K_{\alpha}} = (1,8 \cdot 1,8^2 + 0,02 \cdot 7,5) \sqrt{0,6} = 5,388 \text{ кН} (< 2,5d^2 \sqrt{K_{\alpha}} = 2,5 \cdot 1,8^2 \sqrt{0,6} = 6,27 \text{ кН}),$$

где $K_{\alpha} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий передачу усилия болтов под углом $\alpha = 90^\circ$ к волокнам древесины.

За несущую способность одного среза болта принимаем наименьшую величину $T=5,388$ кН.

Проверяем по формуле (30) несущую способность болтов:

$$T_1 = Q \frac{e_2}{e_2 - e_1} = 16,2 \frac{94}{94 - 24} = 21,75 \text{ кН} \approx 2 \cdot 2 \cdot 5,388 = 21,6 \text{ кН};$$

$$T_2 = Q \frac{e_1}{e_2 - e_1} = 16,2 \frac{24}{94 - 24} = 5,55 \text{ кН} < 1 \cdot 2 \cdot 5,388 = 10,77 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в накладке

$$M_n = T_2 \frac{e_2 - e_1}{2} = 5,5 \frac{94 - 24}{2} = 194,25 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Проверяем накладку на изгиб по формуле

$$\sigma = \frac{M_n}{W} = \frac{194,25 \cdot 10}{765,6} = 2,54 \text{ МПа} < R_n = 13 \text{ МПа},$$

где $W = 2 \frac{7,5 \cdot 17,5^2}{6} = 765,6 \text{ см}^3$.

Прочность обеспечена (ввиду явного большого запаса прочности накладки ослабление ее болтами не учитывалось).

6.3. Проектирование гнутой клеодощатой рамы

Запроектировать трехшарнирную гнутую клеодощатую раму пролетом 24 м. Район строительства – IV район по снеговому и II район по ветровому давлению.

Ограждающие конструкции покрытия и стен выполнены из утепленных трехшарнирных панелей размером в плане 3×3 м. Шаг несущих рам – 3 м. Длина здания – 84 м.

6.3.1. Выбор конструктивной схемы рамы

Схему рамы принимаем в соответствии с типовыми гнутоклеевыми рамами, разработанными ЦНИИЭПСельстрой. Уклон ригеля принят 1:1 (с учетом технологических особенностей здания). Основные размеры назначаем с учетом рекомендаций, отмеченных в п. 4.1. В частности, принято:

$$h = \frac{1}{30} l = 800 \text{ мм};$$

$h_k = 260 \text{ мм} > 0,3h; h_{\text{оп}} = 400 \text{ мм} > 0,4h$; внутренний радиус кривизны в карнизном узле $r_b = 2400 \text{ мм}$; внешний радиус $r_n = 3200 \text{ мм}$; средний радиус $r_0 = 2800 \text{ мм}$. Другие размеры показаны на рис. 25.

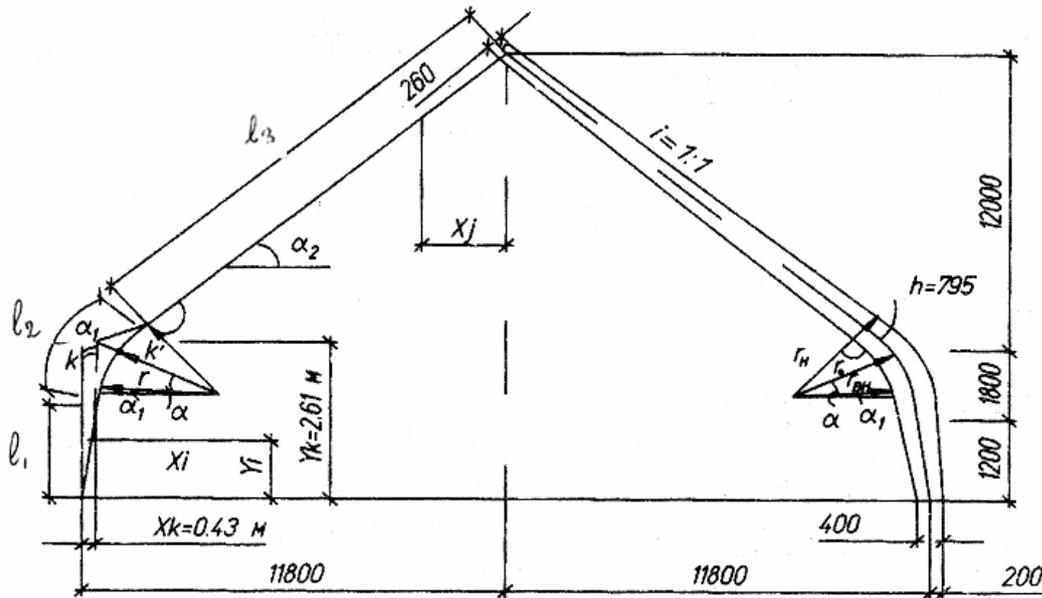


Рис. 25. К расчету гнуто-клееной рамы

6.3.2. Статический расчет рамы

Выбор геометрической схемы.

Назначив размеры поперечных сечений рамы на опоре, в коньке и карнизном узле и соединив линией их центры тяжести, получим геометрическую ось рамы. Из геометрических расчетов нетрудно определить основные параметры: $\alpha = 29^\circ 30'$; $\alpha_1 = 9^\circ 30'$; $\alpha_2 = 46^\circ$; $x_k = 0,43 \text{ м}$; $y_k = 2,61 \text{ м}$; $l_1 = 1,20 \text{ м}$; $l_2 = 2,88 \text{ м}$; $l_3 = 14,63 \text{ м}$; $l_0 = 18,71 \text{ м}$; $l = 23,6 \text{ м}$.

При определении указанных величин были использованы формулы, изложенные в п.4.3.1.

Геометрическая схема полурамы показана на рис. 25.

Подсчет нагрузок.

Подсчитанные нагрузки сводим в табличную форму (табл.11).

Нагрузки на раму

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка q^H , кН·м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка q , кН·м ²
1.	Постоянная Собственный вес панели* (без утеплителя)	0,3	1,1	0,33
2.	Утеплитель	0,15	1,3	0,19
3.	Кровля	0,15	1,3	0,19
4.	Собственный вес рамы** Итого:	0,38 0,98	1,1	0,41 1,12≈1,1
5.	Временная Снег (с $\mu = 1,0$)	1,68		2,4
6.	Ветер (с $k = 1$ и $c = 1$)	0,30	1,4	0,42

* Нагрузки от покрытия взяты из имеющихся аналогичных примеров проектирования панелей.

** Собственный вес рамы подсчитан по формуле (20).

Погонные нагрузки на раму:

п о с т о я н н ы е

$$g = g \cdot B = 1,1 \cdot 3 = 3,3 \text{ кН/м};$$

с н е г о в ы е (I V р а й о н) $p_{сн}^0 = 2,4 \text{ кПа};$

$$p_{сн} = \mu p_{сн}^0 \cdot B = 2,4 \cdot 0,4285 \cdot 3 = 3,085 \text{ кН/м},$$

где $\mu = 0,4285$ – принят по интерполяции в соответствии со СНиП 2.01.07-85 для угла наклона поверхности покрытия, равного 45° ;

B – шаг рам, равный 3 м;

в е т р о в ы е (см. рис. 26)

$$q_{в1} = \gamma_f \cdot q_0^H \cdot K_1 \cdot C_1 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,504 \text{ кН/м};$$

$$q_{в2} = \gamma_f \cdot q_0^H \cdot K_2 \cdot C_2 \cdot B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,42 \cdot 3,0 = 0,344 \text{ кН/м};$$

$$q_{в3} = \gamma_f \cdot q_0^H \cdot K_3 \cdot C_3 \cdot B = -1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,4 \cdot 3,0 = -0,528 \text{ кН/м};$$

$$q_{в4} = \gamma_f \cdot q_0^H \cdot K_4 \cdot C_4 \cdot B = -1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3,0 = -0,315 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки;

- $q_0^H = 0,3$ кПа – нормативный скоростной напор ветра (для II ветрового района);
- K_i – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;
- C_i – аэродинамический коэффициент (принят согласно СНиП 2.01.07-85 по интерполяции при $h_{ст}/l = 0,11$ и $\alpha = 45^\circ$).

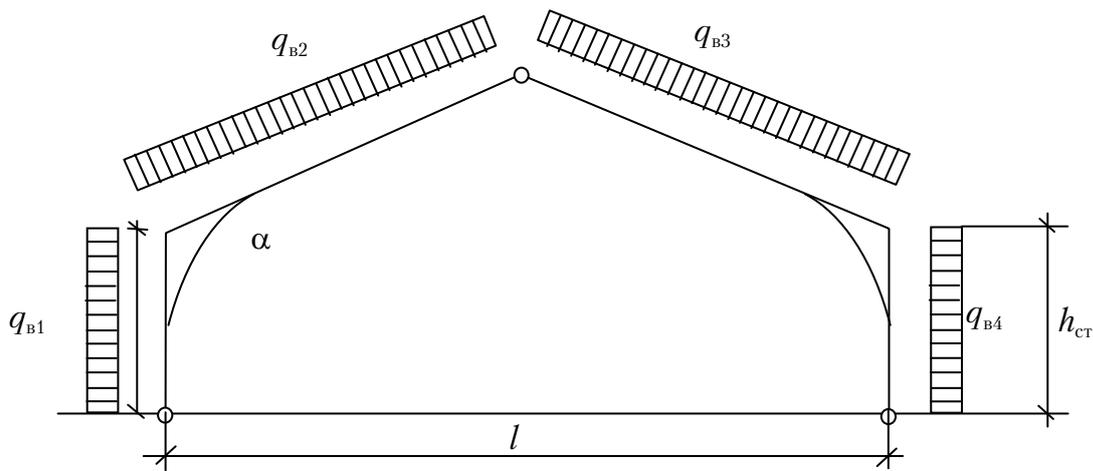


Рис. 26. Схема действия ветровой нагрузки на раму

Определение усилий в раме.

Определение усилий (M , N и Q) в раме производим для каждого нагружения отдельно, используя программное средство «РАМА-Д». Для этого вводим ранее подсчитанные величины, а также значения действующих нагрузок g , $p_{сн}$ и $q_{вi}$. При этом учитываем действие снеговой нагрузки на половине пролета слева, на половине пролета справа и по всему пролету, а ветровой нагрузки – слева направо и справа налево. Количество сечений на стойке задаем 3 (ввиду малой высоты стойки), а по ригелю – 7.

Результаты статического расчета рамы на указанные нагрузки приведены в табл. 12.

Таблица 12

Сводная таблица усилий в раме

Элементы рамы	Номера сечения	Вид усилий	Усилия						Расчетные		
			от постоянной нагрузки $q = 3,3$ кН/м	от снега $p=3,085$ кН·м			От ветра		с $K=1,0$		
				слева	справа	по всему пролету	слева	справа	M_{\max}	N_{\max}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Стойка	0	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		N	71,534	28,394	10,434	38,828	0,858	-0,971	80,962	80,62	
		Q	-12,561	-4,392	-7,351	-11,742	4,345	-3,915			
	1	M	-11,109	-3,904	-6,481	-10,385	3,64	-3,333	-21,494	-21,494	
		N	-41,068	27,958	10,434	38,392	0,786	-0,927	79,460	79,460	
		Q	-12,715	-4,536	-7,351	-11,886	3,480	-3,374			
	2	M	-22,286	-7,871	-12,962	-20,834	6,899	-6,427	-43,12	-43,12	
		N	40,601	27,521	10,434	37,956	0,715	-0,882	78,557	78,557	
		Q	-12,715	-4,536	-7,351	-11,886	3,480	-3,374			
	3	M	-16,705	-0,9756	-14,644	-15,620			-32,325	-32,325	
		N	42,296	28,116	12,355	40,469			82,765	82,765	
		Q	2,890	5,90	-3,199	2,701					
Ригель	4	M	-16,705	-0,976	-14,644	-15,620			-32,325	-32,325	
		N	42,296	28,116	12,355	40,469			82,765	82,765	
		Q	2,890	5,90	-3,199	2,701					
	5	M	-2,621	14,216	-16,666	2,451	12,960	12,324	-19,287	-5,072	
		N	35,241	20,250	12,695	32,945	2,488	-2,671	47,936	68,186	
		Q	12,606	10,466	1,319	11,785	1,149	-1,098			
	6	M	19,582	32,194	-13,888	18,306	14,616	-13,909	51,776	64,001	
		N	31,828	17,059	12,695	29,755	2,488	-2,671	48,887	61,583	
		Q	8,473	6,603	1,319	7,921	0,424	-0,407			

Окончание табл. 12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	7	<i>M</i>	33,078	42,034	-11,111	30,923	14,746	-14,038	75,112	64,001
		<i>N</i>	28,415	13,868	12,695	26,564	2,488	-2,671	42,283	54,979
		<i>Q</i>	4,340	2,739	1,319	4,058	-0,301	0,284		
	8	<i>M</i>	37,868	43,734	-8,333	35,401	13,350	-12,712	81,602	73,269
		<i>N</i>	25,002	10,678	12,695	23,373	2,488	-2,671	35,680	48,375
		<i>Q</i>	0,207	-1,125	1,319	0,194	-1,025	0,975		
	9	<i>M</i>	33,952	37,295	-5,555	31,740	10,426	-9,930	71,247	65,692
		<i>N</i>	21,589	7,487	12,695	20,182	2,488	-2,671	29,076	41,771
		<i>Q</i>	-3,926	-4,988	1,319	-3,670	-1,750	1,666		
	10	<i>M</i>	21,329	22,717	-2,778	19,939	5,976	-5,693	44,046	41,268
		<i>N</i>	18,175	4,296	12,695	16,991	2,488	-2,671	22,471	35,166
		<i>Q</i>	-8,058	-8,852	1,319	-7,533	-2,475	2,357		
	11	<i>M</i>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
		<i>N</i>	14,762	1,105	12,695	13,800	2,488	-2,671	28,562	28,562
		<i>Q</i>	-12,191	-12,716	1,319	-11,397	-3,199	3,048		
Опорные реакции (кН)	V_A		38,940	27,30	9,100	36,40				
	V_B		38,940	9,100	27,30	36,40				
	$H_A=H_B$		19,145	8,949	8,949	17,898				

Исходные данные вводим в компьютер согласно рекомендациям, изложенным в п.5. Результаты расчета рамы на различные нагрузки приведены в табл. 12. Следует заметить, что в программе заложено вычисление усилий в т. K . В гнуто-клееной раме усилия необходимо подсчитывать не в т. K , а в т. K' . Подсчет этот необходимо выполнять "вручную" по формулам:

от действия вертикальных нагрузок

$$M_{K'} = V_A x_{K'} - \frac{q x_{K'}^2}{2} - H y_{K'};$$

$$N_{K'} = (V_A - q x_{K'}) \sin \alpha + H \cos \alpha;$$

$$Q_{K'} = (V_A - q x_{K'}) \cos \alpha - H \sin \alpha;$$

от действия ветровых нагрузок

$$M_{K'} = -V_A x_{K'} - q_B \frac{y_{K'}^2}{2} + H_A y_{K'};$$

$$Q_{K'} = V_A \sin \alpha - (q_B y_{K'} + H_A) \cos \alpha;$$

$$N_{K'} = V_A \cos \alpha + (q_B y_{K'} + H_A) \sin \alpha.$$

При расчете на ветровую нагрузку в указанных формулах учтена только нагрузка q_B , действующая на стойку. Значения опорных реакций V_A, H_A указаны в табл. 12.

6.3.3. Конструктивный расчет рамы

Сечение рамы принимаем прямоугольным с постоянной шириной $b=168$ мм (после отстрожки досок шириной 175 мм). Толщину досок принимаем 15 мм (после отстрожки досок толщиной 19 мм). Для предварительно принятого сечения рамы в карнизном узле принимаем 53 доски, тогда $h=53 \cdot 15=795$ мм. Высоты сечений рамы на опоре и в коньке оставляем прежними. Древесина – сосна 2-го сорта.

Проверка прочности принятых сечений.

Сечение 4. Расчетные усилия $M=32,325$ кН·м; $N=82,765$ кН. Сечение находится в криволинейной части рамы. Размеры сечения $h \times b=795 \times 168$ мм. Для принятого сечения по [1, табл. 7, 8, 9] находим значения коэффициентов $m_0=0,9$ (при $h=795$ мм); $m_{сл}=1,1$ (при $\delta=15$ мм); $m_{гн}=0,82$ (при $r/\delta=2400/15=160$).

Расчетное сопротивление с учетом коэффициентов условия работ

$$R'_c = m_0 m_{сл} m_{гн} R_c = 0,9 \cdot 1,1 \cdot 0,82 \cdot 130 = 10,55 \text{ МПа.}$$

Длина полурамы (она же является и расчетной длиной) $l_0=18710$ мм. По формуле (23) подсчитываем коэффициент ξ , для чего сначала вычислим:

– гибкость рамы

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{1871}{0,289 \cdot 79,5} = 81,4;$$

– коэффициент продольного изгиба по формуле (24):

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{81,4^2} = 0,452;$$

– площадь брутто сечения рамы с максимальной высотой:

$$A = b \times h = 16,8 \cdot 79,5 = 1351 \text{ см}^2;$$

– коэффициент $K_{ЖН}$, учитывающий переменность высоты сечений рамы, принимая его как средневзвешенную величину на участках рамы l_1 (стойка), l_2 (гнутая карнизная часть) и l_3 (ригель), по формуле

$$K_{ЖН} = \frac{K_{ЖН}^I l_1 + K_{ЖН}^{II} l_2 + K_{ЖН}^{III} l_3}{l_1 + l_2 + l_3} =$$

$$\frac{0,702 \cdot 120 + 1,0 \cdot 288 + 0,596 \cdot 1463}{120 + 288 + 1463} = 0,665,$$

где $K_{ЖН}^I = 0,4 + 0,6\beta_{ст} = 0,4 + 0,6 \cdot 0,503 = 0,702;$

$$K_{ЖН}^{II} = 1,0;$$

$$K_{ЖН}^{III} = 0,4 + 0,6\beta_p = 0,4 + 0,6 \cdot 0,327 = 0,596 \quad (\text{коэффициенты } K_{ЖН}^i$$

определяются по [1, прил.4, табл.1]).

Тогда

$$\xi = 1 - \frac{N}{K_{ЖН} \varphi R'_c A} = 1 - \frac{9028 \cdot 10}{0,665 \cdot 0,452 \cdot 10,55 \cdot 1351} = 0,789.$$

Прочность сечения проверяем с учетом кривизны, так как

$$\frac{h}{r_0} = \frac{79,5}{280} = 0,284 > \frac{1}{7} = 0,1429.$$

Для этого подсчитаем:

– расстояние от центральной оси до нейтральной линии сечения

$$Z = \frac{h^2}{12r_0} = \frac{79,5^2}{12 \cdot 280} = 1,88 \text{ см};$$

– момент инерции сечения относительно нейтральной линии

$$J_{x_0} = \frac{16,8 \cdot 79,5^3}{12} + 16,8 \cdot 79,5 \cdot 1,88^2 = 716594 \text{ см}^4;$$

– момент сопротивления для наружной кромки

$$W_p = \frac{J_{x_0}}{\frac{h}{2} + Z} = \frac{716594}{\frac{79,5}{2} + 1,88} = 17213 \text{ см}^3;$$

– момент сопротивления для внутренней кромки

$$W_c = \frac{J_{x_0}}{\frac{h}{2} - Z} = \frac{716594}{\frac{79,5}{2} - 1,88} = 18922 \text{ см}^3;$$

– поправочные коэффициенты к расчетным моментам сопротивления:

$$K_{\text{гн}} = \frac{1 + 0,5h / r_0}{1 + 0,17h / r_0} = \frac{1 + 0,5 \cdot 79,5 / 280}{1 + 0,17 \cdot 79,5 / 280} = 1,09;$$

$$K_{\text{гв}} = \frac{1 - 0,5h / r_0}{1 - 0,17h / r_0} = \frac{1 - 0,5 \cdot 79,5 / 280}{1 - 0,17 \cdot 79,5 / 280} = 0,902.$$

Проверяем прочность сечения по формуле (22):

– для наружной кромки

$$\begin{aligned} -\frac{N}{A} + \frac{M}{\xi W_p K_{\text{гн}}} &= -\frac{82,765 \cdot 10}{1351} + \frac{32,325 \cdot 10^3}{0,789 \cdot 17213 \cdot 1,09} = \\ &= 1,6 \text{ МПа} < R'_c = 10,55 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

– для внутренней кромки

$$\begin{aligned} \frac{N}{A} + \frac{M}{\xi W_c K_{\text{гв}}} &= \frac{82,765 \cdot 10}{1351} + \frac{32,325 \cdot 10^3}{0,789 \cdot 18922 \cdot 0,902} = \\ &= 3,02 \text{ МПа} < R'_c = 10,55 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Прочность обеспечена.

Сечение 8. Расчетные усилия $M=81,612$ кН·м; $N=35,68$ кН.

Сечение 8 находится на прямолинейной части ригеля, поэтому коэффициент $m_{\text{гн}} = 1$. Высота сечения

$$h_{8-8} = h - \frac{h - h_k}{l_3} x_{8-8} = 79,5 - \frac{79,5 - 26}{1463} 804 = 57,4 \text{ см}.$$

Коэффициент $m_{\text{ст}} = 1,1$; $m_6 = 0,98$ [1, табл. 7,8].

Площадь сечения $A = bh_{8-8} = 16,8 \cdot 57,4 = 965 \text{ см}^2$.

Момент сопротивления $W = \frac{bh_{8-8}^2}{6} = \frac{16,8 \cdot 57,4^2}{6} = 9433 \text{ см}^3$.

Значение коэффициента ξ подсчитывается согласно [1] для элементов с переменной высотой сечений по максимальной высоте, т.е. с учетом величин φ , $K_{ЖН}$ и A , подсчитанных выше для сечения 4:

$$\xi = 1 - \frac{35,68 \cdot 10}{0,665 \cdot 0,452 \cdot 1,1 \cdot 0,98 \cdot 13,0 \cdot 1351} = 0,92.$$

Проверяем прочность сечения:

$$\frac{35,68 \cdot 10}{965} + \frac{81,612 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 9433} = 9,8 \text{ МПа} < m_{cl} m_{\delta} R_c = 1,1 \cdot 0,98 \cdot 13,0 = 14 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Сечение 8. Расчетные усилия $M=37,868 + 0,9(43,734 + 13,35) = 89,244$ кН·м; $N=25,002 + 0,9(10,678 + 2,488) = 36,85$ кН (с учетом действия ветровой нагрузки).

Коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{36,85 \cdot 10}{0,665 \cdot 0,452 \cdot 14,0 \cdot 1351} = 0,93.$$

Проверка прочности

$$\frac{36,85 \cdot 10}{965} + \frac{89,244 \cdot 10^3}{0,93 \cdot 9433} = 10,6 \text{ МПа} < m_n m_{\delta} m_{cl} R_c = 1,2 \cdot 0,98 \cdot 1,1 \cdot 13,0 = 16,8 \text{ МПа};$$

здесь $m_n=1,2$ – коэффициент, учитывающий кратковременный характер действия ветровой нагрузки.

Проверка устойчивости.

Для оценки несущей способности рамы необходимо еще выполнить расчет устойчивости плоской формы деформирования. Считаем, что связи по рамам ставятся только по верхним кромкам (в плоскости покрытия). Ближайшие точки раскрепления связями по ригелю находятся на расстоянии 3 м (в соответствии с размерами панелей покрытия). По стойке первая точка раскрепления находится на высоте 1,2 м от фундамента. Всего по длине полурамы имеем 6 промежуточных точек раскрепления верхней кромки.

Опасное сечение при оценке устойчивости будет находиться в криволинейной части рамы, так как здесь рама имеет большую относительную высоту ($\frac{h}{b}$) и сжатая нижняя кромка не имеет сплошного раскрепления связями.

Проверим устойчивость рамы по сечению 4, для чего подсчитаем сначала необходимые величины:

– расчетную длину примем с запасом для расчета равной

$$l_p = 0,5L = 1871 \text{ см}$$

(фактически за расчетную длину следовало бы принять расстояние между нулевыми точками на эпюре изгибающих моментов);

– гибкость из плоскости деформирования

$$\lambda_y = \frac{l_p}{0,289b} = \frac{1871}{0,289 \cdot 16,8} = 385;$$

– коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{385^2} = 0,0201;$$

– коэффициент

$$\varphi_m = 140 \frac{b^2}{l_p h} K_\varphi = \frac{140 \cdot 16,8^2}{1871 \cdot 79,5} 1,13 = 0,307$$

($K_\varphi = 1,13$ по [1, прил.4 табл.2]);

– коэффициенты, учитывающие наличие в элементе на участке l_p закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента M кромки:

$$K_{IN} = 0,75 + 0,06 \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \frac{l_p}{h} = 0,75 + 0,06 \left(\frac{1871}{79,5} \right)^2 + 0 = 33,98;$$

$$K_{IM} = 0,142 \frac{l_p}{h} + 1,76 \frac{h}{l_p} + 1,4\alpha_p = 0,142 \frac{1871}{79,5} + 1,76 \frac{79,5}{1871} + 0 = 3,417$$

(при подсчете K_{IN} и K_{IM} принимаем $\alpha_p = 0, m = 6$);

– коэффициенты K_{IN} и K_{IM} , учитывающие переменность высоты сечений рамы при $m > 4$, принимаются равными 1.

Проверку устойчивости плоской формы деформирования производим по формуле (29):

$$\begin{aligned} & \frac{N}{K_{IN} \varphi R'_i A_{\text{ср}}} + \frac{B}{K_{IM} \varphi_M R'_i W_{\text{ср}}} = \\ & = \frac{82,765 \cdot 10}{33,98 \cdot 0,0201 \cdot 10,55 \cdot 1351} + \frac{32,325 \cdot 10^3}{3,417 \cdot 0,307 \cdot 10,55 \cdot 17907} = 0,244 < 1. \end{aligned}$$

Устойчивость обеспечена.

Проверка устойчивости рамы из плоскости.

За расчетную длину рамы из плоскости принимаем расстояние между точками раскрепления (связями), т.е. $l_{oy} = 300$ см.

Гибкость

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{0,289b} = \frac{300}{0,289 \cdot 16,8} = 61.$$

Переменность высоты сечений рамы учитываем коэффициентом $K_{ЖН}$, который определяем по формуле

$$K_{ЖН} = \frac{K_{ЖН}^I l_1 + K_{ЖН}^{II} l_2 + K_{ЖН}^{III} l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \\ = \frac{0,353 \cdot 120 + 1,0 \cdot 288 + 0,195 \cdot 1463}{120 + 288 + 1463} = 0,329,$$

где $K_{ЖН}^I = (0,4 + 0,6\beta_{ст})\beta_{ст} = (0,4 + 0,6 \cdot 0,503)0,503 = 0,353;$

$$K_{ЖН}^{II} = 1;$$

$$K_{ЖН}^{III} = (0,4 + 0,6\beta_p)\beta_p = (0,4 + 0,6 \cdot 0,327)0,327 = 0,195 \quad (\text{коэф-}$$

фициенты $K_{ЖН}^i$ определяются по [1, прил.4, табл.1]).

Расчетную площадь принимаем для сечения с максимальной высотой

$$A_{бр} = 16,8 \cdot 79,5 = 1351 \text{ см}^2.$$

Коэффициент

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{61}{100} \right)^2 = 0,702.$$

Проверка устойчивости производится по формуле (22):

$$\frac{N}{A_{бр}} = \frac{82,765 \cdot 10}{1351} = 0,62 \text{ МПа} < \varphi_y K_{ЖН} R'_c = 0,702 \cdot 0,329 \cdot 10,55 = 2,44 \text{ МПа}.$$

Как видно из приведенных расчетов, прочность и устойчивость рамы обеспечены.

Проверим клеевые швы на скалывание. Максимальная поперечная сила действует в коньке:

$$Q = 12,191 + 12,716 = 24,90 \text{ кН}.$$

По формуле (35а) имеем

$$\tau = \frac{1,5Q}{h_k b} = \frac{1,5 \cdot 24,9 \cdot 10}{26 \cdot 16,8} = 0,9 \text{ МПа} < m_{сл} R_{ск} = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65 \text{ МПа}.$$

Расчет узлов рамы.

Опорный узел (см. рис.9). Расчетные усилия в узле $V_A=75,34$ кН;
 $H_A=37,043$ кН.

Проверяем древесину на смятие в башмаке по формуле

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{V_A}{A_{\text{оп}}} = \frac{75,34 \cdot 10}{16,8 \cdot 40} = 1,12 \text{ МПа} < R_{\text{см}} = 13 \text{ МПа}.$$

Высоту башмака определяем из условия смятия стойки поперек волокон под воздействием распора $H=36,27$ кН. При $R_{\text{см}90}=3,0$ МПа необходимая высота башмака

$$h_{\text{б}} = \frac{H_A}{bR_{\text{см}90}} = \frac{37,043 \cdot 10}{16,8 \cdot 3,0} = 7,35 \text{ см}.$$

Принимаем $h_{\text{б}} = 120$ мм.

Вертикальную пластину башмака, воспринимающую распор, считываем на изгиб как балку, частично защемленную на опорах. Для нее:

$$M = \frac{H_A d}{16} = \frac{37,043 \cdot 0,17}{16} = 38,54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_y} = \frac{38,54 \cdot 10}{210} = 1,835 \text{ см}^3;$$

$$\delta_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{h_{\text{б}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1,835}{12}} = 0,96 \text{ см}^3.$$

Принимаем $\delta = 10$ мм.

Башмак крепим к фундаменту двумя болтами, работающими на срез и растяжение. Срезающее усилие на болт

$$N_{\text{ср}} = \frac{H_A}{2} = \frac{36,27}{2} = 18,135 \text{ кН}.$$

Из условия восприятия этого усилия необходимо поставить болт, диаметр которого

$$d_{\text{б}} = \sqrt{\frac{4N_{\text{ср}}}{\pi R_{\text{ср}}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 18,135 \cdot 10}{130}} = 1,33 \text{ см}.$$

Принимаем болты диаметром $d_{\text{б}} = 16$ мм ($F_{\text{бр}}=2,01$ см²; $F_{\text{нт}}=1,408$ см²).

Растягивающее усилие в болте находим из условия равновесия башмака под действием распора H_A и реактивных сил под опорой плиты башмака:

$$N_p = \frac{M}{\frac{2}{3}l \cdot 2} = \frac{2,1762}{\frac{2}{3} \cdot 0,40 \cdot 2} = 4,08 \text{ кН};$$

здесь $M = H_A \frac{h_6}{2} = 36,27 \frac{0,12}{2} = 2,1762 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – изгибающий момент, вызываемый распором H_A .

Напряжения растяжения в пределах нарезной части болта

$$\sigma_p = \frac{N_p}{F_{нт}} = \frac{4,08 \cdot 10}{1,408} = 29,1 \text{ МПа} < 0,8R_y = 0,8 \cdot 210 = 168 \text{ МПа}.$$

Коньковый узел. Варианты коньковых узлов рам приведены на рис. 11, наиболее простым из них является узел, представленный на рис. 11,а. Порядок расчета узла дан в предыдущем примере (см.п.6.2). Для разнообразия в настоящем примере коньковый узел примем согласно рис. 27.

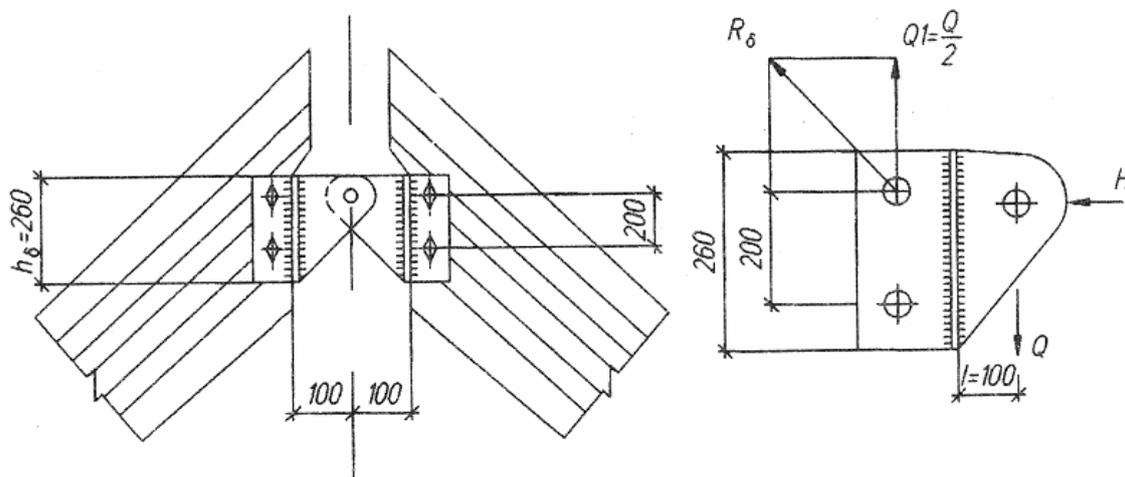


Рис. 27. Коньковый узел рамы

Расчетные усилия в узле $H=37,043 \text{ кН}$;

$Q = \frac{pl}{8} = \frac{3,085 \cdot 23,6}{8} = 9,10 \text{ кН}$ (при одностороннем действии снеговой нагрузки).

Назначаем высоту башмака h_6 из условия смятия торца рамы:

$$h_6 \geq \frac{H}{bR_{смя}} = \frac{37,043 \cdot 10}{16,8 \cdot 3,9} = 5,6 \text{ см},$$

где

$$R_{\text{сма}} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1\right) \sin^3 45^\circ} = 3,9 \text{ МПа.}$$

Принимаем $h_6=260$ мм. Другие размеры показаны на рис. 27.

Болты, прикрепляющие башмак к раме, рассчитываем на равнодействующую усилий от действия поперечной силы

$$Q_1 = \frac{Q}{2} = \frac{9,10}{2} = 4,55 \text{ кН}$$

и момента $M = Qe = 9,10 \cdot 0,1 = 0,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$T = Q \frac{e}{a} = 0,91 \cdot \frac{10}{20} = 4,55 \text{ кН.}$$

Эта равнодействующая

$$R_6 = \sqrt{T^2 + Q_1^2} = \sqrt{4,55^2 + 4,55^2} = 6,43 \text{ кН.}$$

Принимаем болты диаметром 16 мм. Несущая способность одного двухсрезного болта

$$T_6 = m 2,50 d^2 \sqrt{K_{\alpha=45}} = 2 \cdot 2,5 \cdot 1,6^2 \sqrt{0,8} = 11,4 \text{ кН} > R_6 = 6,43 \text{ кН.}$$

Прочность болтов обеспечена.

Другие детали узла рассчитываются по аналогии с примером, рассмотренным в п.6.1.

6.4. Проектирование рамы из прямолинейных клееных элементов

Запроектировать дощато-клееную трехшарнирную раму из прямолинейных элементов с зубчатым соединением в карнизном узле. Пролет здания – 18 м. Рамы предназначены в качестве несущего каркаса производственного здания. Ограждающие конструкции покрытия выполнены из утепленных панелей размером в плане 1,5×3,0 м под рулонную кровлю. Шаг несущих рам – 3 м. Район строительства – г.Пенза.

6.4.1. Выбор конструктивной схемы рамы

Схему рамы принимаем в соответствии с типовыми П-образными рамами. Уклон ригеля принят 1:3 ($\alpha=18,4^\circ$). Сечение ригеля и стоек – прямоугольное шириной $b=140$ мм. Высота сечения в карнизном узле предварительно принята равной 900 мм. На опоре и в коньке высоту сечения соответственно принимаем $h_{\text{оп}}=400$ мм и $h_{\text{к}}=300$ мм (см. указания п.4.1). Ригель и стойки изготавливаются путем распиловки дощато-клееных пакетов постоянной высоты (рис. 28).

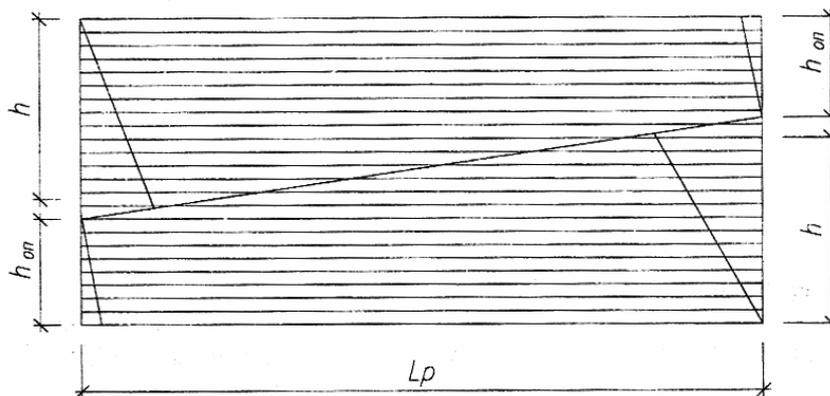


Рис. 28. Схема распиловки клееного блока

Для изготовления пакетов принимаем доски толщиной 35 мм (согласно сортаменту сечение досок принято 40×150 мм).

Внешние габариты и геометрические размеры рамы показаны на рис. 29.

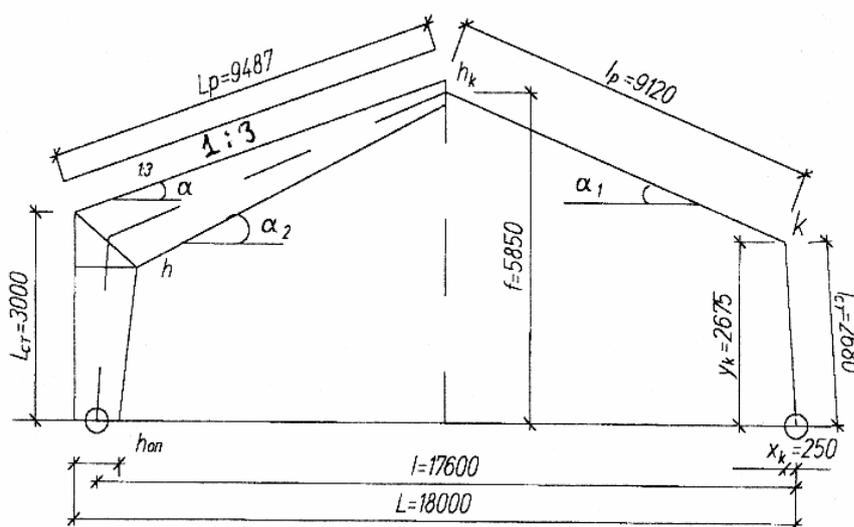


Рис. 29. Геометрические размеры рамы

Расчетный пролет рамы $l = L - h_{\text{оп}} = 18000 - 400 = 17600$ мм.

Высота в коньковом шарнире $f = 6000 - \frac{300}{2} = 5850$ мм. Другие размеры и геометрические параметры рамы подсчитаны по формулам (см. п. 4.3.1) и приведены на рис. 29.

6.4.2. Статический расчет рамы

Подсчет нагрузок.

Для подсчета нагрузок от покрытия воспользуемся данными примера 5.2. Собственный вес рамы ориентировочно может быть подсчитан по формуле (20), если задаваться при этом коэффициентом $K_{с.в}=7$ ($q_{с.в}^н = 0,21 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$; $q_{с.в} = 1,1 \cdot q_{с.в}^н = 0,231 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$).

Снеговые нагрузки подсчитаны согласно [3]: при $\alpha = 19^\circ$ согласно п.6.1, прил.3, схемы 1 СНИП $\mu = 1$. Ветровые нагрузки не подсчитываются, так как (п.6.44) расчет рамы при $H \leq 4,0$ с учетом ветровой нагрузки производить не требуется.

Величины нагрузок приведены в табл. 13.

Т а б л и ц а 13

Нагрузки на раму

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка $q^н$, $\text{кН} \cdot \text{м}^2$	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка q , $\text{кН} \cdot \text{м}^2$
1.	Постоянная			
	Кровля (3 слоя рубероида)	0,15	1,3	0,195
	Панель покрытия	0,26		0,296
	Собственный вес рамы	0,21	1,1	0,231
Итого:	0,62	0,720		
4.	Временная			
	Снег $p^н = \mu p_0^н$	1,26		1,8
	Всего:	1,88		2,52

Погонные расчетные нагрузки на раму:

– постоянная

$$q = 0,72 \cdot 3 = 2,16 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– снеговая

$$p = 1,8 \cdot 3 = 5,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– полная

$$q = q + p = 2,16 + 5,4 = 7,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определение усилий в раме.

Определение усилий M , Q и N в раме производим с помощью ПЭВМ по программе «РАМА-D». Работа по данной программе потребует введения необходимых данных: $l=17,6$ м, $f=5,85$ м, число сечений по стойке (введено $K_1=3$), число сечений по ригелю (введено

$K_2=5$), координаты узла $K(x_k=0,25 \text{ м}; y_k=2,675 \text{ м})$, а также характера и интенсивности нагрузок, на которые следует рассчитывать рамы (введены равномерно распределенная нагрузка $q=2,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$, равномерно распределенная нагрузка $p=5,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и односторонняя (слева) распределенная нагрузка $p=5,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$). Результаты расчета приведены в табл. 14. Расчетные усилия в сечениях рамы подсчитаны для основного сочетания нагрузок с коэффициентом $\psi=1$, поскольку действует только временная нагрузка (снег).

Т а б л и ц а 1 4

Сводная таблица усилий в раме (кН)

Номер сечения	Вид усилия	Усилия				Расчетные усилия	
		от действия постоянной нагрузки $q=2,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$	от действия снеговой нагрузки $p=5,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$				
			слева	справа	по всему пролету	M_{\max}	N_{\max}
0	M	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	N	20,256	37,140	13,491	50,640	70,896	70,896
	Q	-12,466	-14,477	-16,688	-31,165		
1	M	-11,171	-12,984	-14,945	-27,928	-39,099	-39,099
	N	20,077	36,700	13,491	50,192	70,269	70,269
	Q	-12,483	-14,519	-16,688	-31,206		
2	M	-22,358	-26,005	-29,889	-55,894	-78,252	-78,252
	N	19,897	36,262	13,491	49,744	69,641	69,641
	Q	-12,499	-14,561	-16,688	-31,248		
3	M	-33,559	-39,063	-44,834	-83,897	-117,456	-117,456
	N	19,718	35,804	20,889	49,296	69,014	69,014
	Q	-12,518	-14,602	4,916	-31,290		
4	M	-33,559	-39,063	-44,834	-83,897	-117,456	-117,456
	N	19,831	28,690	20,889	49,579	69,014	69,014
	Q	12,336	25,924	4,916	30,840		
5	M	-14,215	0,330	-35,867	-35,538	-49,753	-49,753
	N	18,546	25,475	20,889	46,384	64,930	64,930
	Q	8,873	17,268	4,916	22,183		
6	M	-1,187	23,933	-26,901	-2,968	-28,088	-4,155
	N	17,260	22,261	20,889	43,149	38,149	60,409
	Q	5,411	8,611	4,916	13,527		
7	M	7,525	31,745	-17,934	13,811	39,270	21,336
	N	15,974	19,046	20,889	39,935	35,020	55,909
	Q	1,948	-0,045	4,916	4,871		
8	M	5,920	23,768	-8,967	14,801	29,688	20,721
	N	14,688	15,832	20,889	36,720	30,520	51,408
	Q	-1,514	-8,702	4,916	-3,736		
9	M	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	N	13,402	12,617	20,889	33,506	46,908	46,908
	Q	-4,977	-17,358	4,918	-12,472		

6.4.3. Конструктивный расчет рамы

Проверка прочности сечений.

Наиболее напряженным участком рамы является карнизный узел. При этом опасными являются сечения 1-1, 1-2 и 1-3 (рис. 30), поскольку в этих сечениях действуют наибольшие усилия M и N .

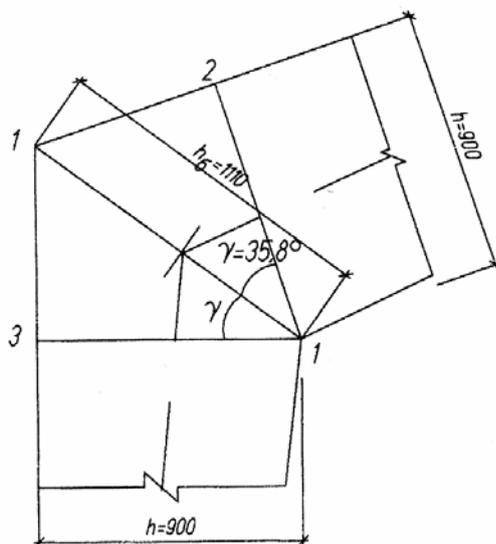


Рис. 30. Карнизный узел рамы

Сечение 1-2. Расчетные усилия $M=117,456$ кН·м и $N=69,407$ кН. Размеры сечения $b \times h = 140 \times 900$ мм. Находим значения коэффициентов к расчетному сопротивлению $m_b = 0,875$ (при $h=90$ см) и $m_{cl} = 1,0$ (при $\delta=35$ мм). Расчетное сопротивление для сосны с учетом этих коэффициентов

$$R'_c = R'_{и} = m_b m_{cl} R_c = 0,875 \cdot 1,0 \cdot 13 = 11,4 \text{ МПа.}$$

Длина полурамы (она же является и расчетной длиной)

$$l_0 = l_{ст} + l_p = 2,680 + 9,12 = 11,8 \text{ м.}$$

Гибкость рамы

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{11,8}{0,289 \cdot 0,9} = 45,4.$$

Коэффициент продольного изгиба по формуле (24)

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{45,4^2} = 1,455.$$

Площадь брутто сечения

$$A = b \times h = 14 \cdot 90 = 1260 \text{ см}^2.$$

Учет переменности высоты сечения по длине ригеля производим путем введения коэффициента $K_{ЖН}$, значение которого определяем по [1, прил.4, табл.1]:

$$K_{ЖН} = 0,4 + 0,6 \frac{h_k}{h} = 0,4 + 0,6 \frac{300}{900} = 0,6.$$

По формуле (31) определяем значение коэффициента ξ :

$$\xi = 1 - \frac{N}{K_{ЖН} \phi R'_c A} = 1 - \frac{69,407 \cdot 10}{0,6 \cdot 1,455 \cdot 11,4 \cdot 1260} = 0,95.$$

Расчетный момент сопротивления проверяемого сечения

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{14 \cdot 90^2}{6} = 18900 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности сечения производится по формуле (22):

$$\frac{69,407 \cdot 10}{1260} + \frac{117,456 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 18900} = 7,09 \text{ МПа} < R'_c = 11,4 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности по касательным напряжениям (по формуле (35а))

$$\tau = \frac{1,5Q}{\xi bh} = \frac{1,5 \cdot 43,176 \cdot 10}{0,95 \cdot 14 \cdot 90} = 0,54 \text{ МПа} < m_{сл} R_{ск} = 1,0 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ МПа}.$$

Сечение 1-1. Расчетные усилия $M=117,456$ кН·м и $N=81,638$ кН. Здесь сила N_6 подсчитана как нормальная сила к биссектрисному сечению. Сечение биссектрисное. Высота сечения

$$h_6 = \frac{h}{\cos \gamma} = \frac{90}{\cos 35,8^\circ} = 111 \text{ см}.$$

Площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения равны:

$$A = b \times h = 14 \cdot 111 = 1554 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{14 \cdot 111^2}{6} = 28749 \text{ см}^3.$$

Коэффициенты $K_{ЖН}$ по стойке и ригелю, учитывающие переменную жесткость рамы, равны:

$$K_{ЖН}^{ст} = 0,4 + 0,6 \frac{h_{ст}}{h} = 0,4 + 0,6 \frac{40}{90} = 0,67;$$

$$K_{ЖН}^p = 0,4 + 0,6 \frac{h_K}{h} = 0,4 + 0,6 \frac{30}{90} = 0,6.$$

Средневзвешанная величина коэффициента $K_{ЖН}$ для рамы

$$K_{ЖН} = \frac{K_{ЖН}^{ст} l_{ст} + K_{ЖН}^p l_p}{l_{ст} + l_p} = \frac{0,67 \cdot 2,68 + 0,6 \cdot 9,12}{2,68 + 9,12} = 0,616.$$

Коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{N}{K_{ЖН} \phi R'_c A} = 1 - \frac{81,638 \cdot 10}{0,6 \cdot 1,455 \cdot 11,4 \cdot 1260} = 0,935.$$

При проверке напряжений по биссектрисному сечению, в котором элементы стойки и ригеля соединяются на зубчатый шип, учитывают технологическое ослабление коэффициентом K_T и криволинейность эпюры напряжений коэффициентом η . Эти коэффициенты равны:

$K_T = 0,9$ – как для элементов переменного сечения;

$$\eta = 1 - 0,0534 \sqrt{\alpha} = 1 - 0,0534 \sqrt{0,624} = 0,958,$$

где $\alpha = 35,8^\circ = 0,624$ рад – угол между биссектрисой и нормалью к оси стойки.

Проверка прочности сечения:

$$\sigma = \frac{N}{K_T F} + \frac{M}{\xi K_T \eta W} = \frac{81,638 \cdot 10}{0,9 \cdot 1554} + \frac{117,456 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 0,9 \cdot 0,958 \cdot 28749} = 0,583 + 4,66 = 5,25 \text{ МПа} <$$

$$< m_\phi m_{сл} R_{сm\alpha} = 0,82 \cdot 1,0 \cdot 7,8 = 6,4 \text{ МПа},$$

где $m_\phi = 0,82$ (при $h = 111$ см);

$$R_{сm\alpha} = \frac{R_{сm}}{1 + \left(\frac{R_{сm}}{R_{сm\alpha}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3,0} - 1 \right) \sin^3 35,9^\circ} = 7,8 \text{ МПа} -$$

расчетное сопротивление смятию под углом $\alpha = 35,8^\circ$ к волокнам древесины.

Прочность обеспечена.

Проверим прочность биссектрисного сечения по формулам (38а), (38б) и (38в), рекомендуемым [4]:

1. Прочность сечения в сжатой зоне вдоль оси перпендикулярной биссектрисе под углом $\alpha=35,8^\circ$ к волокнам

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{N}{A_6} + \frac{M}{K_1 \xi W_6} = \frac{81,638 \cdot 10}{1554} + \frac{117,456 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,935 \cdot 28749} = \\ &= 0,525 + 5,82 = 635 \text{ МПа} < m_\beta m_{cл} R_{см \alpha} = 0,82 \cdot 1,0 \cdot 7,8 = 6,4 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

2. Прочность в растяженной зоне вдоль оси перпендикулярной биссектрисе под углом $\alpha=35,8^\circ$ к волокнам

$$\begin{aligned}\sigma_p &= -\frac{N}{A_6} + \frac{M}{K_2 \xi W_6} = -\frac{81,638 \cdot 10}{1554} + \frac{117,456 \cdot 10^3}{1,28 \cdot 0,935 \cdot 28749} = \\ &= -0,525 + 3,41 = 2,89 \text{ МПа} < m_\alpha R_{и} = 0,3 \cdot 13 = 3,9 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

3. Прочность на сжатие вдоль оси параллельной биссектрисе под углом $\beta=90-\gamma=54,2^\circ$ к волокнам

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M}{K_3 \xi W_6} = \frac{117,456 \cdot 10^3}{4 \cdot 0,935 \cdot 28749} = \\ &= 1,09 \text{ МПа} < R_{см \beta} m_\beta m_{cл} = 4,65 \cdot 0,82 \cdot 1,0 = 3,8 \text{ МПа};\end{aligned}$$

$$R_{см \beta} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{0,3} - 1 \right) \sin^3 54,2^\circ} = 4,65 \text{ МПа}.$$

В проверочных формулах принято:

$R_{см \alpha}$, $R_{см \beta}$ – расчетные сопротивления древесины смятию под углами $\alpha=35,8^\circ$; $\beta=90-\gamma=54,2^\circ$; $K_1=0,75$; $K_2=1,28$ и $K_3=4$ – коэффициенты, принимаемые по графикам рис. 14.

Сечение 1-3. Расчетные усилия $M = -117,456$ кН·м и $N=69,014$ кН. Размеры сечения $b \times h=140 \times 900$ мм. Проверку прочности этого сечения можно не производить, так как при примерно одинаковых усилиях M и N и размерах сечения получен довольно значительный запас прочности (см. расчет сечения 1-2).

Проверка устойчивости.

Устойчивость плоской формы деформирования трехшарнирной рамы, закрепленной по внешнему контуру (связями), проверяется по формуле (25).

Для этого подсчитаем величины:

$l_0 = L_p = 9487$ мм (при $2\gamma = 108,4^\circ < 130^\circ$) – принимается равной длине внешней подкрепленной кромки по стойке или ригелю (принято по ригелю);

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,289b} = \frac{9487}{0,289 \cdot 140} = 234;$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{9487}{0,289 \cdot 900} = 36,5;$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{234^2} = 0,054;$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{36,5^2} = 2,25;$$

$$\xi = 1 - \frac{69,407 \cdot 10}{2,25 \cdot 11,4 \cdot 1260} = 0,98;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{14^2}{948,7 \cdot 90} 2,32 = 0,746;$$

$$K_{ЖН} = \left(0,4 + 0,6 \frac{h_K}{h}\right) \frac{h_K}{h} = \left(0,4 + 0,6 \frac{300}{900}\right) \frac{300}{900} = 0,2;$$

$$K_{ЖН} = \left(\frac{h_K}{h}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{300}{900}\right)^{\frac{1}{4}} = 1,316;$$

$$K_{ИМ} = 1 + \left(0,142 \frac{9487}{900} + 1,76 \frac{900}{9487} - 1\right) \frac{3^2}{3^2} = 18,14;$$

$$K_{ИИ} = 1 + \left(0,75 + 0,06 \left(\frac{9587}{900}\right)^2 - 1\right) \frac{3^2}{3^2 + 1} = 6,77.$$

Проверка устойчивости по формуле (25) с учетом подсчитанных коэффициентов:

$$\frac{69,407 \cdot 10}{0,054 \cdot 0,2 \cdot 6,77 \cdot 1260 \cdot 11,4} + \frac{117,456 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 0,746 \cdot 1,316 \cdot 18,14 \cdot 18900} =$$

$$= 0,66 + 0,35 = 1,01 \approx 1,0.$$

Устойчивость обеспечена. При этом в карнизном узле необходимо поставить вертикальные связи, раскрепляющие сжатую и растянутую кромки сечения рамы.

Проверка устойчивости рамы из плоскости производится по формуле (37):

$$\frac{69,407 \cdot 10}{0,545 \cdot 0,2 \cdot 1260} = 5,05 \text{ МПа} < R'_c = 11,4 \text{ МПа},$$

где

$$\varphi_y = \frac{3000}{74^2} = 0,545 \text{ – при гибкости}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{0,289b} = \frac{3000}{0,289 \cdot 14} = 74;$$

здесь $l_{0y} = 3000$ мм – расстояние между связями по длине ригеля рамы.

Опорный и коньковый узлы рамы принимаются, соответственно, согласно рис. 9,а и 11. Порядок расчета их показан в примерах, рассмотренных в пп. 6.2 и 6.3.

6.5. Проектирование двухшарнирной рамы каркаса производственного здания

Здание производственного назначения с напольным транспортом, отапливаемое. Район строительства – г. Пенза (III снеговой и II ветровой районы). Пролет здания – 18 м, длина здания – 54 м, высота до низа несущей конструкции покрытия – 5,5 м. В качестве несущей пролетной конструкции (ригеля) каркаса приняты клеодошчатые двухскатные балки. Покрытие выполняется с рулонной кровлей, уложенной по клеодошчатым утепленным плитам размером в плане $1,5 \times 6$ м. Уклон кровли $5^\circ 40'$ ($\text{tg}\alpha = 0,1$).

Несущий каркас здания представляет собой двухшарнирную раму, состоящую из клееных деревянных стоек и ригеля в виде клеодошчатой двухскатной балки, шарнирно опирающейся на стойки. Колонны имеют жесткое сопряжение с фундаментом. Шаг рам – 6 м. Изготовление конструкций – заводское, для склеивания балок и колонн используются сосновые доски 2-го сорта, сечением 40×175 мм (по сортаменту) и водостойкий резорциновый клей марки ФР–12.

Общая схема покрытия показана на рис. 31.

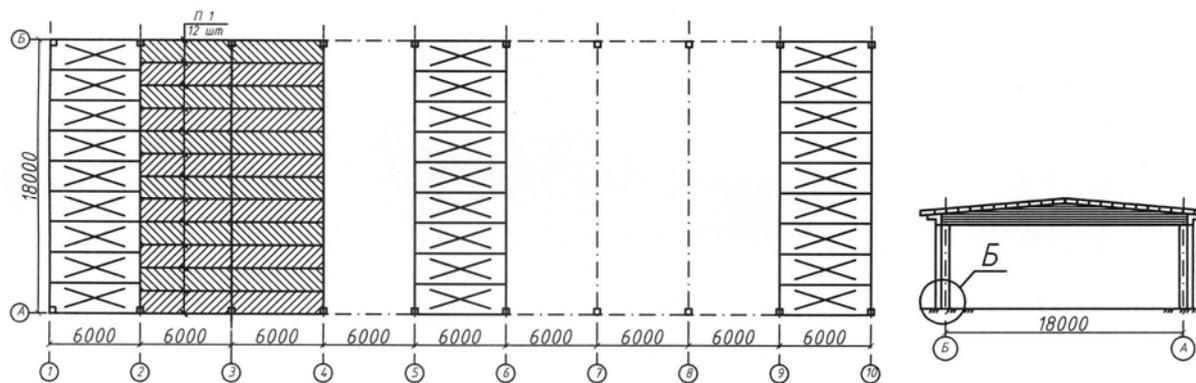


Рис. 31. Схема покрытия здания

6.5.1. Клеедощатая балка

Назначение основных размеров балки.

В соответствии с рекомендациями п. 2.1 ориентировочную высоту балки в середине пролета принимаем:

$$h_{\text{оп}} = \frac{1}{10} l = \frac{18000}{10} = 1800 \text{ мм.}$$

С учетом расположения целого числа досок по высоте сечения точную высоту сечения назначаем равной:

$$h = n \cdot \delta = 52 \cdot 35 = 1820 \text{ мм,}$$

где $\delta = 35$ мм – толщина доски после фрезерования (острожки).

Для принятого уклона кровли (1:10) высота балки на опоре:

$$h_{\text{оп}} = h - i \frac{l}{2} = 1820 - 0,1 \frac{18000}{2} = 920 \text{ мм}$$

или с учетом расположения целого числа досок высота балки на опоре составит:

$$h_{\text{оп}} = n_1 \cdot \delta = 27 \cdot 35 = 945 \text{ мм,}$$

что приведет к небольшому изменению уклона кровли, т.е. фактический уклон будет равен:

$$i = \frac{2(h - h_{\text{оп}})}{l} = 0,09722.$$

В дальнейшем для расчетов оставим уклон равным 1:10.

Ширина сечения балки будет определяться шириной досок, используемых для склеивания, с учетом фрезерования их кромок и всего сечения балки, т.е.

$$b = 175 - 8 = 167 \text{ мм.}$$

Подсчет нагрузок.

На балку действуют постоянные нагрузки (собственный вес и покрытие) и снеговые нагрузки. Подсчет нагрузок на 1 м² покрытия приведен в табл. 15.

Т а б л и ц а 15

Подсчет нагрузок на балку

№ п/п	Нагрузки	Нормативная нагрузка q^H , кН·м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка q , кН·м ²
1	Постоянные: Кровля (3 слоя рубероида)	0,12	1,3	0,156
2	Вес панели покрытия* (взят из имеющихся расчетов)	0,35	—	0,40
	Всего постоянная:	0,47	—	0,556
	Снеговая (III район)	1,26	—	1,80
	Итого:	1,73	—	2,356

Собственный вес балки подсчитываем по формуле:

$$q_{c.в}^H = \frac{q_{пок}^H + p_{сн}^H}{\frac{k_{c.в} \cdot l}{1000} - 1} = \frac{0,47 + 1,26}{\frac{1000}{6 \cdot 18} - 1} = 0,209 \text{ кПа};$$

$$q_{c.в} = \gamma_f \cdot q_{c.в}^H = 1,1 \cdot 0,209 = 0,23 \text{ кПа.}$$

Погонные нагрузки на балку равны:

$$q^H = (q_{пок}^H + q_{c.в}^H + p_{сн}^H) \cdot B = (0,47 + 0,209 + 1,26) \cdot 6 = 11,598 \text{ кН/м};$$

$$q = (q_{пок} + q_{c.в} + p_{сн}) \cdot B = (0,556 + 0,23 + 1,8) \cdot 6 = 15,516 \text{ кН/м.}$$

Определение усилий в балке.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета балки равен:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{15,516 \cdot 17,7^2}{8} = 607,62 \text{ кН·м,}$$

где $l=17,7$ м – расчетный пролет балки, подсчитываемый путем вычитания из общей длины балки ширины опорной части.

Расстояние от опоры двухскатной балки до наиболее напряженного при изгибе сечения определяется по формуле (2):

$$x = \frac{l \cdot h_{оп}}{2 \cdot h} = \frac{18000 \cdot 945}{2 \cdot 1820} = 4673 \text{ мм.}$$

Расчетный изгибающий момент в опасном сечении балки и расчетная поперечная сила на опоре равны:

$$M_x = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (l - x) = \frac{15,516 \cdot 4,673}{2} \cdot (17,7 - 4,673) = 472,27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{15,516 \cdot 17,7}{2} = 137,31 \text{ кН}.$$

Проверка прочности балки в опасном сечении.

Высота сечения балки в опасном сечении x равна:

$$h_x = h_0 + x \cdot i = 945 + 0,1 \cdot 4673 = 1412 \text{ мм}.$$

Момент сопротивления поперечного сечения равен:

$$W_x = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{16,7 \cdot 141,2^2}{6} = 55492 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности балки:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{472,27 \cdot 10^3}{55492} = 8,51 \text{ МПа} < m_0 m_{\text{сл}} R_{\text{и}} = 0,85 \cdot 0,99 \cdot 13 = 10,94 \text{ МПа},$$

где коэффициенты m_0 и $m_{\text{сл}}$ соответственно равны $m_0 = 0,85$ (при $h = 945$ мм) и $m_{\text{сл}} = 0,99$ (при $\delta = 35$ мм).

Прочность балки в опасном сечении обеспечена.

Проверяем прочность клееной балки на опоре на действие максимальных касательных напряжений по формуле (5):

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q}{b \cdot h_{\text{оп}}} = \frac{1,5 \cdot 137,31 \cdot 10}{16,7 \cdot 94,5} = 1,3 \text{ МПа} < m_{\text{сл}} R_{\text{ск}} = 0,99 \cdot 1,5 = 1,485 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Устойчивость балки обеспечивается связями жесткости. Связи расположены вблизи верхней кромки балки, т.е. со стороны сжатой зоны изгибаемого элемента. Расстояние между ближайшими узлами связей принимаем 3 м (кратным ширине панели покрытия).

Для проверки устойчивости плоской формы деформирования используем формулы (6) и (7). Коэффициент φ_m равен:

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h_k} \cdot k_\phi \cdot k_{\text{пер}} = 140 \cdot \frac{16,7^2}{300 \cdot 141,2} \cdot 1,432 \cdot 0,72 = 0,95,$$

где $k_{\text{пер}}$ – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения балки по длине (см. табл. 2 прил. 4 [1]),

$$k_{\text{пер}} = i^2 = \sqrt{\frac{h_{\text{оп}}}{h}} = \sqrt{\frac{945}{1820}} = 0,72;$$

k_ϕ – коэффициент, учитывающий форму эпюры изгибающих моментов ($M_{1,6}=199,85$ кН·м, $M_{4,6}=472,27$ кН·м),

$$k_\phi = 1,75 - 0,75\alpha = 1,75 - 0,75 \frac{M_{1,6}}{M_{4,6}} = 1,432.$$

Проверка устойчивости:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{472,27 \cdot 10^3}{55492} = 8,51 \text{ МПа} < 0,95 \cdot 10,94 = 10,4 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Проверка прогибов балки.

Прогиб балки определяется с учетом переменности высоты сечения и влияния поперечных сил по формуле

$$f = \frac{f_0}{k_{жк}} \left(1 + \alpha \frac{h^2}{l^2} \right).$$

Для определения прогиба f подсчитаем величины, входящие в эту формулу.

Прогиб f_0 подсчитываем по формуле

$$f_0 = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{5 \cdot 11,598 \cdot 17,40^4 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,0839} = 0,0177 \text{ м} = 1,77 \text{ см},$$

где $J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,167 \cdot 1,82^3}{12} = 0,0839 \text{ м}^3$.

Коэффициент $K_{жкN}$ равен:

$$K_{жкN} = 0,15 + 0,85 \frac{h_{оп}}{h} = 0,15 + 0,85 \frac{945}{1820} = 0,591.$$

Коэффициент α , учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы:

$$\alpha = 15,4 + 3,8 \frac{h_{оп}}{h} = 15,4 + 3,8 \frac{945}{1820} = 17,37.$$

Полный относительный прогиб балки равен:

$$\frac{f}{l} = \frac{1,77}{0,591 \cdot 1770} \left[1 + 17,37 \left(\frac{1820}{1770} \right)^2 \right] = 0,002 = \frac{1}{500} < \left[\frac{1}{300} \right].$$

Жесткость обеспечена.

Конструкция балки показана на рис. 32.

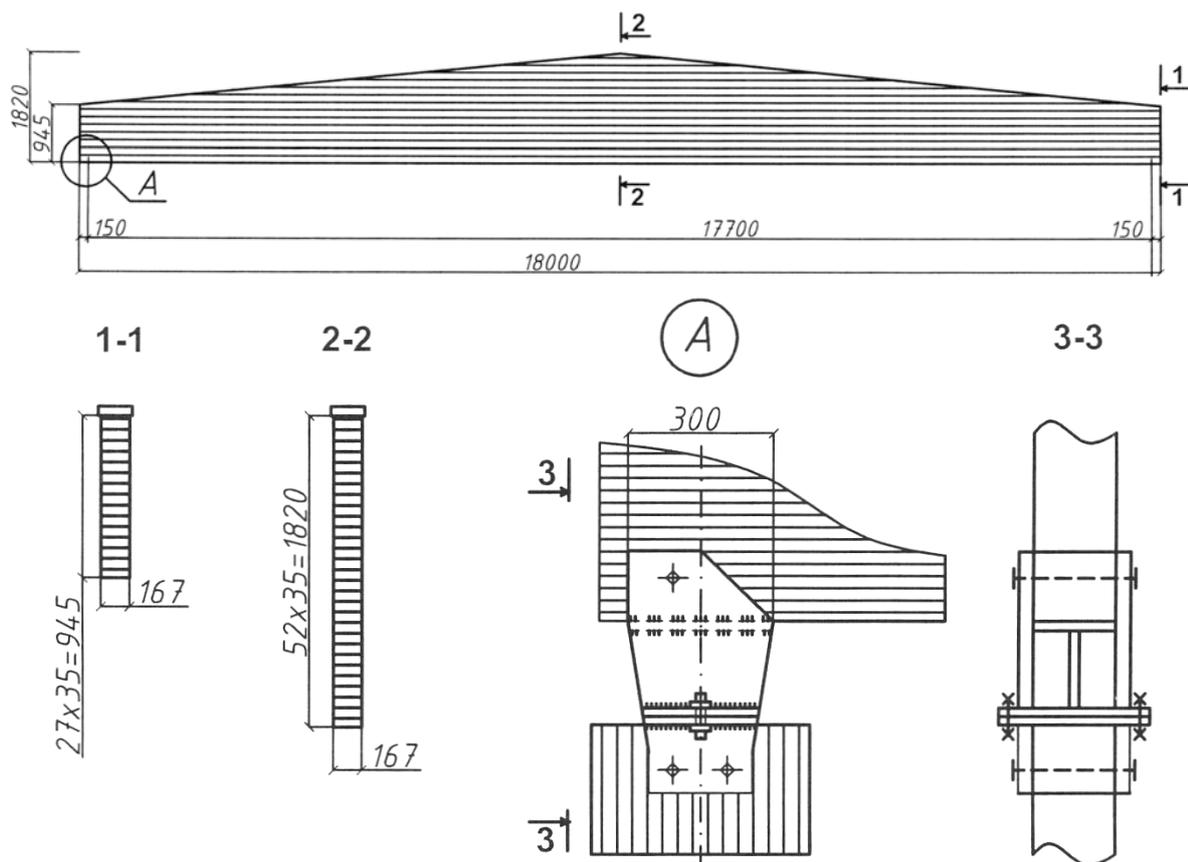


Рис. 32. Двухскатная клеедосчатая балка

Определение ширины опоры.

Необходимая ширина опоры должна быть не менее:

$$a = \frac{V}{R_{cm} \cdot b} = \frac{137,31 \cdot 10}{3 \cdot 16,7} = 27,4 \text{ см.}$$

Принимаем ширину опорной пластины в балке равной 300 мм (см. рис. 32).

6.5.2. Клеодощатая колонна

Предварительное назначение основных размеров колонны.

Колонну принимаем прямоугольного поперечного сечения, склеенную из тех же досок, что и балка, т.е. сечением 35 × 167 мм (после фрезерования). Высота колонны $H=5,5$ м.

Ориентировочная высота поперечного сечения колонны равна:

$$h_{op} = \frac{1}{12} H = \frac{1}{12} 550 = 45,8 \text{ мм.}$$

Принимаем целое число досок толщиной 35 мм, тогда высота сечения колонны будет равна: $h=13 \times 35=455$ мм.

Геометрические характеристики поперечного сечения:

$$A=b \cdot h=16,7 \cdot 45,5=759,85 \text{ см}^2;$$

$$W=\frac{b \cdot h^2}{6}=\frac{16,7 \cdot 45,5^2}{6}=5762,2 \text{ см}^3;$$

$$J=\frac{b \cdot h^3}{12}=\frac{16,7 \cdot 45,5^3}{12}=131090 \text{ см}^4.$$

Определение нагрузок на раму.

Расчетная схема рамы приведена на рис. 33. На раму действуют вертикальные нагрузки (постоянные от покрытия и снеговые) и горизонтальные нагрузки (от ветра).

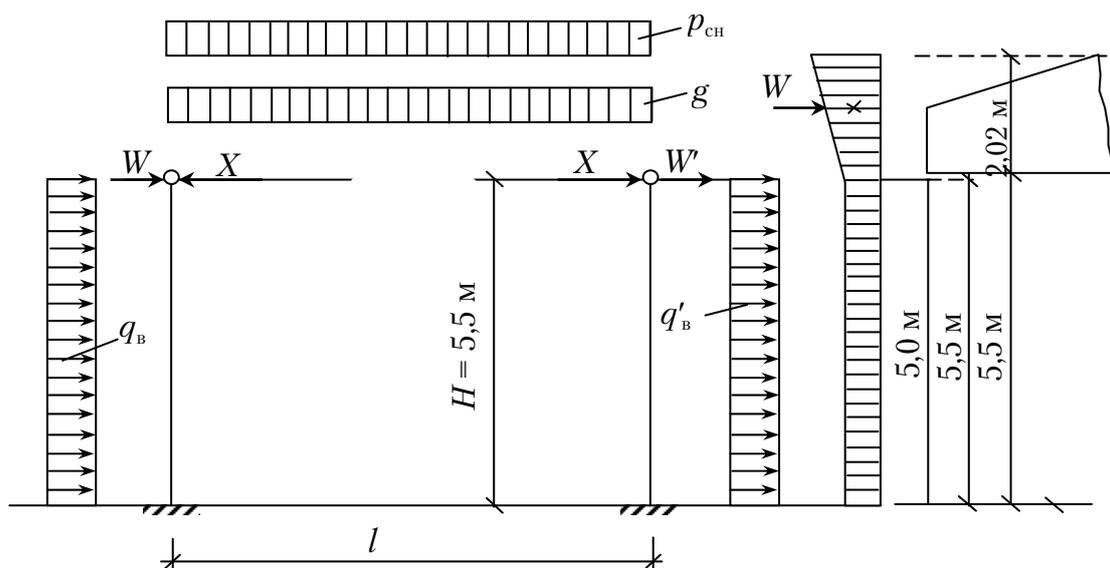


Рис. 33. Расчетная схема рамы

Вертикальная нагрузка от покрытия:

$$G_{\Pi}=g_{\Pi} \cdot B \cdot \frac{l}{2}=0,556 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2}=30,024 \text{ кН.}$$

Вертикальная нагрузка от снега:

$$P_{\text{сн}}=p_{\text{сн}} \cdot B \cdot \frac{l}{2}=1,8 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2}=97,2 \text{ кН.}$$

Собственный вес колонны:

$$G_{\text{с.в}}=0,167 \cdot 0,455 \cdot 5,5 \cdot 5 = 2,089 \text{ кН.}$$

Полная постоянная вертикальная нагрузка на колонну:

$$N_g = G_{II} + G_{с.в} = 30,024 + 2,089 = 32,113 \text{ кН.}$$

Полная вертикальная нагрузка на колонну:

$$N = N_g + P_{сн} = 32,113 + 97,2 = 129,313 \text{ кН.}$$

Расчетная ветровая нагрузка согласно [3] подсчитывается по формуле

$$w_m = \gamma_f w_0 k c,$$

где $w_0 = 0,3$ кПа – нормативное значение ветрового давления;

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (при $H \leq 5$ м $k = 0,5$; при $5 \text{ м} < H \leq 10$ м $k = 0,65$, для типа местности B);

c – аэродинамический коэффициент;

$c_e = +0,8$ – по левой стойке,

$$c_{e1} = -0,5 \text{ – по правой стойке при } \frac{H}{l} = \frac{5,5}{18} = 0,3 \text{ и } \frac{L}{l} = \frac{54}{18} = 3.$$

С учетом найденных величин коэффициентов при шаге несущих конструкций каркаса $B = 6$ м, ветровые нагрузки на раму будут равны:

$$q_B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,008 \text{ кН/м;}$$

$$q'_B = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 6 = 0,63 \text{ кН/м;}$$

$$W = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot \frac{(0,5 + 0,575)}{2} \cdot 6 \cdot 2,02 = 2,189 \text{ кН;}$$

$$W' = 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{(0,5 + 0,575)}{2} \cdot 6 \cdot 2,02 = 1,368 \text{ кН.}$$

Определение усилий в раме.

Двухшарнирная рама однажды статически неопределима. Для решения такой системы можно воспользоваться методом сил. Однако воспользуемся готовыми решениями для определения усилия в ригеле рамы. Неизвестное усилие в ригеле равно:

$$X_w = \frac{W - W'}{2} \text{ – от сосредоточенной ветровой нагрузки;}$$

$$X_w = \frac{3}{16} H (q_B - q'_B) \text{ – от распределенной нагрузки по стойкам;}$$

$$X = X_w + X_w \text{ – полное усилие в ригеле.}$$

Полное усилие в ригеле от ветровой нагрузки равно:

$$X = \frac{2,189 - 1,368}{2} + \frac{3 \cdot 5,5 \cdot (1,008 - 0,63)}{16} = 0,41 + 0,39 = 0,8 \text{ кН.}$$

Определяем усилия в левой стойке (рассматривая ее как консольную балку под действием нагрузок q_B , W и X).

Максимальный изгибающий момент (в заделке) равен:

$$\begin{aligned} M_{\text{л}} &= (W - X) \cdot H + q_B \cdot \frac{H^2}{2} = \\ &= (2,189 - 0,8) \cdot 5,5 + 1,008 \cdot \frac{5,5^2}{2} = 7,64 + 15,246 = 22,886 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Максимальная поперечная сила равна:

$$Q_{\text{л}} = (W - X) + q_B \cdot H = (2,189 - 0,8) + 1,008 \cdot 5,5 = 6,933 \text{ кН.}$$

Усилия в правой стойке:

$$\begin{aligned} M_{\text{пр}} &= (W' + X) \cdot H + q'_B \cdot \frac{H^2}{2} = (1,368 + 0,8) \cdot 5,5 + 0,63 \cdot \frac{5,5^2}{2} = \\ &= 11,924 + 9,528 = 21,452 \text{ кН} \cdot \text{м;} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{пр}} = (1,368 + 0,8) + 0,63 \cdot 5,5 = 5,633 \text{ кН.}$$

Наибольшее усилие от ветровой нагрузки возникает в левой стойке ($M=22,886$ кН·м, $Q=6,933$ кН). Дальнейший расчет колонны будет производиться на эти усилия.

Расчет колонны на прочность.

Расчет колонны на прочность по нормативным напряжениям производим на действие максимальных усилий $M=22,886$ кН·м и $N=129,313$ кН.

Расчетная длина (в плоскости рамы) равна:

$$l_0 = 2,2 \cdot H = 2,2 \cdot 5,5 = 12,1 \text{ м.}$$

Гибкость колонны равна:

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{1210}{0,289 \cdot 45,5} = 92.$$

Коэффициенты:

$$\varphi = \frac{3000}{92^2} = 0,354;$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot R'_c \cdot A} = 1 - \frac{92^2 \cdot 129,313 \cdot 10}{3000 \cdot 12,87 \cdot 759,85} = 0,626,$$

где $R'_c = m_\phi \cdot m_{cl} \cdot R_c = 1,0 \cdot 0,99 \cdot 13 = 12,87$ МПа.

Проверка прочности:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{\xi \cdot W} = \frac{129,313}{759,85} + \frac{22,886 \cdot 10^3}{0,626 \cdot 5762,2} = 1,7 + 6,35 = 8,05 \text{ МПа} < m_\phi \cdot m_{cl} \cdot R_c = 12,87 \text{ МПа.}$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 6,933 \cdot 10^{-3}}{0,167 \cdot 0,455} = 0,14 \text{ МПа} < m_{cl} \cdot R_{ск} = 0,99 \cdot 1,5 = 1,485 \text{ МПа.}$$

Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Расчет устойчивости плоской формы деформирования производим как для сжатоизгибаемого элемента по формуле (25):

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot R'_c \cdot A} + \left(\frac{M}{\xi \cdot \varphi_m \cdot R'_c \cdot W} \right)^n \leq 1.$$

Показатель степени $n=2$, как для элементов, не имеющих раскрепления растянутой зоны из плоскости деформирования.

Условимся, что распорки по рядам колонн (по длине здания) идут только по верху колонн. Тогда расчетная длина $l_p = l_{oy} = H = 5,5$ м.

Необходимые величины, входящие в проверочную формулу:

$$\varphi_y = \frac{3000}{114^2} = 0,23; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{0,289b} = \frac{550}{0,289 \cdot 16,7} = 114;$$

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi = 140 \cdot \frac{16,7^2}{550 \cdot 45,5} \cdot 2,54 = 3,96.$$

Проверка устойчивости:

$$\frac{129,313 \cdot 10}{0,23 \cdot 759,85 \cdot 12,87} + \left(\frac{22,886 \cdot 10^3}{0,626 \cdot 3,96 \cdot 12,87 \cdot 5762,2} \right)^2 = 0,5749 + 0,016 = 0,59 < 1,0.$$

Устойчивость обеспечена.

Расчет устойчивости колонны из плоскости.

Проверку ведем только на действие продольной сжимающей силы $N=129,313$ кН по формуле

$$\frac{N}{A} = \frac{129,313 \cdot 10}{759,85} = 1,7 \text{ МПа} < \varphi_y \cdot R'_c = 0,23 \cdot 12,87 = 2,96 \text{ МПа},$$

где $\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{114^2} = 0,23$

Устойчивость обеспечена.

Расчет узла заземления колонны в фундамент.

Рассмотрим два варианта жесткого узла, конструкции которых показаны на рис. 34.

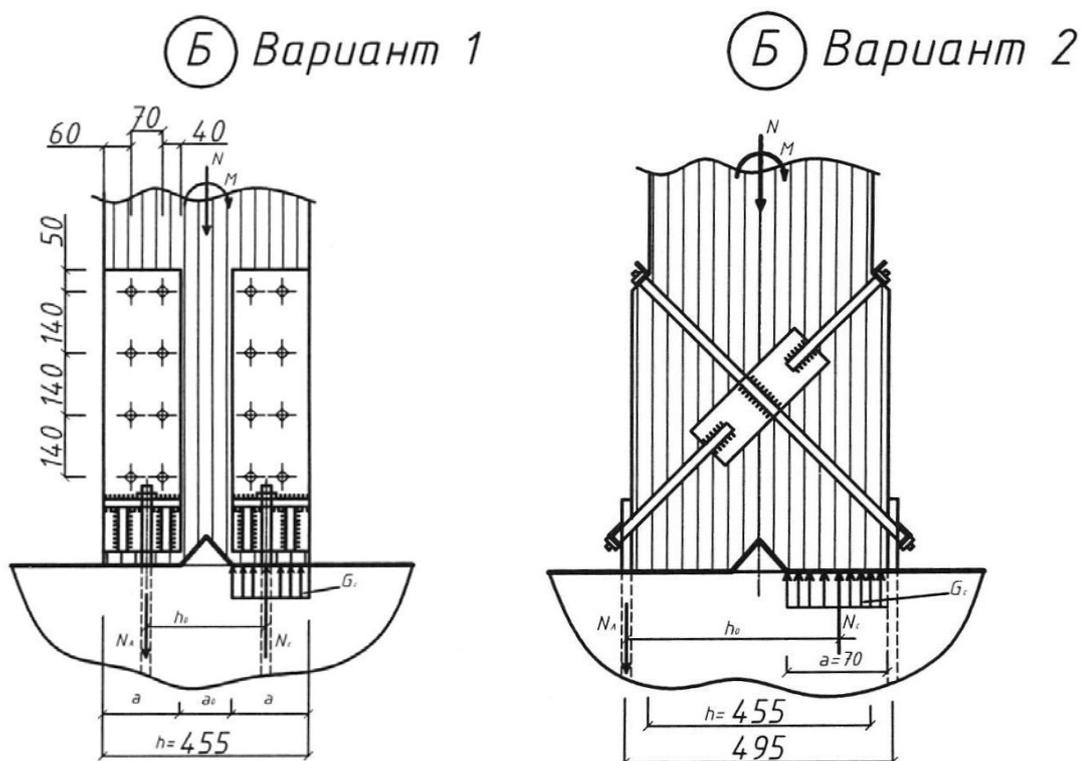


Рис. 34. Конструкции жесткого узла сопряжения колонны с фундаментом

Вариант I, рис. 34. Расчетные усилия в колонне:

для расчета анкерных болтов на растяжение: $N=N_g=32,113$ кН, $M=22,886$ кН·м;

для расчета опорного торца на смятие: $N=N_{\max}=129,313$ кН, $M=22,886$ кН·м.

Основные размеры элементов узла приведены на рис. 34. Для более четкой передачи усилий от колонны фундаменту в опорной части

колонны делаем вырез, что позволяет сравнительно просто определить усилия в анкере и по торцу опорного сечения колонны.

Максимальное усилие в анкере (растягивающее) равно:

$$N_a = -\frac{N_g}{2} + \frac{M}{\xi \cdot h_0} = -\frac{32,13}{2} + \frac{22,886}{0,626 \cdot 0,295} = 139,98 \text{ кН.}$$

где $h_0 = 45,5 - 10 - 6 = 29,5$ см.

Максимальное усилие сжатия:

$$N_c = -\frac{N_{\max}}{2} - \frac{M}{\xi \cdot h_0} = -\frac{129,313}{2} - \frac{22,886}{0,626 \cdot 0,295} = 188,58 \text{ кН.}$$

Усилие в одном анкере с учетом возможной перегрузки равно:

$$N'_a = \frac{N_a}{2 \cdot m} = \frac{139,92}{2 \cdot 0,85} = 82,3 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь анкера с учетом ослабления его нарезкой:

$$A^{\text{тр}} = \frac{N'_a}{R \cdot m_1} = \frac{82,3 \cdot 10}{220 \cdot 0,80} = 4,68 \text{ см}^2.$$

Принимаем анкеры диаметром 27 мм ($A = 5,72 \text{ см}^2$; $A_{\text{нт}} = 4,18 \text{ см}^2$).

Проверяем торец колонны на смятие:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_c}{A_{\text{нт}}} = \frac{188,58 \cdot 10}{12 \cdot 16,7} = 9,41 \text{ МПа} < R'_c = 12,87 \text{ МПа.}$$

Для крепления металлической детали к колонне используют болты диаметром 20 мм. Несущая способность одного двухсрезного болта равна:

$$T_6 = 2 \cdot 2,5 \cdot d^2 = 2 \cdot 2,5 \cdot 2^2 = 20 \text{ кН.}$$

Для прикрепления металлической детали потребуется болтов:

$$n \geq \frac{N_a}{T_6} = \frac{139,98}{20} = 7 \text{ шт.}$$

Принимаем $n=8$ болтов, которые расставляем в два ряда. Расстановка болтов показана на рис. 34.

Вариант II, рис. 34. Расчетные усилия в колонне те же. Увеличиваем базу колонны путем приклеивания с обеих сторон по две доски толщиной 35 мм. Так же, как и в варианте I, в торце колонны делаем вырез шириной 315 мм. Тогда размеры a и h_0 будут равны:

$$a = \frac{595 - 315}{2} = 140 \text{ мм;}$$

$$h_0 = 595 - \frac{140}{2} = 525 \text{ мм.}$$

Расчетное усилие в анкере равно:

$$N_a = -\frac{N_g}{2} + \frac{M}{\xi \cdot h_0} = -\frac{32,113}{2} + \frac{22,886}{0,626 \cdot 0,525} = 85,69 \text{ кН.}$$

Максимальное усилие смятия торца:

$$N_{\text{см}} = -\frac{N_{\text{max}}}{2} - \frac{M}{\xi \cdot h_0} = -\frac{129,313}{2} - \frac{22,886}{0,626 \cdot 0,525} = 134,29 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь анкера:

$$A_a^{\text{тп}} = \frac{N_a}{R} = \frac{85,69 \cdot 10}{220} = 3,895 \text{ см}^2.$$

Из конструктивных соображений принимаем анкер в виде стальной полосы (из стали марки 18 КП) сечением 8×120 мм ($A=9,6 \text{ см}^2$).

Проверка торца на смятие:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_{\text{см}}}{A_{\text{см}}} = \frac{134,29 \cdot 10}{16,7 \cdot 14} = 5,8 \text{ МПа} < R'_{\text{см}} = 12,87 \text{ МПа.}$$

Произведём расчет наклонного болта, прикрепляющего колонну к анкерной полосе. Усилие в одном болте равно:

$$N_6 = \frac{N_a}{2 \cdot m \cdot \sin \alpha} = \frac{85,69}{2 \cdot 0,85 \cdot \sin 45^\circ} = 71,3 \text{ кН.}$$

Болт работает на растяжение, требуемая площадь болта должна быть не менее:

$$A^{\text{тп}} = \frac{71,3 \cdot 10}{220 \cdot 0,8} = 4,05 \text{ см}^2.$$

Принимаем болт диаметром 24 мм ($A_{\text{бр}}=4,52 \text{ см}^2$, $A_{\text{нт}}=3,26 \text{ см}^2$).

Определим площадь шайбы под болтом. Усилие смятия от болта передается под углом 45° к волокнам древесины. Расчетное сопротивление смятию древесины под углом $\alpha=45^\circ$ равно:

$$R_{\text{см}45} = \frac{R_{\text{см}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{см}}}{R_{\text{см}90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 45^\circ} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 45^\circ} = 5,97 \text{ МПа.}$$

Требуемая площадь смятия под шайбой:

$$A_{\text{ш}}^{\text{тп}} = \frac{2 \cdot N_6}{R_{\text{см}45}} = \frac{2 \cdot 71,3 \cdot 10}{5,97} = 238,8 \text{ см}^2.$$

При ширине колонны $b=16,7$ см, другой размер шайбы должен быть не менее:

$$c = \frac{238,8}{16,7} = 14,3 \text{ см.}$$

Принимаем шайбу из равнобокого уголка 150×12 .

Глава 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЛЕЕФАНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Фанера как конструкционный материал

Фанера – это листовой материал, получаемый путем склеивания, как правило, нечетного числа древесных шпонов. Для клееных фанерных конструкций рекомендуется применять водостойкую клееную фанеру ФСФ и бакелизованную фанеру марки ФБС, склеенную смоляными (как правило, фенолформальдегидными) водостойкими клеями. Для конструкций группы А1, А2 и Б1, т.е. устанавливаемых внутри помещений с нормальным температурно-влажностным режимом (СНиП II-25-80), допускается применение фанеры марки ФК (на карбамидных клеях), относящейся к материалам средней водостойкости [1].

В строительных конструкциях применяют фанеру с количеством шпонов не менее пяти. Наибольшее применение находят листы семи-слойной фанеры толщиной 6, 8, 9, 10, 12 и 15 мм. Листы клееной фанеры толщиной более 15 мм называются фанерными плитами и в конструкциях применяются редко. Размеры клееной фанеры принимают по ГОСТ 3916-69 "Фанера клееная". Размеры выпускаемых листов фанеры марки ФСФ: 2440×1525, 2440×1220, 2135×1525, 1830×1220, 1525×1525, 1525×1220, 1525×725, 1220×1220, 1220×725 мм (подчеркнуты рекомендуемые для широкого применения).

Фанера бакелизованная отличается от обычной повышенной прочностью, меньшей горючестью, большей биостойкостью. Такая фанера выпускается толщиной 5, 7, 10, 12, 14, 16, и 18 мм с размерами листов 1500×1200, 1500×1500, 4400×1550, 4900×1250, 5000×1200, 5600×1250, 5600×1550 и 7700×1500 мм.

Бакелизованную фанеру применяют, ввиду ее повышенной стоимости, в конструкциях, работающих в неблагоприятных и тяжелых условиях эксплуатации, а также при изготовлении ответственных элементов конструкции (узловые фасонки, соединительные детали, накладки и т.п.).

В несущих конструкциях клееная фанера может применяться также и в виде различных профилей (труба, уголок, швеллер и т.п.).

Листовая и профильная фанеры применяются в конструкциях тонкостенного сечения, имеющих низкую огнестойкость, поэтому при проектировании фанерных конструкций следует предусматривать

конструктивные, технические и химические меры, способствующие повышению огнестойкости. По остальным техническим свойствам фанера имеет преимущества перед другими конструкционными материалами (металл, бетон, древесина). Она характеризуется высокой прочностью, малой плотностью (легкостью), низкой тепло- и звукопроводимостью, высокой химической стойкостью и многими другими положительными свойствами. Применение фанеры в клееных деревянных конструкциях обеспечивает значительную экономию древесины.

Значения расчетных характеристик фанеры: расчетные сопротивления и модули упругости, необходимые для расчета конструкций, – принимаются по данным СНиП II-25-80 [8, табл. 10 и 11].

Следует учесть, что фанера при работе конструкций, как правило, испытывает плоско-напряженное состояние. Если учесть, кроме того, анизотропность строения фанеры, приводящую к тому, что прочность ее различна в разных направлениях, то в расчетах необходимо выполнять прочностные проверки не только в двух взаимно перпендикулярных направлениях (вдоль главных осей ортотропии), но и под углом к ним в направлении действия главных напряжений.

Расчетное сопротивление фанеры под углом α при растяжении и сжатии определяется согласно графику, приведенному в СНиП II-25-80 [1, рис. 17]. Для расчета конструкций на ЭВМ удобнее при составлении программы иметь аналитическую запись [7]:

$$R_{\phi\alpha} = \frac{R_{\phi90}}{A \cdot \cos^4 \alpha + 2 \cdot B \cdot \cos^2 \alpha + \sin^4 \alpha},$$

где $A = \frac{R_{\phi90}}{R_{\phi0}}$, $B = 4 \cdot C - (1 + A)$, $C = \frac{R_{\phi90}}{R_{\phi45}}$;

$R_{\phi90}$, $R_{\phi0}$ – расчетное сопротивление фанеры соответственно поперек и вдоль волокон наружных шпонов.

При изготовлении клефанерных конструкций фанерные листы стыкуются по длине. Стыкование чаще всего осуществляется на ус с помощью клеев ФР-12 или ФРФ-50. В таких случаях значения расчетных сопротивлений при растяжении вдоль волокон наружных слоев и при изгибе в плоскости листа (например, в стенках балок, арок или рам) умножаются на коэффициент условия работы $m_{\phi}=0,6$ – для обычной фанеры и $m_{\phi}=0,8$ – для бакелизированной фанеры. Модуль упругости E_{ϕ} при изгибе в плоскости листа повышается на 20% по сравнению с его значениями по СНиП [1, табл.11].

2. Общие принципы конструирования клеефанерных конструкций

Клеефанерные несущие конструкции обычно состоят из дощатых поясов и фанерной стенки. Применение конструкций, выполненных целиком из фанеры, в нашей стране пока носит экспериментальный характер.

Поперечные сечения фанерных конструкций могут быть выполнены коробчатыми и двутавровыми с одиночной или двойной фанерной стенкой (рис. 35). В таких сечениях пояса из досок удалены от нейтральной оси, и поэтому материал в них используется более эффективно. В составных клеефанерных конструкциях сплошная стенка из водостойкой фанеры обеспечивает непрерывную связь между сжатыми и растянутыми поясами. Основное назначение фанерной стенки – восприятие сдвигающих усилий. Кроме того, целесообразно использовать стенку в работе на сжатие и растяжение при изгибе ее на ребро. Предпочтительнее также с этой целью располагать наружные шпоны фанеры продольно (по длине конструкции), что позволяет, к тому же, стыковать листы фанеры на ус.

Для поясов используются доски шириной не более 200 мм и толщиной не более 50 мм.

Поясные доски могут располагаться как горизонтально, так и вертикально. При вертикальном расположении досок в поясе необходимо, чтобы ширина досок, непосредственно приклеиваемых к фанерной стенке, была не более 100 мм, а между досками по высоте пояса делался зазор шириной 5-10 мм. Последующие вертикальные слои могут быть выполнены из более широких досок, но с шириной не более чем 200 мм (как правило, высоты пояса в 200 мм вполне достаточно для балок, рам и арок применяемых пролетов). Если пояс склеивается из досок, располагаемых плашмя, то при высоте пояса более 100 мм в нем устраивают пропилы шириной 5-10 мм и глубиной 30-50 мм, располагаемые по высоте пояса не более чем через 100 мм, что осуществляется с целью уменьшения в клеевых швах, соединяющих фанерную стенку и дощатые пояса, напряжений, вызванных усушкой и разбуханием древесины.

Поясные доски по длине стыкуются на "зубчатый шип", образуя непрерывную дощатую ленту на всю длину конструкции.

Специфической особенностью клеефанерных конструкций является наличие в них тонкой фанерной стенки, которая требует специальных мер для предотвращения потери устойчивости. Устойчивость стенки можно обеспечивать двумя способами:

- постановкой дощатых ребер жесткости;
- устройством волнистой стенки.

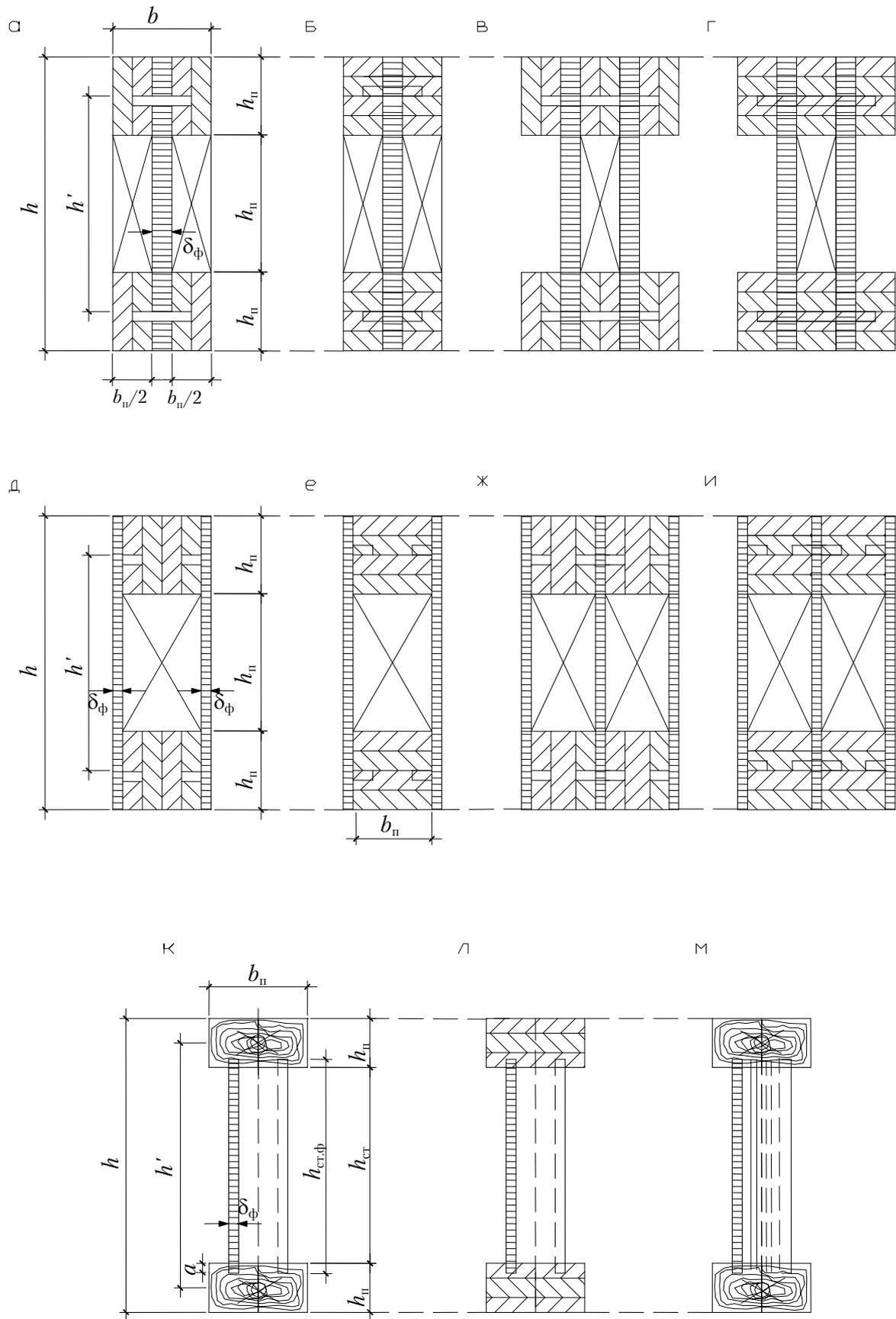


Рис. 35. Типы поперечных сечений клефанерных конструкций

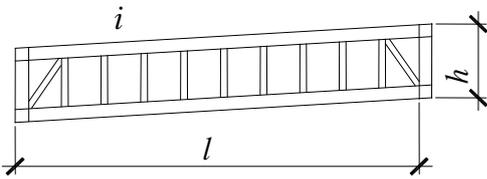
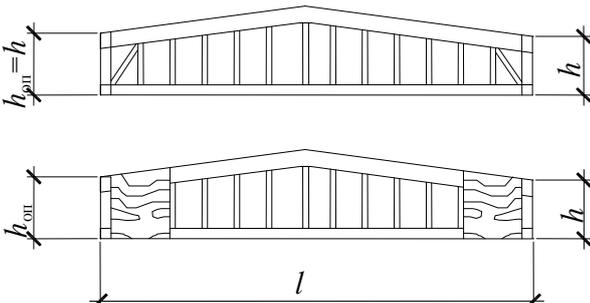
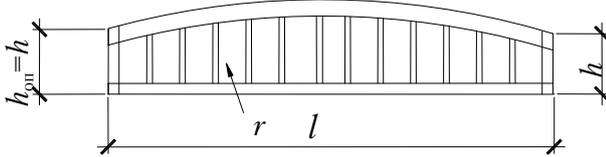
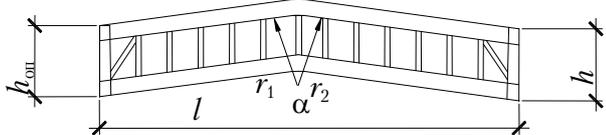
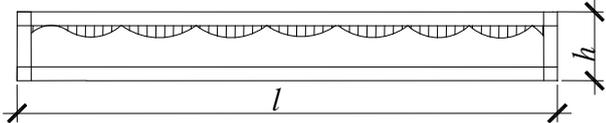
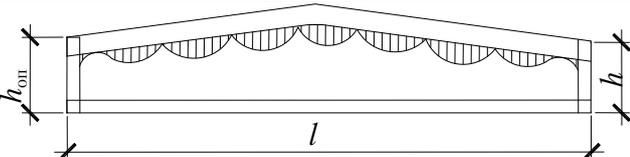
Конкретные рекомендации по обеспечению устойчивости фанерной стенки и по назначению основных размеров поперечных сечений приведены ниже при описании клефанерных конструкций.

2.1. Клефанерные балки

Различают балки с плоской (табл.16, схема 1-4) и волнистой (табл. 16, схема 5, 6) фанерной стенками.

Т а б л и ц а 1 6

Основные схемы клефанерных балок и их характеристики

Номер схемы	Схема	$\frac{h}{l}$	$K_{CB}^{*})$	$K_M^{*}),\%$
1		$\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$	3-4	0-1
2		$\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$	3-5	0-1
3		$\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$	3-5	0-1
4		$\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$	3-4	0-1
5		$\frac{1}{10} - \frac{1}{18}$	2,5-4	0-1
6		$\frac{1}{8} - \frac{1}{12}$	3-4	0-1

*) В табл. 16, 17,18 – K_M – коэффициент отношения массы металла к общей массе конструкции в %; K_{CB} – коэффициент собственного веса.

С целью обеспечения местной устойчивости стенки в балках с плоской стенкой предусматриваются ребра жесткости, которые ставятся в опорных сечениях балки и в пролете на расстояниях $(1/8-1/10)l$, но не более высоты стенки в свету. Шаг ребер жесткости рекомендуется увязывать с шагом прогонов и размерами фанерных листов с тем расчетом, чтобы расположение стыков фанеры и ребер жесткости совпадало. По длине опорных участков балки ребра жесткости могут ставиться чаще, ввиду большего влияния касательных напряжений на устойчивость стенки. В таких случаях дополнительные ребра жесткости располагаются по середине длины основного шага расстановки ребер в пролете балки. Непосредственно в опорных панелях балки могут быть поставлены диагональные ребра жесткости. Повышение устойчивости стенки в таком случае учитывается в расчетах введением расчетной длины ее, равной $2/3$ фактической.

Допускается также в двутавровых балках усиливать опорное сечение двумя дополнительными листами фанеры, приклеенными к поясам и ребрам жесткости с наружной стороны.

Ребра жесткости выполняют из поясных досок, но при этом ширина ребра жесткости обычно принимается равной половине ширины поясной доски. На опорах ставят опорные ребра жесткости, ширина которых принимается в два раза большей, чем для промежуточных ребер.

В двутавровых балках опорные ребра жесткости укрепляются с двух сторон дощатыми накладками, прикрепленными болтами. Соединение ребер жесткости с фанерной стенкой клеевое.

Балки с волнистой стенкой не имеют промежуточных ребер жесткости (имеют только опорные). Устойчивость фанерной стенки в них обеспечивается за счет криволинейного очертания. Такие балки проектируются преимущественно с одной фанерной стенкой с поперечным сечением, изображенным на рис. 35, к, л. В целях удобства гнутья фанеры в процессе придания ей волнистого профиля толщина фанерных листов принимается несколько меньшей, чем для балок с плоской стенкой. Обычно толщина фанеры принимается в пределах 6-10 мм.

Пояса балок выполняются либо цельными (из одного бруса), либо клееными из нескольких слоев досок, располагаемых плашмя. Ширина поясов балок принимается в пределах 2-2,85 их высоты. Верхний и нижний пояса балок выполняются одинакового сечения. Опорные сечения балок усиливаются ребрами жесткости.

Для придания стенке волнистости на копировальном станке в поясе выбираются криволинейные пазы синусоидального очертания клиновидного сечения, в которое вставляется (на клею) фанерная стенка.

Глубина паза принимается не менее $2,5 \cdot \delta_{\text{ф}}$ ($\delta_{\text{ф}}$ – толщина стенки), ширина должна соответствовать толщине фанерной стенки, а наклон сторон трапеции паза должен быть 1:10. Высоту волны рекомендуется принимать не менее $1/3$ ширина пояса, отношение высоты волны к ее длине назначается в пределах от $1/12$ до $1/18$. По длине балки размещается целое количество полуволн.

Фанерная стенка склеивается из фанерных листов в ленту нужной длины со стыкованием листов на ус и расположением волокон наружных шпонов перпендикулярно оси балки. Допускается расположение волокон наружных шпонов под углом 45° к оси балки, при этом листы стыкуются также под углом 45° .

Кромки фанеры, клеиваемые в пояса, срезаются в виде трапеции, соответствующей размерам пазов.

Стенка склеивается с поясами клеем СФЖ-3016 или ФР-12 на специализированной заводской линии.

Клеефанерные балочные элементы с волнистой стенкой, изготавливаемые на непрерывных поточных линиях, выполняются только с параллельными поясами и могут быть использованы как самостоятельные балки при пролетах до 12 м, а также и в системе трехшарнирной арки при пролетах до 30 м.

При необходимости запроектировать клеефанерную балку с волнистой стенкой переменной высоты (табл. 16, схема 6) нужно, соблюдая в целом вышеотмеченные конструктивные требования, предусмотреть следующий способ изготовления: в поясах выбираются прямоугольные пазы шириной $h_{\text{в}} + \delta_{\text{ф}}$, в которые устанавливается фанера, затем фанера выгибается с помощью деревянных бобышек-фиксаторов, а пазы заливаются эпоксидным клеем. В этом случае листы фанеры могут стыковаться внахлестку. Балка вынимается из пресса после отверждения эпоксидного клея.

2.2. Клеефанерные арки и рамы

Поперечное сечение арок и рам предпочтительнее принимать двух- или трехстенчатым, т.е. коробчатым (см. рис. 35, д, е, ж, и) или двутавровым с двойной стенкой (см. рис. 35, в, г). При этом в криволинейных элементах в целях удобства гнутья доски поясов располагаются только горизонтально, а в прямолинейных – как горизонтально, так и вертикально.

Высота поперечного сечения арок и рам принимается значительно меньшей, чем в балках, и назначается (табл. 17 и 18) в пределах $(1/25-1/50)l$. Направление волокон рубашки фанеры, так же как и в балках, пред-

почтительнее принимать продольное. Ребра жесткости в элементах с плоской стенкой ставятся с таким расчетом, чтобы отношение сторон фанерной пластинки в свету, образованной поясами и ребрами жесткости, было не более 2 или не менее 0,5.

Таблица 17

Основные схемы клефанерных арок и их характеристики

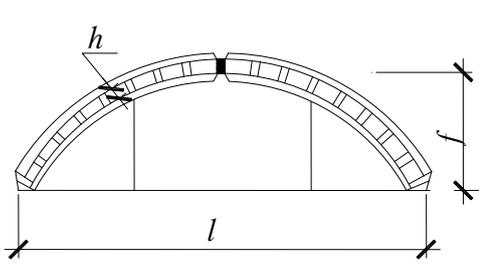
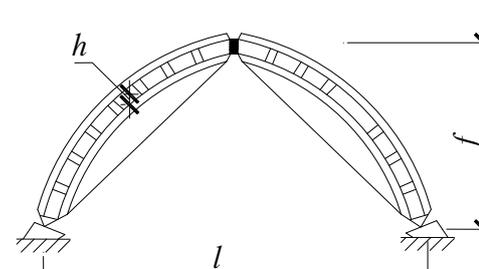
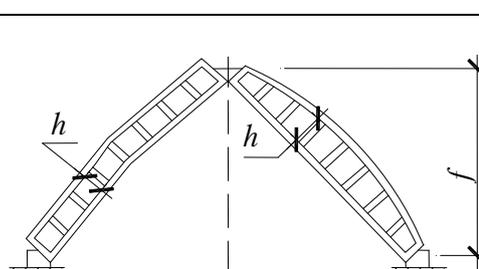
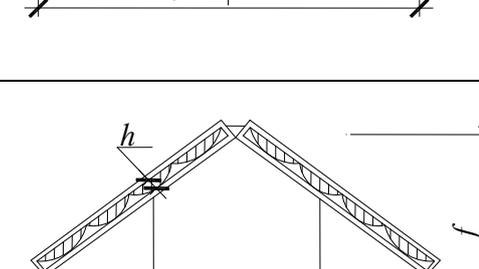
Номер схемы	Схема	$\frac{f}{l}$	$\frac{h}{l}$	$K_{CB}^{*})$	$K_M^{*}),\%$
1		$\frac{1}{5} - \frac{1}{7}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	2-4	10-20
2		$\frac{1}{3} - \frac{2}{3}$	$\frac{1}{30} - \frac{1}{50}$	2-4	5-7
3		$\frac{1}{3} - \frac{2}{3}$	$\frac{1}{25} - \frac{1}{40}$	2-4	5-7
4		$\frac{1}{5} - \frac{1}{6}$	$\frac{1}{25} - \frac{1}{40}$	2-4	10-20

Таблица 18

Основные схемы клеёфанерных рам и их характеристики

Номер схемы	Схема	$\frac{h}{l}$	$K_{CB}^{*})$	$K_M^{*}),\%$
1		$\frac{1}{20} - \frac{1}{40}$	7-9	5-7
2		$\frac{1}{20} - \frac{1}{40}$	7-9	6-8
3		$\frac{1}{25} - \frac{1}{40}$	7-9	5-7
4		—	5-7	5-7
5		$\frac{1}{20} - \frac{1}{40}$	5-7	5-7

Арки с криволинейным очертанием (чаще всего с круговым) наиболее просты в изготовлении. Коньковый и опорные узлы таких арок сравнительно просты и могут быть выполнены с применением плиточных или валиковых шарниров (рис. 36).

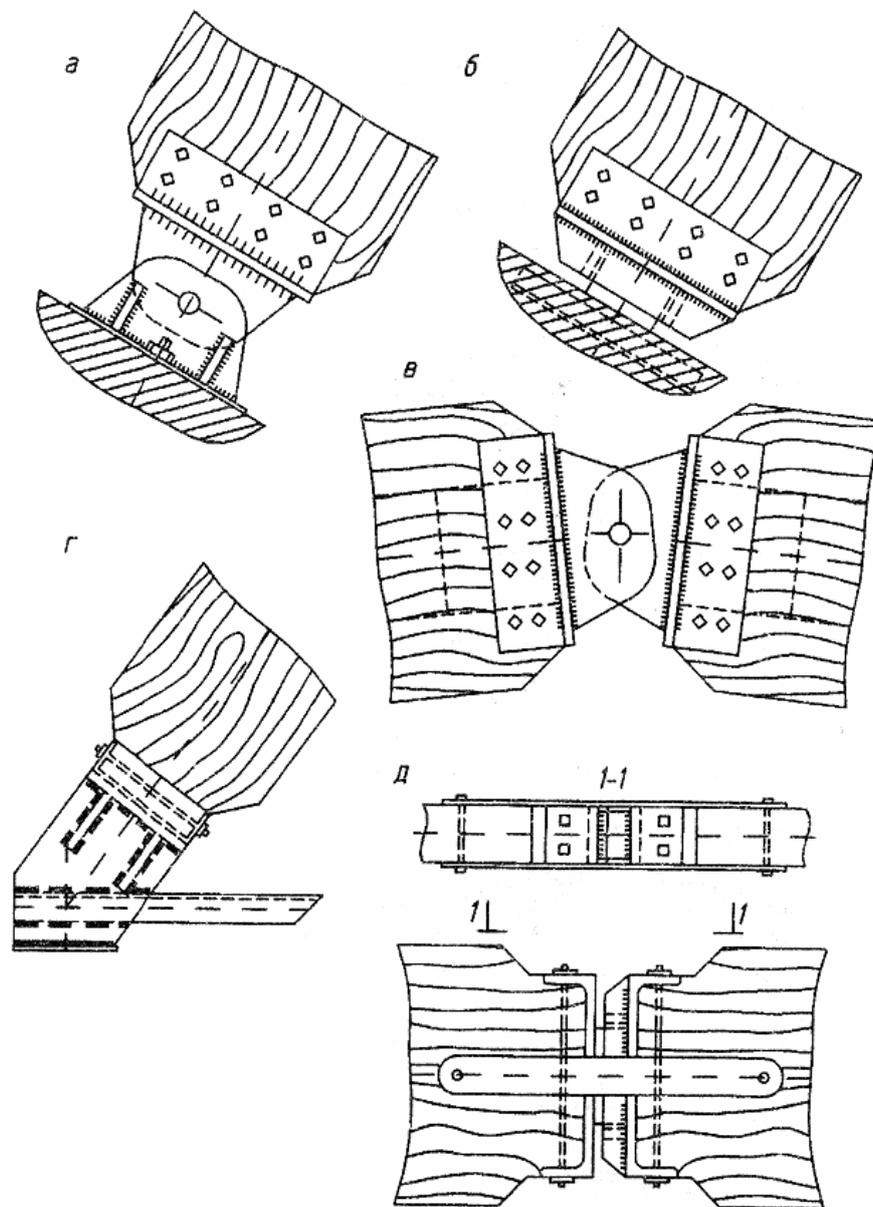


Рис. 36. Узлы арок кругового очертания:
 а – опорный узел с валиковым шарниром; б – опорный узел с плиточным шарниром; в – коньковый узел с валиковым шарниром; г – опорный узел арки с затяжкой; д – коньковый узел с плиточным шарниром

Треугольные арки выполняются в виде двух наклонно поставленных балок. Они индустриальны, просты в изготовлении, но в отличие от арок кругового очертания имеют сравнительно сложные решения опорных и коньковых узлов. Решение узлов усложняется тем, что в целях создания разгружающих изгибающих моментов в таких арках предусматривается опирание балок в узлах только нижней частью

сечения, т.е. преимущественно нижним поясом. Варианты узлов таких арок, выполненных из прямолинейных клефанерных элементов, приведены на рис. 37.

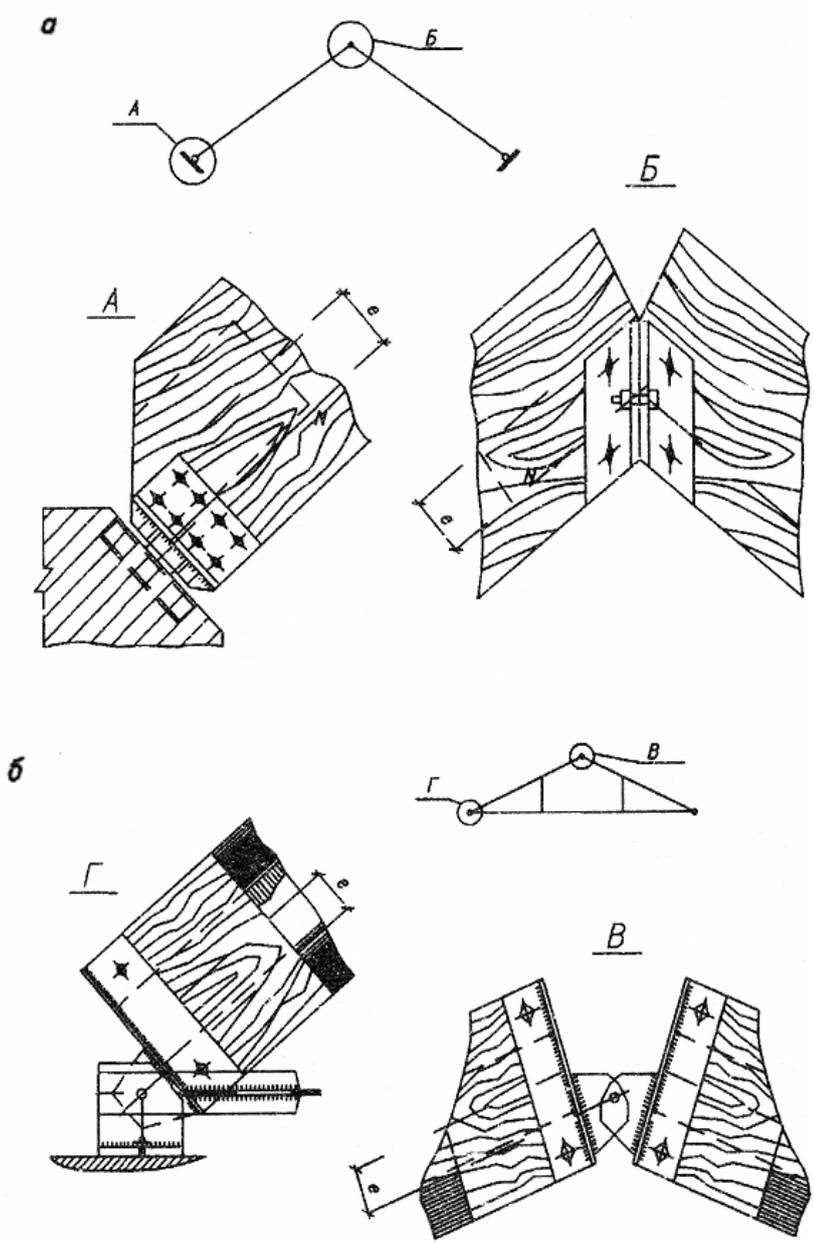


Рис. 37. Узлы арок треугольного очертания:
 а – без затяжки; б – с затяжкой

Существенную экономию пиломатериалов, облегчение веса и уменьшение стоимости конструкции при пролетах до 24 м можно получить, применяя клефанерные рамы (см. табл. 18). Такие рамы легче даже клеодошатых на 30-40 %.

Рамы могут быть двух- и трехшарнирными. Наибольшую трудность при проектировании и изготовлении рам представляют жесткие карнизные узлы. В табл. 18 показаны четыре типа рам, отличающихся

способом выполнения карнизных узлов. В рамах типа 1 (нумерация согласно табл. 18) жесткий карнизный узел выполняется с применением работающей на растяжение металлической полосы, которая с помощью шурупов или глухарей крепится по внешней стороне узла к стойке и ригелю (рис. 38, а). Узел собирается непосредственно на строительной площадке. В заводских условиях изготавливаются лишь элементы стоек и ригели.

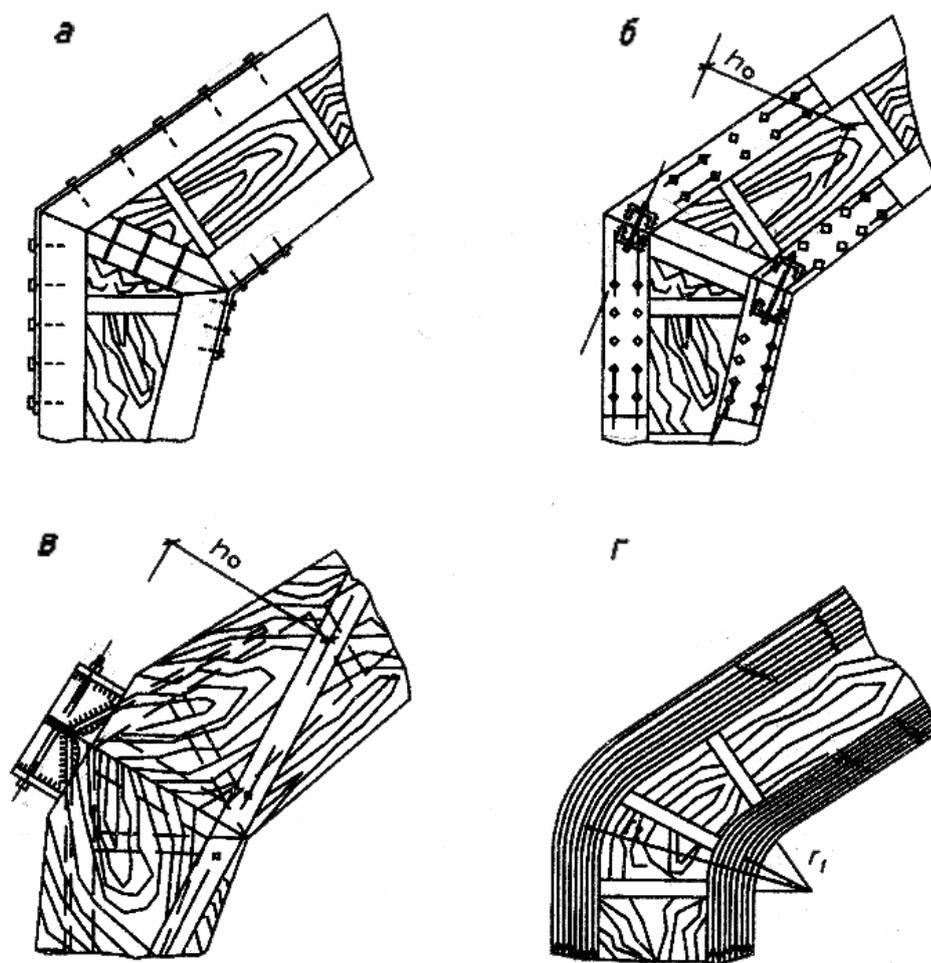


Рис. 38. Жесткие карнизные узлы рам

К монтажным (сборно-разборным) узлам можно отнести узел рамы, выполненной по типу схемы 2 (табл. 18). В таких рамах вместо металлической полосы для восприятия растягивающих усилий в узле ставятся вклеенные в пояса стойки и ригеля стальные стержни, соединенные между собой специальной металлической деталью. Общий вид такого узла показан на рис. 38, в.

Нетрудно представить, что такой узел является все же трудоемким и достаточно сложным, тем не менее за последнее время соединения на

вклеенных стальных стержнях находят всё большее применение, в связи с этим способ их расчета включен в СНиП [1].

Сопряжение поясов в жестком карнизном узле рамы (рис. 38, г) по рекомендациям кафедры "Конструкции из дерева и пластмасс" Ленинградского инженерно-строительного института [7] желательно выполнять с использованием гнутоклееных вставок, соединенных с досчатыми поясами рам зубчато-шиповым стыком (схема 3, табл. 18). Указанные стыки могут размещаться как в одном сечении рамы, так и вразбежку. В последнем случае достигается увеличение надежности работы рамы.

Гнутоклееные вставки выполняются из более тонких досок, фанеры или шпона. В этом случае радиус кривизны вставки можно принимать предельно минимальным без существенного снижения несущей способности гнутых вставок, а следовательно, и рамы.

Наиболее просты в изготовлении и надёжны в работе рамы с подкосами (схемы 4 и 5, табл. 18). Ригель таких рам представляет собой клеефанерный балочный элемент. Стойка и подкос могут быть выполнены цельнодеревянными или клеедощатыми.

Опорные и коньковые узлы рам шарнирные и могут быть выполнены подобно аналогичным узлам для клеедощатых рам (рис. 39). При этом на концах клеефанерных элементов делают сплошные ребра жесткости на длине участка, равном $(1-1,5)h$, и эти сечения фактически получаются сплошными.

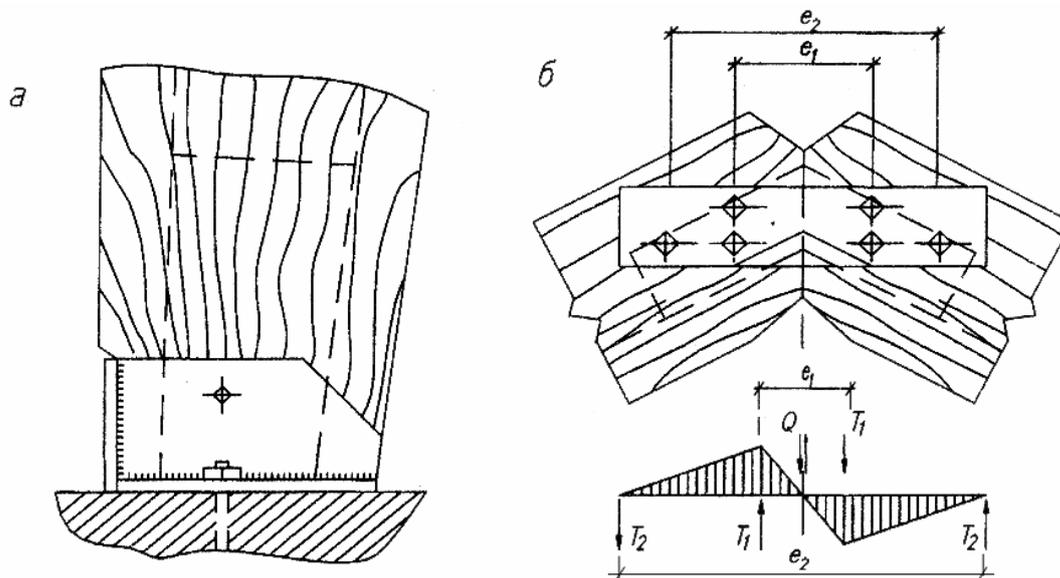


Рис. 39. Опорный (а) и коньковый (б) узлы рам

3. Расчет клефанерных конструкций

3.1. Расчет балок с плоской фанерной стенкой

В балках с продольным расположением волокон рубашки фанеры учитывается совместная работа поясов и стенки при восприятии нормальных напряжений, поэтому расчет их производят по приведенным геометрическим характеристикам. Приведение осуществляют к материалу того элемента, в котором находят напряжения. При определении напряжений в поясах приведенные характеристики определяются по следующим формулам:

$$A_{\text{пр}} = A_{\text{др}} + \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} \cdot A_{\text{ф}}; \quad (41)$$

$$J_{\text{пр}} = J_{\text{др}} + \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} \cdot J_{\text{ф}}; \quad (42)$$

$$S_{\text{пр}} = S_{\text{др}} + \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} \cdot S_{\text{ф}}; \quad (43)$$

$$W_{\text{пр}} = \frac{2J_{\text{др}}}{h}, \quad (44)$$

где $A_{\text{др}}, A_{\text{ф}}, J_{\text{др}}, J_{\text{ф}}, S_{\text{др}}, S_{\text{ф}}$ – соответственно площадь, момент инерции и статический момент деревянных поясов и фанерной стенки;

$E_{\text{др}}, E_{\text{ф}}$ – модули упругости соответственно фанеры и древесины.

Для балок переменной высоты (двух или односкатных) опасное сечение при действии равномерно распределенной и с некоторым приближением другой симметричной нагрузки находится на расстоянии x от опоры, определяемом по формуле

$$x = [\sqrt{\gamma \cdot (1 + \gamma)} - \gamma] \cdot l; \quad (45)$$

здесь
$$\gamma = \frac{h'}{\beta \cdot l}$$

где h' – высота балки в опорном сечении между осями поясов;

β – уклон верхнего пояса балки;

l – пролет.

Величина расчетного изгибающего момента в этом сечении от действия распределенной нагрузки:

$$M_x = \frac{qx}{2} \cdot (l - x). \quad (46)$$

3.1.1. Предварительное назначение размеров поперечного сечения балок

В начальной стадии проектирования балок размеры поперечных сечений неизвестны и ими приходится задаваться. При этом необходимо учитывать много факторов (конструктивных, технологических, архитектурных и т.д.), которые в дальнейшем так или иначе должны быть учтены в точных проверочных расчетах.

Приведем некоторые рекомендации по предварительному назначению размеров поперечных сечений.

Исходными данными для проектирования являются следующие величины: l – пролет балки; β – уклон верхнего пояса; l_y – шаг расстановки связей покрытия (расстояние между ближайшими точками раскрепления балок связями), а также размеры стандартных листов фанеры и размеры (по сортаменту) досок, из которых будут склеиваться пояса балок. Стандартные размеры необходимо уточнить технологическими требованиями изготовления клееных конструкций: учесть острожку досок перед склеиванием, раскрой и обрезку кромок фанеры и т.п.

До назначения размеров поперечных сечений выполняется первая стадия расчета по сбору нагрузок на балку.

Высота балки (в середине пролета) обычно назначается в пределах $(1/8-1/12)l$ (см. табл. 16). Этот размер уточняется в соответствии со стандартными размерами листов фанеры.

Для назначения ширины сечения b воспользуемся условиями одновременного удовлетворения прочности растянутого и устойчивости сжатого поясов, т.е. формулами (53) и (54), откуда нетрудно получить требуемое значение коэффициента продольного изгиба:

$$[\varphi] \geq \frac{R_p}{R_c},$$

где R_p и R_c – соответственно расчетные сопротивления древесины растяжению и сжатию.

Расписывая коэффициент φ согласно [1] в зависимости от значения $\lambda_y = \frac{l_y}{r_y} \approx \frac{l_y}{0,289 \cdot b}$ и пренебрегая при этом работой фанерной стенки,

можно получить формулы для определения требуемого значения размера b :

$$\text{при } \lambda_y \geq 70 \ (\varphi \leq 0,612) \text{ и } \varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000 \cdot (0,289 \cdot b)^2}{l_y^2} = [\varphi] \text{ получим}$$

$$b \geq 0,00115 \cdot [\varphi] \cdot l_y; \quad (47)$$

$$\text{при } \lambda_y < 70 \text{ и } \varphi_y = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{l_y}{100 \cdot 0,289 \cdot b} \right)^2 = [\varphi] \text{ получим}$$

$$b \geq \frac{0,0309 \cdot l_y}{\sqrt{1 - [\varphi]_y}}. \quad (47a)$$

Требуемую суммарную толщину фанерной стенки определяем по формуле

$$\sum \delta_{\Phi}^{\text{тр}} \geq \frac{QS}{J_{\text{пр}} R_{\text{фср}}} \approx \frac{Q}{h'_{\text{оп}} R_{\text{фср}}}, \quad (48)$$

где $h'_{\text{оп}} \approx (0,75 - 0,8) \cdot h_{\text{оп}}$ – высота балки между осями поясов в опорном сечении $\left(h_{\text{оп}} = h - \beta \cdot \frac{l}{2} \right)$.

Отсюда определяем толщину фанерной стенки: для одностенчатого сечения $\delta_{\Phi} = \sum \delta_{\Phi}^{\text{тр}}$; для двухстенчатого сечения $\delta_{\Phi} = 0,5 \cdot \sum \delta_{\Phi}^{\text{тр}}$ и т.д. Окончательный размер δ_{Φ} принимаем с учетом стандартных размеров фанеры по толщине.

Зная полную ширину сечения b и толщину фанерных стенок, нетрудно подсчитать размер ширины пояса по формуле

$$b_{\text{п}} = b - \sum \delta_{\Phi}.$$

Этот размер необходимо уточнить в соответствии со стандартными размерами досок по ширине – при горизонтальном расположении досок в поясе или с $n\delta$ (n – количество досок, δ – толщина доски) – при вертикальном расположении досок.

Для назначения остальных размеров пояса сначала для опасного сечения x подсчитываем требуемый момент сопротивления, а по нему требуемый момент инерции, т.е.

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_x}{R_p}, \quad J_x^{\text{тр}} = W_x^{\text{тр}} \cdot \frac{h_x}{2}, \quad (49)$$

где M_x – расчетный изгибающий момент в сечении x ;
 h_x – высота балки в этом же сечении.

При известных размерах фанерной стенки δ_ϕ и h_x определяем $J_{x\phi} = \frac{\sum \delta_\phi \cdot h_x^3}{12}$ и затем подсчитываем требуемый момент инерции поясов балки:

$$J_{xдр}^{тр} = J_x^{тр} - \frac{E_\phi}{E_{др}} \cdot J_{x\phi}. \quad (50)$$

Пренебрегая моментом инерции поясов относительно собственных центральных осей, находим требуемую площадь пояса, а по ней требуемый размер высоты пояса h_π , т.е.

$$J_\pi^{тр} = \frac{J_{xвп}^{тр}}{2(0,5 \cdot h'_x)^2}, h_\pi = \frac{A_\pi^{тр}}{b_\pi}, \quad (51)$$

где $h'_x \approx (0,8 - 0,85)h_x$ – высота балки между осями поясов в сечении x .

Формулы (47)-(51) дают приближенные значения размеров b , δ_ϕ , b_π и h_π (в сторону увеличения запаса прочности), поэтому при корректировке этих размеров в соответствии с размерами сортамента фанеры и досок необязательно принимать их только в сторону увеличения значения.

Для определения требуемой площади пояса вместо формул (49), (50) и (51) можно воспользоваться менее точной, но более простой формулой

$$A_\pi^{тр} = \frac{M_x}{h'_x \cdot R_p}, \quad (52)$$

а по ней подсчитать размеры b_π и h_π . Однако эта формула даст большую степень погрешности и целесообразнее пользоваться вышеприведенными формулами (51).

Назначив таким образом размеры поперечного сечения балки, можно приступить к детальному расчету ее элементов, предварительно подсчитав расчетные усилия M и Q в характерных сечениях балки.

3.1.2. Конструктивный расчет

После определения значений расчетных усилий M и Q пояса и стенка балки проверяются на прочность и устойчивость.

1. Проверка прочности растянутого пояса:

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}} \leq R_p. \quad (53)$$

2. Проверка устойчивости сжатого пояса:

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}} \leq \varphi_y R_c; \quad (54)$$

здесь φ_y – коэффициент продольного изгиба, подсчитываемый по [1, формула (7) или (8)], в зависимости от гибкости

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{J_{пры}/A_{пр}}},$$

где l_y – расчетная длина из плоскости, равная расстоянию между точками раскрепления балки связями;

$J_{пры}$ – приведенный момент инерции сечения относительно оси Y.

3. Проверка прочности фанерной стенки по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}} \cdot \frac{E_{\phi}}{E_{др}} \leq m_{\phi} \cdot R_{\phiр}, \quad (55)$$

где m_{ϕ} – коэффициент ослабления стенки стыком, принимаемый равным 0,6 при соединении на ус для клееной фанеры и 0,8 – для бакелизированной фанеры.

4. Проверка прочности фанерной стенки на срез (вблизи опоры):

$$\tau = \frac{QS_{пр}^{пс}}{J_{пр} \sum \delta_{\phi}} \leq R_{\phiер}, \quad (56)$$

где Q – поперечная сила;

$S_{пр}^{пс}$ – приведенный статический момент полусечения относительно нейтральной оси;

$\sum \delta_{\phi}$ – суммарная толщина фанерной стенки;

$R_{\phiер}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу.

5. Проверка прочности клеевого шва между шпонами фанеры в пределах ширины пояса на скалывание:

$$\tau = \frac{QS_{пр}^{пс}}{J_{пр} \sum h_{п}} \leq R_{\phiск}, \quad (57)$$

где $S_{пр}^{пс}$ – статический момент пояса относительно нейтральной оси;

$\sum h_{п}$ – суммарная ширина поясных досок, приклеиваемых к фанерной стенке;

$R_{\phiск}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

6. Проверка фанерной стенки на местные напряжения [8] для случая, когда нагрузка на балку передается в виде отдельных сосредоточенных сил P , приложенных на участке между ребрами (рис. 40):

$$\sigma_M = \frac{0,25 \cdot P}{\delta_\phi \sqrt[3]{\sqrt{r} \cdot J_{\text{пр}x_1} / \delta_\phi}} \approx \frac{0,23 \cdot P}{\sqrt[3]{J_{\text{пр}x_1} \cdot \delta_\phi^2}} \leq R_{\text{фсм}90}, \quad (58)$$

где $r = \frac{E_{\phi 0}}{E_{\phi 90}}$ – отношение модулей упругости фанеры вдоль и поперек волокон;

$J_{\text{пр}x_1}$ – приведенный к фанере момент инерции пояса относительно собственной оси x_1 .

Местные напряжения σ_M от сосредоточенной силы приближенно можно считать распределенными по треугольнику с основанием c :

$$c = 4 \sqrt[3]{\sqrt{r} \frac{J_{\text{пр}x_1}}{\delta_\phi}}. \quad (59)$$

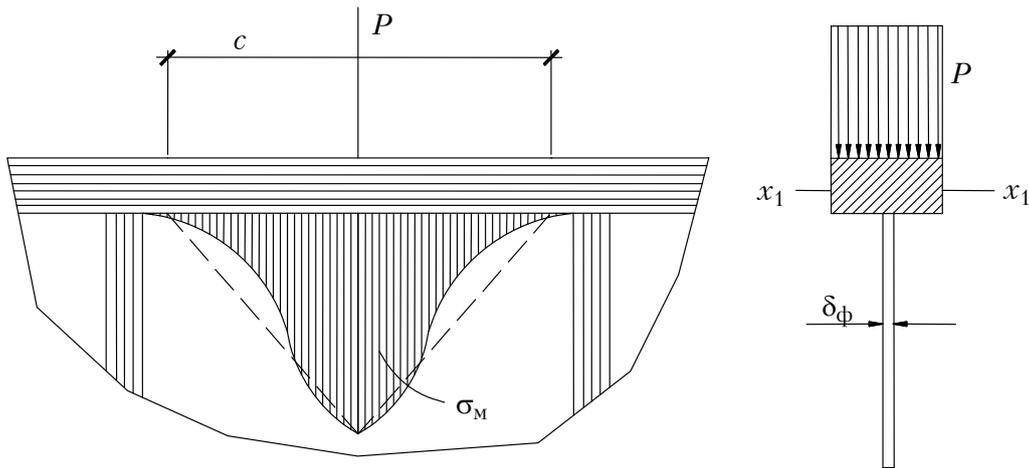


Рис. 40. К расчету местных напряжений в стенке балки

При одновременном действии на балку нескольких сосредоточенных сил необходимо воспользоваться принципом наложения эпюр и по ним определить наибольшее суммарное напряжение, возникающее в фанерной стенке.

7. Проверка прочности фанеры на действие главных растягивающих напряжений $\sigma_{\text{гл}}$:

– при отсутствии местных напряжений

$$\sigma_{\text{гл}} = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq R_{\text{фр}a}; \quad (60)$$

– при наличии местных напряжений

$$\sigma_{\text{гл}} = \frac{\sigma + \sigma_{\text{м}}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{\text{м}}}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq R_{\text{фр}\alpha}. \quad (60,а)$$

Здесь σ и τ – соответственно нормальные и касательные напряжения, подсчитанные на уровне внутренней кромки поясов по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{J_{\text{пр}}} \cdot \frac{h_{\text{ст}} \cdot E_{\text{ф}}}{2E_{\text{др}}}; \quad (61)$$

$$\tau = \frac{QS_{\text{пр}}^{\text{II}}}{J_{\text{пр}} \sum \delta_{\text{ф}}}. \quad (61а)$$

Расчетное сопротивление фанеры растяжению $R_{\text{фр}\alpha}$ под углом α определяется по графику [1, рис. 17], угол α определяется из зависимости

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma} \quad \text{или} \quad \text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma + \sigma_{\text{м}}}.$$

8. Проверка местной устойчивости фанерной стенки на действие нормальных σ и касательных τ напряжений:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{\text{кр}}} + \frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}} \leq 1, \quad (62)$$

где σ и τ – напряжения, определяемые по формулам (61) и (61,а);

$\sigma_{\text{кр}}$ и $\tau_{\text{кр}}$ – критические нормальные и касательные напряжения, определяемые по формулам:

$$\sigma_{\text{кр}} = K_{\text{и}} \cdot \left(\frac{100 \cdot \delta_{\text{ф}}}{h_{\text{ст}}}\right)^2; \quad (63)$$

$$\tau_{\text{кр}} = K_{\text{т}} \cdot \left(\frac{100 \cdot \delta_{\text{ф}}}{a_{\text{расч}}}\right)^2, \quad (64)$$

где $a_{\text{расч}}$ – расчетная высота стенки, принимаемая как минимальная величина между $h_{\text{ст}}$ и a ;

$K_{\text{и}}$ и $K_{\text{т}}$ – коэффициенты, принимаемые по графикам рис. 41, 42 и 43.

Если $h_{\text{ст}} / \delta_{\text{ф}} \leq 50$, то проверки стенки на местную устойчивость при совместном действии σ и τ не требуется.

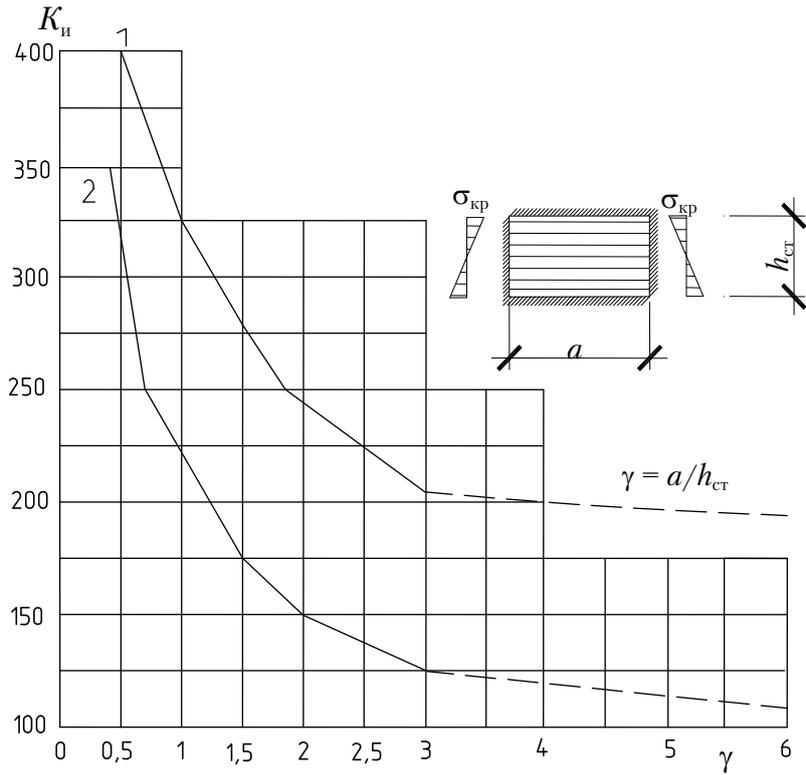


Рис. 41. Графики для определения коэффициента K_n при изгибе

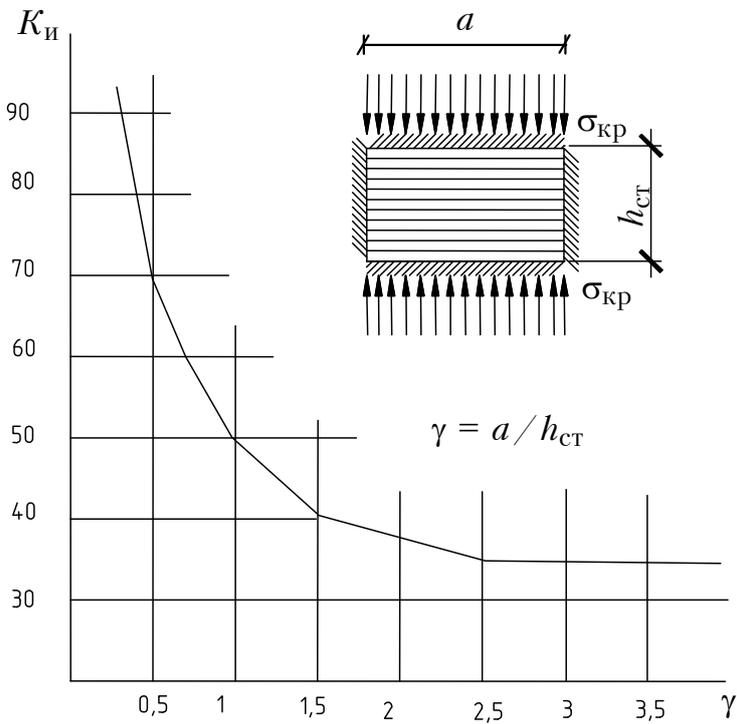


Рис. 42. Графики для определения коэффициента K_n при сжатии

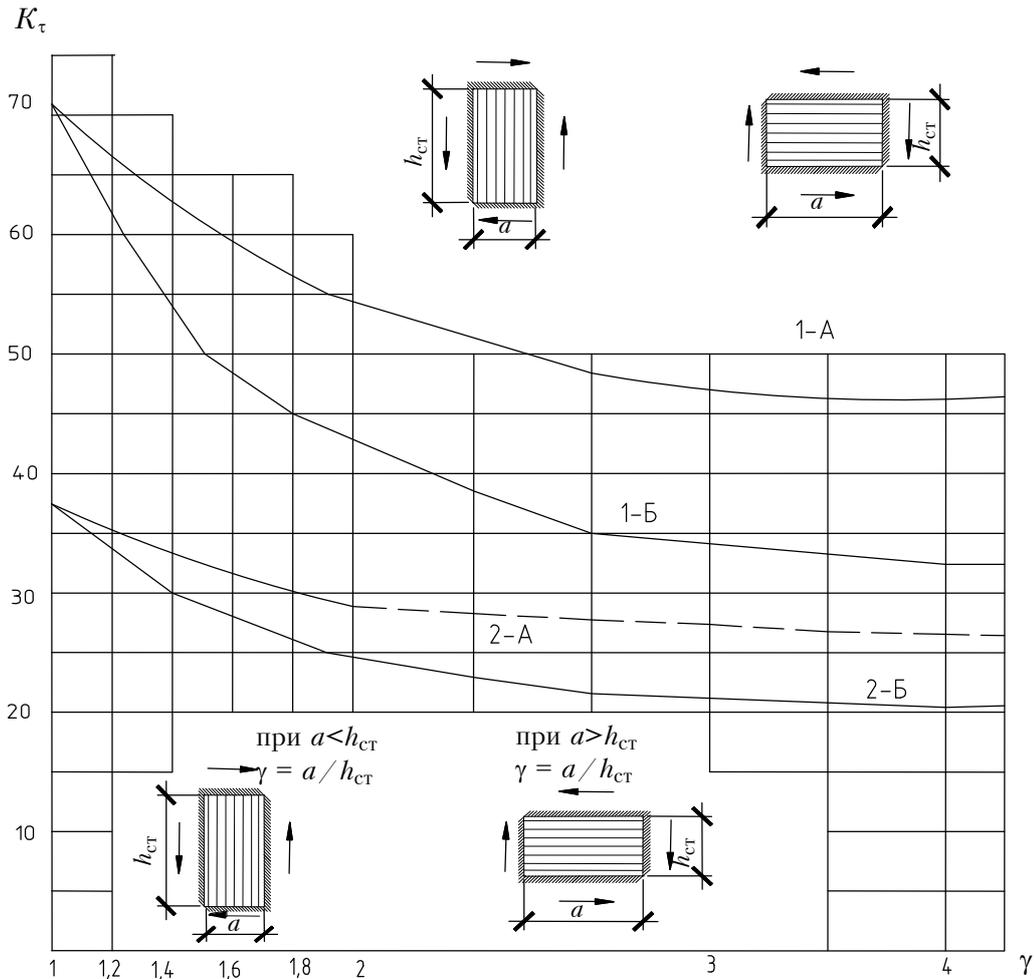


Рис. 43. Графики для определения коэффициента K_τ :
 1 – для фанеры марки ФБС толщиной $\sigma_\phi \geq 7$ мм;
 2 – для фанеры марок ФСБ и ФК толщиной > 8 мм;
 А – волокна рубашки фанеры параллельны малой стороне панели;
 В – волокна рубашки фанеры перпендикулярны малой стороне панели

Для свободно опертых клефанерных балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, проверка устойчивости стенки в опорной панели производится только от действия касательных напряжений по формулам:

при $\frac{a}{h} > 1$

$$\tau \leq \tau_{кр} = K_\tau \cdot \left(\frac{100 \cdot \delta_\phi}{h} \right)^2; \quad (65)$$

при $\frac{a}{h} < 1$

$$\tau \leq \tau_{кр} = K_\tau \cdot \left(\frac{100 \cdot \delta_\phi}{a} \right)^2. \quad (65)$$

Если $h_{ст} / \delta_{\phi} \leq 80$, то проверки на местную устойчивость стенки при действии σ и τ не требуется.

Местные напряжения оказывают существенное влияние на устойчивость фанерной стенки, так как направлены перпендикулярно волокнам рубашки фанеры. С учетом местных напряжений устойчивость стенки рекомендуется проверять по формуле

$$\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} + \frac{\sigma_{м}}{\sigma_{кр.м}} + \frac{\tau}{\tau_{кр}} \leq 1, \quad (66)$$

где $\sigma_{кр.м} = K_{и} \left(\frac{100\delta_{\phi}}{h_{ст}} \right)^2$ – критические напряжения от местной нагрузки;

$K_{и}$ – коэффициент, принимаемый по графику рис. 42 (при сжатии фанерной пластинки перпендикулярно волокнам).

Следует отметить, что проверки по формулам (53), (54) и (55) производятся для сечения с максимальным моментом при постоянной высоте балки или для сечения, отстоящего на расстоянии от опоры x (формула (45)) при переменной высоте балки. Проверки по формулам (56), (57) выполняются для опорного сечения балки, а по формулам (60), (60а), (62) и (66) рассчитываются несколько сечений, расположенных по середине панелей балки.

9. Проверка на действие радиальных напряжений необходима дополнительно для балок, имеющих криволинейные участки $\frac{r}{h} < 7$:

– для фанерных стенок [7]

$$\sigma_{r\max} = \frac{M}{A_{прф} Z_0} \cdot \left(\frac{r_0 - r_1}{r_1} + \ln \frac{r_0}{r_1} \right) + \sigma_{рп} \cdot \frac{b - \sum \delta_{\phi}}{\sum \delta_{\phi}} \leq R_{\phi\alpha}; \quad (67)$$

– для клеевых швов, соединяющих пояса со стенкой [7]:

$$\tau = \sigma_{рп} \frac{b - \sum \delta_{\phi}}{h_{п} n_{ш}} \leq R_{\phiск}; \quad (68)$$

здесь

$$\sigma_{рп} = \frac{M}{A_{пр} Z_0} \cdot \left(\frac{r_0 h_{п}}{r_1 r_{п}} - \ln \frac{r_{п}}{r_1} \right),$$

где $Z_0 = \frac{J_{пр}}{A_{пр} r}$ – расстояние от центральной оси до нейтральной;

$n_{ш}$ – количество швов между поясом и фанерными стенками;

$R_{\phi\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению или сжатию (в зависимости от знака момента) под углом между направлениями волокон наружных слоев и радиуса;

$$R_{\text{фск}}^{\text{ср}} = R_{\text{фск}} \frac{1}{1 + \beta \cdot h_{\text{п}} / e},$$

где e – эксцентриситет скальвующего усилия;

β – коэффициент, равный 0,15.

Остальные обозначения указаны на рис. 44.

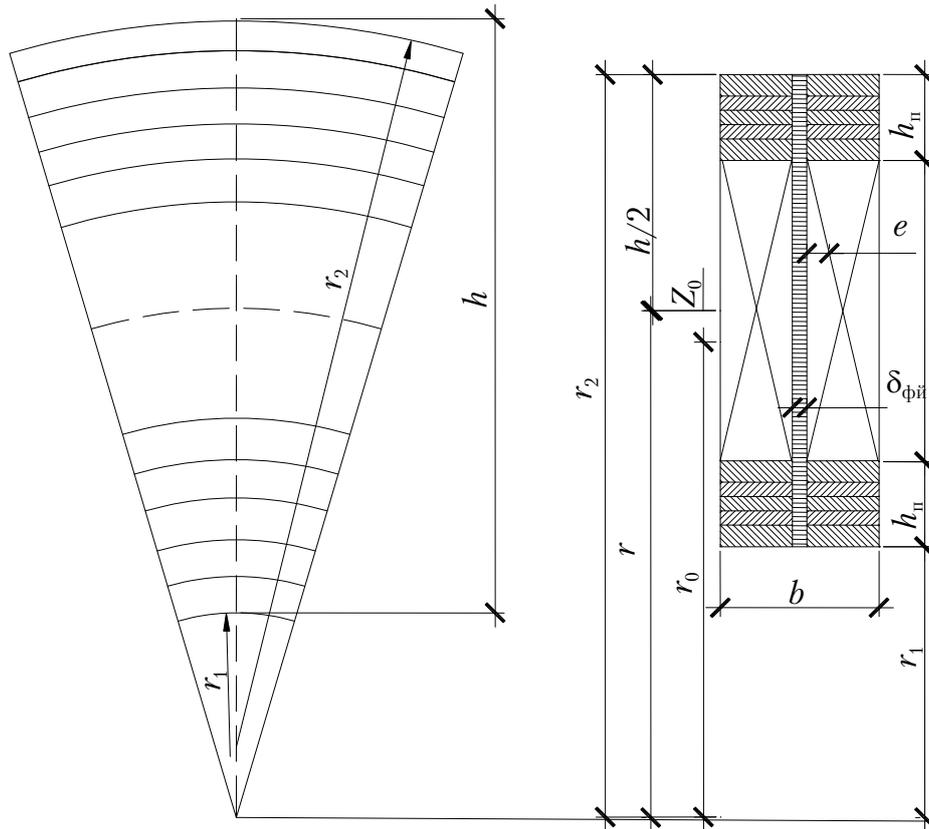


Рис. 44. К расчету гнутоклееного элемента с фанерными стенками

Прогибы клефанерных балок подсчитываются с учетом переменной высоты сечений и влияния сдвигающих сил по формуле

$$f = \frac{f_{\text{ср}}}{(0,4 + 0,6 \cdot h_{\text{оп}} / h)} \cdot \left[1 + K_c \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right], \quad (69)$$

где $f_{\text{ср}}$ – прогиб балки в середине пролета, подсчитываемый по обычным формулам, как для балки с постоянной высотой сечения;

K_c – коэффициент, учитывающий влияние сдвигающих сил и определяемый по формуле

$$K_c = (45,3 - 6,9 \cdot h_{\text{оп}} / h) \cdot \gamma, \quad (70)$$

где γ – отношение площади поясов к площади стенки.

3.2. Расчет балок с волнистой фанерной стенкой

Расчет балок с волнистой фанерной стенкой производится с учетом податливости волнистой стенки. При этом принимается, что сама стенка не участвует в общей работе балки на изгиб, так как не может воспринимать нормальные напряжения, направленные перпендикулярно гофру.

Момент инерции и момент сопротивления поперечного сечения рассматриваемой балки подсчитываются как для балки цельного сечения, но без учета работы стенки, т.е.

$$J = \frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}}}{6} [h_{\text{п}}^2 + 3(h')^2]; \quad (71)$$

$$W = \frac{2J}{h'} = \frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}}}{3h'} [h_{\text{п}}^2 + 3(h')^2], \quad (72)$$

где $b_{\text{п}}$ и $h_{\text{п}}$ – размеры поперечного сечения пояса (ширина, высота);
 h' – расстояние между осями поясов.

Расчетные значения момента инерции и момента сопротивления с учетом податливости волнистой стенки подсчитываются по формулам:

$$J_{\text{расч}} = \frac{J}{1+B}; \quad (73)$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{W}{1+B \frac{h_{\text{п}}}{h}}, \quad (74)$$

где B – коэффициент податливости, определяемый по формуле

$$B = \frac{\pi^2 E_{\text{др}} S^{\text{п}}}{K_0 l^2 G_{\text{ф}} \delta_{\text{ф}}}; \quad (75)$$

здесь $S^{\text{п}}$ – статический момент пояса относительно нейтральной оси
 $(S^{\text{п}} = b_{\text{п}} h_{\text{п}} 0,5h')$;

$E_{\text{др}}$ – модуль упругости древесины;

$G_{\text{др}}$ – модуль сдвига фанеры;

l – пролет;

$\delta_{\text{ф}}$ – толщина фанерной стенки;

K_0 – коэффициент, определяемый при синусоидальной форме волны, как

$$K_0 = 1 + 2,5 \frac{h_l}{l_{\text{в}}}. \quad (76)$$

3.2.1. Назначение размеров поперечного сечения балки

Так же, как и для балок с плоской стенкой, прежде чем приступить к расчету, необходимо предварительно назначить размеры поперечного сечения. Исходные данные при этом обычно те же, что и при расчете балок с плоской фанерной стенкой (см. подразд. 3.1.1).

Отличительной особенностью является то, что здесь целесообразно задаваться не всей высотой балки, а лишь **высотой стенки** $h_{ст}$ в пределах $(1/10-1/14)l$, поскольку ее следует сразу же откорректировать с учетом стандартных размеров листов фанеры или кратных им размеров.

Ширину пояса $b_{п}$ назначают из условия одновременного обеспечения прочности растянутого и устойчивости сжатого поясов по формулам (47) или (47а). Это значение уточняется в соответствии с размерами сортамента пиломатериалов по ширине. Целесообразно, чтобы ширина пояса была не более $1/4$ назначенного значения $h_{ст}$.

Высота пояса принимается в пределах $(0,5-0,35)b_{п}$ с учетом сортамента пиломатериала по толщине или целого числа досок, если пояс клееный.

При известных размерах $b_{п}$, $h_{п}$, $h_{ст}$ можно приближенно определить требуемую **толщину фанерной стенки** по формуле

$$\delta_{ф} \geq \frac{Q}{h_{ст} R_{фср}}. \quad (77)$$

Толщину фанерной стенки следует принимать не менее 6 мм и не более 10 мм, чего легко можно добиться по формуле (77), назначая соответствующий размер $h_{ст}$.

Глубина паза, куда клеивается фанера, назначается равной $2,5\delta_{ф}$.

После этого следует наметить лишь размеры волн, принимая их в пределах $h_{в} \geq \frac{1}{3}b_{п}$ и $\frac{l_{в}}{h_{в}} = (12-18)$. При этом необходимо предусмотреть размещение целого числа волн по длине балки.

Назначенные таким образом размеры всех элементов балки являются ориентировочными. При этом нельзя гарантировать, что они будут отвечать всем требованиям обеспечения прочности и жесткости балки, однако при таком подходе не только учитывается ряд обязательных факторов (конструктивных, технологических), но и исключается многовариантность проводимых конструктивных расчетов по окончательному назначению размеров сечения.

3.2.2. Конструктивный расчет

После назначения поперечного сечения балки выполняется конструктивный расчет балок, заключающийся в проверке прочности и устойчивости (из плоскости) поясов, устойчивости фанерной стенки, прочности клеевых швов, соединяющих пояса со стенкой, и общих прогибов балки. Эти проверки выполняются в следующей последовательности.

1. Проверка балки на действие нормальных напряжений:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_p; \quad (78)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq \varphi_y R_c, \quad (79)$$

где $W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления, подсчитываемый по формуле (74);

φ_y – коэффициент продольного изгиба из плоскости балки.

2. Проверка стенки балки на срез по нейтральной оси у опоры с учетом местной устойчивости:

$$\tau = \frac{QS^{\text{II}}}{J\delta_{\text{ф}}} \leq \varphi_{\text{вф}} R_{\text{фср}}, \quad (80)$$

где J – момент инерции поперечного сечения балки, подсчитываемый без учета податливости стенки (формула (71));

$R_{\text{фср}}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу;

$\varphi_{\text{вф}}$ – коэффициент продольного изгиба волнистой фанеры, вычисляемый по формуле

$$\varphi_{\text{вк}} = \frac{K_1 K_2}{\lambda_{\text{вф}}^2}; \quad (81)$$

здесь K_1 и K_2 – коэффициенты, принимаемые по табл.19 и 20;

$\lambda_{\text{вф}}$ – гибкость волнистой и фанерной стенки, определяемая по формуле

$$\lambda_{\text{вф}} = \frac{h - 2h_{\text{II}}}{\sqrt{\delta_{\text{ф}} h_{\text{в}}}}.$$

Т а б л и ц а 19

Значение коэффициента K_1 для строительной березовой фанеры

Число слоев фанеры	Значение коэффициента K_1	
	<i>Сорт фанеры</i>	
	<i>AB, B</i>	<i>BB</i>
3	1793	1615
5	1630	1467
7	1525	1372

Т а б л и ц а 20

Значение коэффициента K_2

Отношение h_B / l_B	Коэффициент K_2
1/2	0,45
1/15	0,41
1/18	0,39

3. Проверка клеевых швов, соединяющих стенку с поясом:

$$\tau = \frac{QS^{\text{II}}}{J2a} \leq R_{\text{ск}}, \quad (83)$$

где a – глубина паза в поясе для вклеивания стенки;

$R_{\text{ск}}$ – расчетное сопротивление клеевого шва скалыванию.

4. Проверка прогибов балки заключается в сравнении относительной величины прогиба с предельно допустимой. При этом прогиб балки подсчитывается по формуле (69), но с учетом расчетного момента инерции $J_{\text{расч}}$, определяемого по формуле (73).

3.3. Расчет арок и рам

Арки и рамы, относящиеся к сжатоизогнутым элементам, испытывают одновременное действие продольной силы и изгибающего момента. До начала конструктивных расчетов должны быть выполнены геометрические и статические расчеты конструкции на все действующие нагрузки и определены расчетные усилия M , Q и N в рассматриваемых сечениях.

Прежде чем приступать к выполнению вычислений по проверочным формулам, необходимо, как и при расчете балок, наметить ориентировочные размеры характерных сечений арки или рамы, что выполняется аналогично подразд. 3.1.1 и 3.2.1.

Для арок, выполняемых, как правило, постоянной жесткости, следует назначить лишь одну высоту сечения. С уточнением по сортаменту листов фанеры высота h сечения арок принимается в пределах $1/30-1/50$ от пролета.

Наибольшая высота h сечения рам (обычно это в карнизном узле) принимается равной $(1/25-1/35)l$. Однако рамы чаще всего выполняются (с целью экономии материалов) переменной высоты сечения, поэтому помимо h необходимо наметить размеры $h_{\text{оп}}$ и $h_{\text{к}}$ (см. схемы табл. 17). Эти размеры принимают в пределах $h_{\text{оп}} = (0,4-0,5)h$ и $h_{\text{к}} = (0,3-0,4)h$.

Использовать точные формулы для назначения размеров $\delta_{\text{ф}}$, $b_{\text{п}}$ и $h_{\text{п}}$ в сжатоизогнутом элементе не представляется возможным ввиду их сложности, удобнее воспользоваться приближенными формулами, тем более, что все эти размеры будут уточняться в дальнейшем проверочными расчетами. В основе упрощения формул лежит допущение, что в арках и рамах основную долю нормальных напряжений вызывает действие изгибающего момента, на что ориентирует и СНиП [1], в котором при выборе сечения арки за опасное принимается сечение с максимальным моментом M , а не с максимальной продольной силой N . Это дает основание при назначении ориентировочных размеров сечения пренебречь действием продольной силы N и учесть только изгибающий момент M . Тогда для определения требуемых величин можно воспользоваться формулами (47)–(52), как для изгибаемых элементов. Однако при этом (в отличие от балок) размеры $b_{\text{п}}$ и $h_{\text{п}}$ следует принимать несколько большими, чем требуют формулы (49)–(52), с учетом того, что напряжения в сечении будут увеличенными за счет продольной силы N .

При известных расчетных усилиях M , N и Q и заданных размерах поперечных сечений приступают к конструктивному расчету сжатоизогнутого клефанерного элемента.

Если принято направление волокон рубашки фанеры вдоль продольной оси клефанерного элемента, то расчет ведется с учетом совместного участия в работе и дощатых поясов, и фанерной стенки, т.е. в расчет вводятся приведенные геометрические характеристики поперечного сечения, определяемые по формулам (41)–(44).

Если арка (рама) принята с волнистой фанерной стенкой, то геометрические характеристики подсчитываются по формулам (73) и (74).

При расчете арок (рам) необходимо выполнить следующие проверки.

1. Проверка прочности принятых поперечных сечений по нормальным напряжениям при самом невыгодном нагружении арки (рамы)

временными нагрузками (опасным обычно является сечение с максимальным изгибающим моментом):

– для сжатого пояса

$$\frac{N}{A_{\text{пр}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{пр}}} \leq m_6 m_{\text{сл}} m_{\text{гн}} R_c = R'_c; \quad (84)$$

– для растянутого пояса

$$-\frac{N}{F_{\text{пр}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{пр}}} \leq m_{\text{гн}} R_p, \quad (85)$$

где $m_6, m_{\text{сл}}, m_{\text{гн}}$ – коэффициенты условия работы клееных элементов, принимаемые по [1, табл. 6, 7 и 8];

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \cdot \frac{N_0}{A'_{\text{пр}} R'_c}, \quad (86)$$

где N_0 – продольная сила в ключевом шарнире;

λ – гибкость арки (рамы), подсчитываемая по расчетной длине l_x и приведенным геометрическим характеристикам сечения с максимальной высотой;

$A'_{\text{пр}}$ – приведенная площадь сечения с максимальной высотой.

Согласно СНиП [1], если элемент имеет переменную высоту сечения, в знаменатель формулы (86) необходимо вводить коэффициент $K_{жн}$. Однако этот коэффициент равен 1, поэтому в формуле (86) он отсутствует.

Расчетная длина l_x арок принимается согласно СНиП [1]. Для трехшарнирных арок при симметричной и несимметричной нагрузках $l_x = 0,58S$ (S – длина дуги арки). Для трехшарнирных стрельчатых арок с углом перелома в ключе более 10° при всех видах нагружения $l_x = 0,5S$.

Для трехшарнирных рам при угле между осями ригеля и стойки более 130° и рам с гнутоклееными вставками $l_x = L$ (L – длина осевой линии полурамы); при угле менее 130° расчетную длину ригеля и стойки следует принимать равной длинам их внешних подкрепленных кромок.

По формулам (84) и (85) проверяются прямолинейные участки клеефанерных рам и участки клеефанерных арок при достаточно большом радиусе кривизны $\left(\frac{r}{h} > 8\right)$. Если рама выполнена в карнизном

узле с гнутоклееными вставками или сам ригель имеет большую кривизну в коньке (см. схему 5 табл. 18), то в расчетах необходимо учесть

влияние кривизны. С этой целью можно воспользоваться формулами, рекомендованными [7]:

– для верхнего растянутого пояса

$$\sigma_{\text{в}} = -\frac{N}{A_{\text{пр}}} + \frac{M(r_2 - r_0)}{A_{\text{пр}}z_0r_2} \leq m_{\text{гн}}R_{\text{п}}; \quad (87)$$

– для нижнего сжатого пояса

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{N}{A_{\text{пр}}} + \frac{M(r_0 - r_1)}{A_{\text{пр}}z_0r_1} \leq m_{\text{гн}}R'_{\text{с}}, \quad (87)$$

где $z_0 = \frac{J_{\text{пр}}}{A_{\text{пр}}r}$ – расстояние от центра тяжести сечения до нейтральной оси;

r_0 – радиус кривизны нейтрального слоя ($r_0 = r - z_0$);

r_1, r_2 – радиусы кривизны внутренней и наружной кромок сечения;

$J_{\text{пр}}$ – приведенный момент инерции относительно центральной оси сечения.

Помимо прочности поясов в таких случаях необходимо проверить прочность фанерных стенок на максимальную величину радиальных напряжений в нейтральном слое и прочность клеевых швов между поясом и стенкой по формулам:

$$\sigma_{r_0} = -\frac{N}{A_{\text{пр}}} \cdot \ln \frac{r_0}{r_1} + \frac{M}{A_{\text{пр}}z_0} \cdot \left(\ln \frac{r_0}{r_1} + \frac{r_0 - r_1}{r_1} \right) + \sigma_{r_1} \cdot \frac{b - \sum \delta_{\text{ф}}}{\sum \delta_{\text{ф}}} \leq R'_{\text{фс}}; \quad (89)$$

$$\tau_{\text{ш}} = \sigma_{r_1} \cdot \frac{b - \sum \delta_{\text{ф}}}{h_{\text{п}}n_{\text{ш}}} \leq R_{\text{фск}}^{\text{ср}}, \quad (89\text{а})$$

где

$$\sigma_r = -\frac{N}{A_{\text{пр}}} \cdot \ln \frac{r_{\text{п}}}{r_1} + \frac{M}{A_{\text{пр}}z_0} \cdot \left(\ln \frac{r_1}{r_{\text{п}}} + \frac{r_0(r_{\text{п}} - r_1)}{r_1r_{\text{п}}} \right); \quad (90)$$

здесь $r_{\text{п}}$ – радиус кривизны внутренней кромки пояса с меньшим радиусом.

2. Проверка плоской фанерной стенки на срез, на скалывание и на растяжение от действия главных напряжений осуществляется соответственно по формулам (56), (57) и (60). В формуле (60) величины нормальных и касательных напряжений подсчитываются в середине

проверяемой панели на уровне внутренней кромки поясов по формулам:

$$\sigma_0 = -\frac{N}{A_{\text{пр}}} + \frac{M}{\xi J_{\text{прф}_1}} \cdot \frac{h_0}{2}; \quad (91)$$

$$\tau_0 = \frac{QS_{\text{прф}}^{\text{п}}}{J_{\text{прф}} \sum \delta_{\text{ф}}}, \quad (92)$$

где $A_{\text{прф}}$, $J_{\text{прф}}$, $S_{\text{прф}}^{\text{п}}$ – соответственно площадь, момент инерции всего сечения и статический момент пояса, приведенные к материалу стенки (к фанере).

Ранее в формулах (41)–(44) принимались геометрические характеристики ($A_{\text{пр}}$, $J_{\text{пр}}$, $S_{\text{пр}}$) сечения, приведенные к древесине. Переход от одних характеристик к другим можно осуществлять через отношение модулей упругости этих материалов, т.е.

$$A_{\text{прф}} = A_{\text{пр}} \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}}, \quad J_{\text{прф}} = J_{\text{пр}} \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}}.$$

3. Проверка устойчивости фанерной стенки (для сечений с плоской стенкой) может быть произведена по формуле (82), в которой σ_0 и τ_0 определяются по формулам (91) и (92).

Для подсчета критических напряжений $\sigma_{\text{кр}}$ и $\tau_{\text{кр}}$ можно воспользоваться формулами и таблицами, приведенными в [7]. Однако, учитывая относительно небольшую долю нормальных напряжений, создаваемых в фанерных стенках арок и рам продольной силой N , по сравнению с напряжениями изгиба, создаваемыми моментом M , для подсчета $\sigma_{\text{кр}}$ и $\tau_{\text{кр}}$ допускается использовать формулы (63) и (64) для изгибаемых элементов.

Для сечений с волнистой фанерной стенкой проверка устойчивости производится по формуле (80).

4. Проверка на прочность по главным напряжениям при наличии сосредоточенных сил, действующих на участке между ребрами жесткости, производится по формуле (60). При этом следует учесть местные напряжения, определяемые по формуле (58). Расчет на устойчивость производится по формуле

$$\frac{\sigma_0}{\sigma_{\text{кр}}} + \frac{\sigma_{\text{м}}}{\sigma_{\text{крм}}} + \frac{\tau_0}{\tau_{\text{кр}}} \leq 1, \quad (93)$$

где $\sigma_{\text{крм}}$ определяется так же, как в формуле (66).

5. Проверка устойчивости арки (рамы) из плоскости:

$$\frac{N_1}{A_{\text{пр}}} \leq \varphi_y R_c, \quad (94)$$

где N_0 – продольная сила в ключе арки;

φ_y – коэффициент продольного изгиба, подсчитываемый по формулам:

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 \text{ при } \lambda_y \leq 70;$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y} \text{ при } \lambda_y > 70;$$

здесь $\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{J_{\text{пр}y} / A_{\text{пр}}}}$ – гибкость арки (рамы) из плоскости;

l_y – расчетная длина арки (рамы) из плоскости, равная расстоянию между точками раскрепления из плоскости (связями);

$J_{\text{пр}y}$ – приведенный момент инерции сечения относительно оси y .

При расчете по формуле (94) либо задается предварительно расстояние между связями в зависимости от типа покрытия, либо для обеспечения равноустойчивости арки (рамы) подсчитывается необходимая свободная длина l_y и по ней назначается расстояние между связями.

6. Проверка устойчивости плоской формы деформирования производится по аналогии с приводимой в СНиП формулой расчета клеющих элементов и в соответствии с рекомендациями по расчету устойчивости сжатых и изгибаемых клефанерных элементов:

$$\frac{N}{\varphi_y A_{\text{пр}} R_c} + \frac{M}{\xi \varphi_y^{\text{II}} A_{\text{пр}} W_{\text{пр}} R_c} \leq 1, \quad (95)$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба всего клефанерного элемента из плоскости деформирования;

φ_y^{II} – коэффициент продольного изгиба пояса из плоскости деформирования;

$A_{\text{пр}}, W_{\text{пр}}$ – приведенные к древесине площадь и момент сопротивления всего сечения.

При расчете элементов переменного по высоте сечения коэффициенты φ_y и φ_y^{II} и величины $A_{\text{пр}}$ и $W_{\text{пр}}$ подсчитываются для сечения с

максимальной высотой. Кроме того, φ_y и φ_y^{II} умножаются на коэффициент $K_{\text{ЖН}}$, который, согласно [1, табл.1 прил.4], принимает следующие значения:

$K_{\text{ЖН}}=\beta$ – для стержней, оба конца которых имеют шарнирные опоры или один конец стержня имеет шарнирную, другой – заземленную опоры ($\beta=h_{\text{оп}}/h$);

$K_{\text{ЖН}}=0,35-0,65\beta$ – для стержня, заземленного с одного конца, и стержня, шарнирно опертого по концам, но с линейно убывающей высотой сечения от середины к обеим опорам.

Следует заметить, что расчет по формуле (95) дает достаточно хорошую точность в тех случаях, когда изгибающий момент вызывает в сечении сжатие верхнего пояса, где обычно в арках и рамах размещаются связи жесткости. В таких случаях за расчетную длину принимают расстояние между ближайшими точками раскрепления связями. В тех случаях, когда изгибающий момент вызывает сжатие нижнего пояса, а связи остаются со стороны растянутой от момента M кромки, можно воспользоваться рекомендациями СНиП [1] как для клееного элемента, т.е. коэффициенты φ_y и φ_y^{II} нужно дополнительно умножать на коэффициент $K_{\text{ЖН}}$, определяемый по формуле

$$K_{\text{ЖН}} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \cdot \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \cdot \frac{l_p}{h} - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (96)$$

где α_p – центральный угол в радианах, определяющий l_p элемента кругового очертания (для прямолинейных элементов $\alpha_p=0$);
 m – число подкрепленных точек растянутой кромки на участке l_p ;
 l_p – расчетная длина арки или рамы.

3.4. Схема автоматизированного проектирования клефанерных конструкций

Использование ЭВМ при проектировании строительных конструкций обеспечивает возможность быстрого выполнения большого количества многовариантных расчетов.

Выполнение любого конструктивного расчета связано не только с проверкой общих требований прочности и жесткости конструкций, но и с обязательным учетом ряда других требований (унификации, стандартизации, технологии изготовления и т.п.), без соблюдения которых невозможно изготовление современных промышленных конструкций.

Во многих случаях всем этим требованиям может удовлетворять достаточно большое число рабочих сечений, поэтому задача проектировщика состоит в выборе из этого большого числа наиболее оптимального сечения, которое в наибольшей степени отвечает экономическим, эксплуатационным, архитектурным или иным требованиям. Все это, как правило, сопровождается большим объемом вычислительных операций, для выполнения которых целесообразно применять современную электронно-вычислительную технику.

В настоящем пособии не даются готовые программы расчета на конкретном языке, а представляется лишь математическая модель процесса проектирования, которая позволяет сравнительно легко составить рабочую программу расчета на удобном для программиста машинном языке.

В такой схеме конструктивного расчета (рис. 45) указывается основная последовательность этапов выполнения работы. Применительно к конструкциям, рассмотренным в настоящем пособии, на схеме указана необходимая информация для исходных математических обоснований при выполнении каждого этапа расчета. При выполнении этапов 1, 2 и 3, связанных с определением расчетных усилий, назначением основных размеров и определением геометрических характеристик сечений, рекомендуется пользоваться табл. 21, 22 и 23. Для других этапов на схеме указывается лишь нумерация формул, по которым следует выполнять расчеты.

По общей схеме конструктивного расчета нетрудно составить блок-схему конструктивного расчета клефанерной балки, арки или рамы. В качестве примера практической реализации предлагается блок-схема алгоритма конструктивного расчета клефанерной балки с волнистой стенкой (рис. 46), включающего в себя подбор поперечного сечения, проверку прочности и устойчивости его элементов.

Данная блок-схема может быть сравнительно легко переведена в рабочую программу расчета на нужный язык машины.

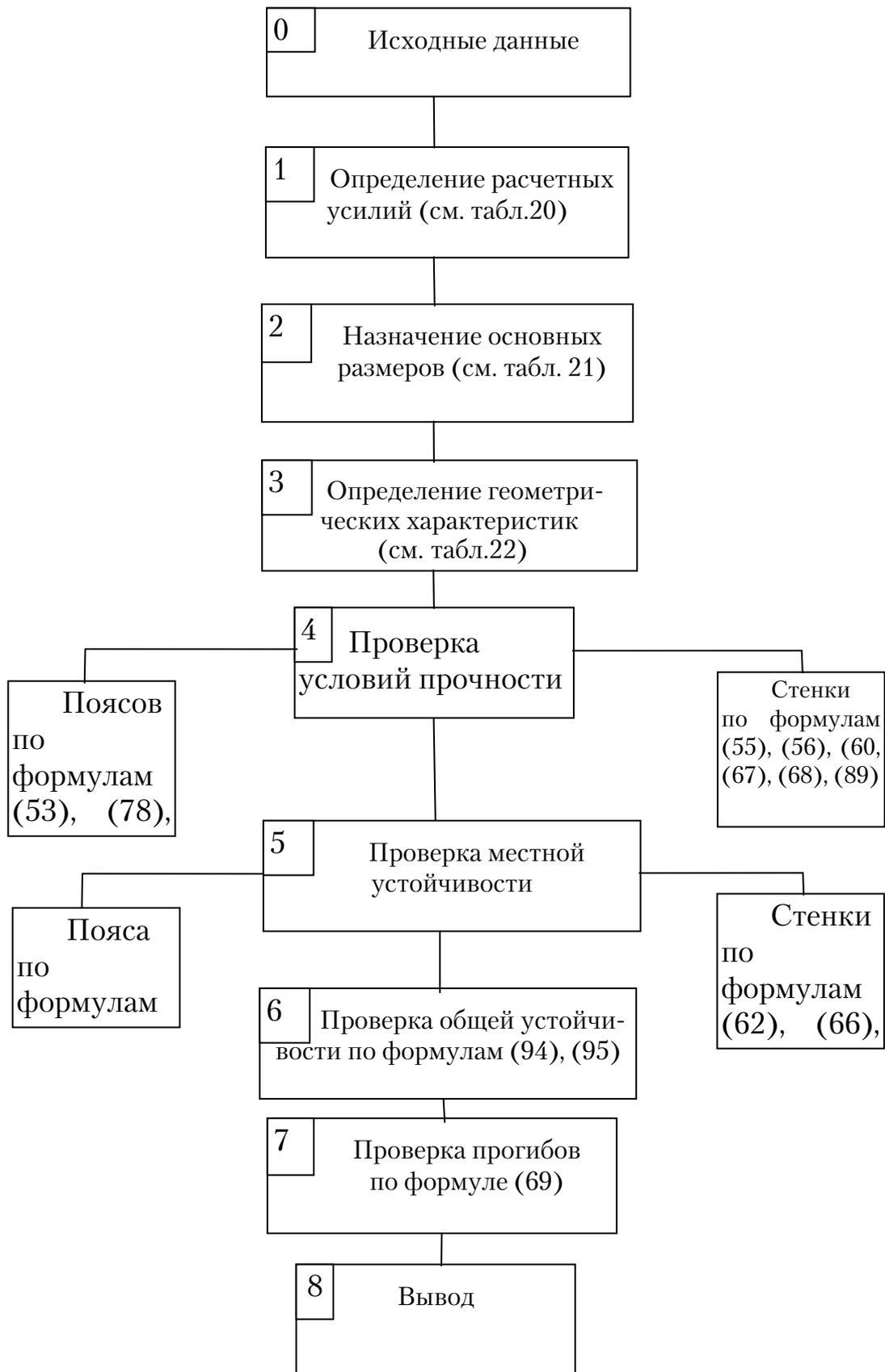
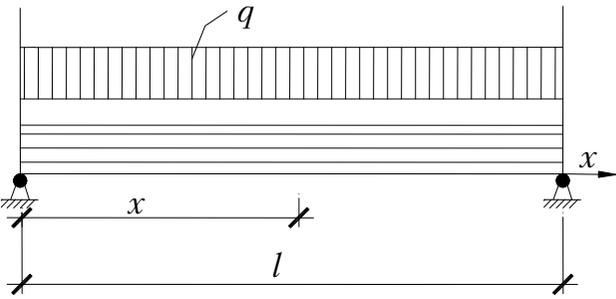
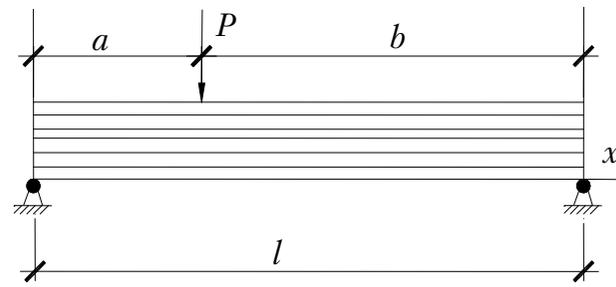
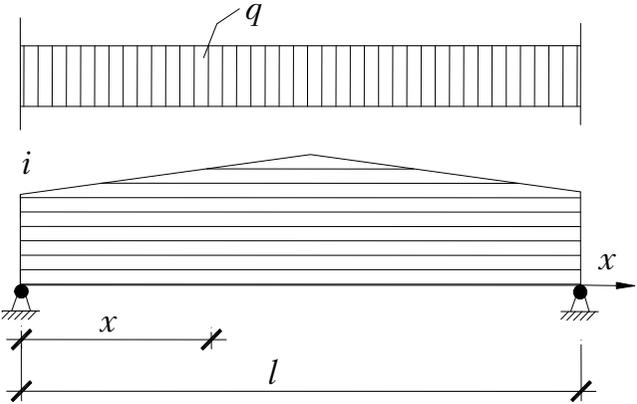
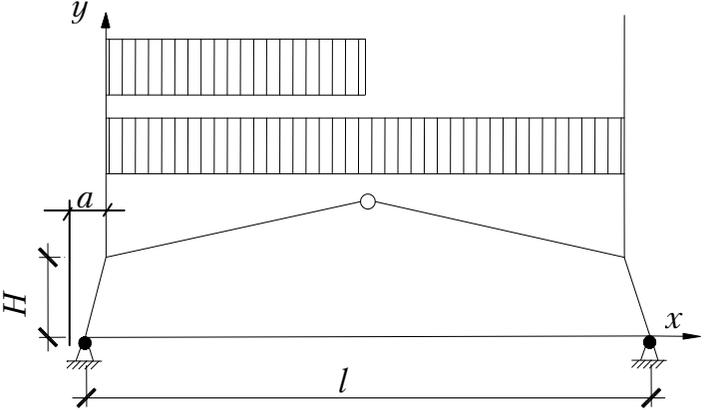


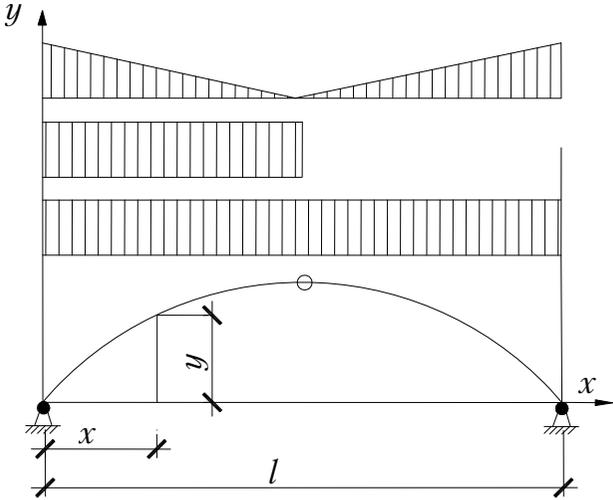
Рис. 45. Схема конструктивного расчета клефанерных конструкций

Таблица 21

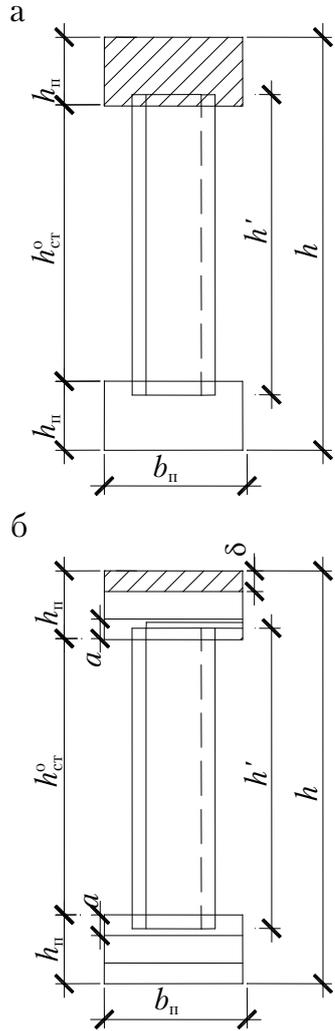
Определение расчетных усилий в конструкции

Номер схемы	Общий вид. Нагрузки	Опасное сечение		Расчетные формулы
		по M	по Q	
1	2	3	4	5
1		$x = \frac{l}{2}$	$x = 0$	$M = \frac{ql^2}{8},$ $Q = \frac{ql}{2}$
2		$x = a$	$x = 0$	$M = \frac{Pba}{l},$ $Q = P \frac{b}{l}$ <p>(при $b > a$)</p>

1	2	3	4	5
3		$x = \frac{h'_0}{i} \cdot \left(\sqrt{1 + l \cdot \frac{i}{h'_0}} - 1 \right)$	$x = 0$	$M = \frac{qx}{2} \cdot (l - x),$ $Q = \frac{ql}{2}$
4		$x = a$ $y = H$	<p>в узлах рамы</p>	<p>M, Q и N определяются из статических расчетов на действующие нагрузки с учетом невыгодных сочетаний</p>

1	2	3	4	5
5	 <p>The diagram shows a parabolic arch of length l supported at both ends. A coordinate system is established with the origin at the left support, the x-axis along the horizontal span, and the y-axis vertical. The arch's profile is a downward-opening parabola. Three types of distributed loads are applied: a triangular load (top), a rectangular load (middle), and a trapezoidal load (bottom). Below the arch, three corresponding diagrams show the internal forces: a parabolic moment diagram, a rectangular shear force diagram, and a trapezoidal normal force diagram. The horizontal distance from the left support to a point on the arch is labeled x, and the vertical height of the arch at that point is labeled y.</p>	x y	<p>в узлах арки</p>	<p>M, Q и N определяются из статических расчетов на действующие нагрузки с учетом невыгодных сочетаний</p>

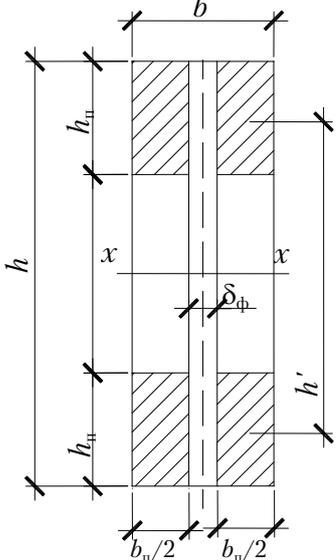
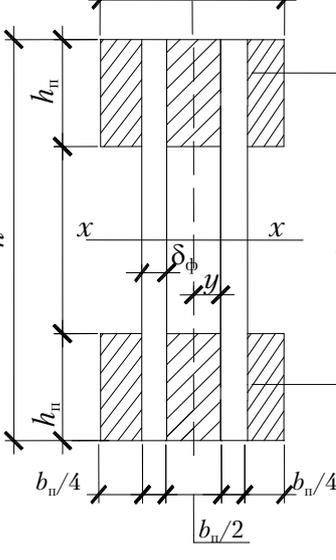
Окончание табл. 22

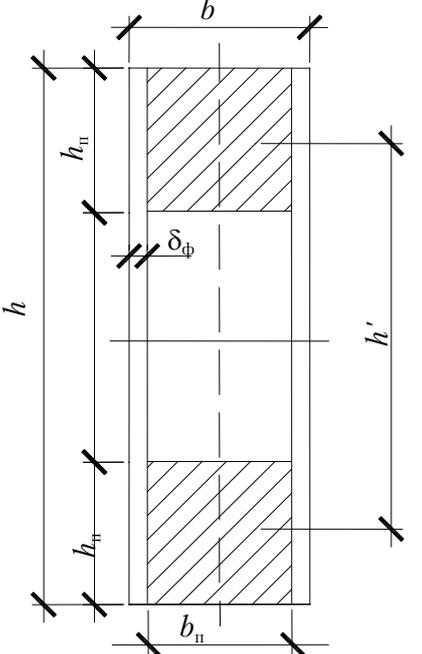
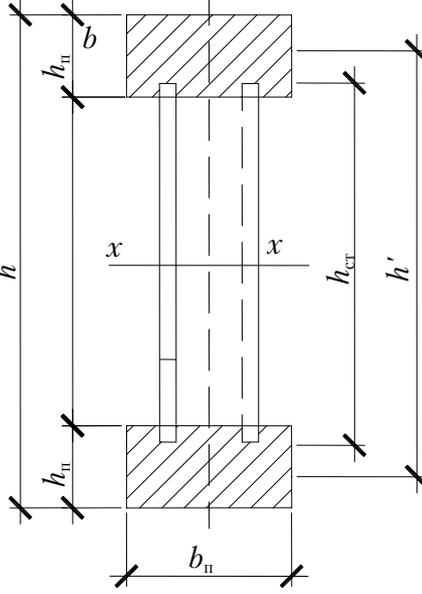
1	2	3	4	5
		<p>l $A \times B$ $[\delta_\phi]$ $[\delta] \times [b]$ $R_{\text{фср}}$ R_p R_c $[\phi] = \frac{R_p}{R_c}$ l_y $[\phi] = \frac{R_p}{R_c}$</p>	<p>Дано ГОСТ 3616-69 ” ГОСТ 24454-80 СНиП II-25-80 ” ” ” — Задать</p>	<p>$h = Kl, K - \text{см.}$ табл. 1, 2, 3; $h_{\text{ст}} = \frac{A}{n} (n = 1, 2, 3);$ $b_{\text{н}} \geq 0,00115[\phi]l_y$ при $[\phi] \leq 0,612;$ $b \geq \frac{0,0309}{\sqrt{1-[\phi]}}l_y$ при $[\phi] > 0,612$ $b_{\text{н}} < \frac{1}{4}h_{\text{ст}}, b_{\text{н}} = [b];$ $h_{\text{н}} = \frac{1}{2/2,85}b_{\text{н}},$ $h_{\text{н}} = n[\delta], (n = 1, 2, 3);$ $\frac{Q}{h_{\text{ст}}R_{\text{фср}}} \leq \delta_\phi \leq 1 \text{ см,}$ $\delta_\phi = [\delta_\phi];$ $a = 2,5 \delta_\phi;$ $h_b \geq \frac{1}{3}b_{\text{н}};$ $l_b = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{15} \right) l;$ $\frac{h_b}{l_b} = \frac{1}{12} \div \frac{1}{18}$</p>

Обозначения величин: l – пролет, $A \times B$ – размеры (длина \times ширина) листов фанеры, $[\delta_\phi]$ – толщина листов фанеры, $[\delta] \times [b]$ – размеры (толщина \times ширина сортамента пиломатериалов), R – расчетные сопротивления.

Таблица 23

Определение геометрических характеристик сечений

Но- мер схе- мы	Сечение	Исход- ные вели- чины	Расчетные формулы
1		h b_n h_n δ_ϕ $\eta = \frac{E_\phi}{E_{др}}$ $h' = h - h_n$	$A_{np} = 2b_n h_n + \eta \delta_\phi h$ $J_{np\kappa} = 2 \left[\frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left(\frac{h'}{2} \right)^2 \right] +$ $\quad + \eta \frac{\delta_\phi h^3}{12};$ $W_{np\kappa} = \frac{2J_{np\kappa}}{h};$ $S_{np\kappa}^n = b_n h_n \frac{h'}{2};$ $S_{np\kappa}^{nc} = S_{np\kappa}^n + \eta \frac{\delta_\phi h^2}{8};$ $J_{np\gamma} = 2 \frac{(b^3 - \delta_\phi^3) h_n}{6} + \eta h \frac{\delta_\phi^3}{12}$
2		h b_n h_n δ_ϕ η h' y	$A_{np} = 2b_n h_n + 2\eta \delta_\phi h$ $J_{np\kappa} = 2 \left[\frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left(\frac{h'}{2} \right)^2 \right] +$ $\quad + \eta \frac{\delta_\phi h^3}{6};$ $W_{np\kappa} = \frac{2J_{np\kappa}}{h};$ $S_{np\kappa}^n = b_n h_n \frac{h'}{2};$ $S_{np\kappa}^{nc} = S_{np\kappa}^n + \eta \frac{\delta_\phi h^2}{4};$ $J_{np\gamma} = 2 \left[\frac{hb^3}{12} - 2h_n \delta_\phi y^2 \right] +$ $\quad + 2\eta \delta_\phi h y^2$

1	2	3	4
1		h b_n h_n δ_ϕ η h' $\eta h'$	$A_{np} = 2b_n h_n + 2\eta \delta_\phi h$ $J_{np\kappa} = 2 \left[\frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left(\frac{h'}{2} \right)^2 \right] +$ $+ \eta \frac{\delta_\phi h^3}{6};$ $W_{np\kappa} = \frac{2J_{np\kappa}}{h};$ $S_{np\kappa}^n = b_n h_n \frac{h'}{2};$ $S_{np\kappa}^{nc} = S_{np\kappa}^n + \eta \frac{\delta_\phi h^2}{4};$ $J_{np\gamma} = 2 \frac{h_n b_n^3}{12} +$ $+ 2\eta h \delta_\phi \left(\frac{b_n + \delta_\phi}{2} \right)^2$
2		h b_n h_n h'	$A = 2b_n h_n$ $J_x = 2 \left[\frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left(\frac{h'}{2} \right)^2 \right]$ $W_x = \frac{2J_x}{h};$ $W_{расч} = \frac{W_x}{1 + B \frac{h_n}{h}};$ $S_x^n = b_n h_n \frac{h'}{2};$ $J_y = 2 \frac{h_n b_n^3}{12};$ $J_{расч} = \frac{J_x}{1 + B}$ <p>(B вычисляется по формуле (53))</p>

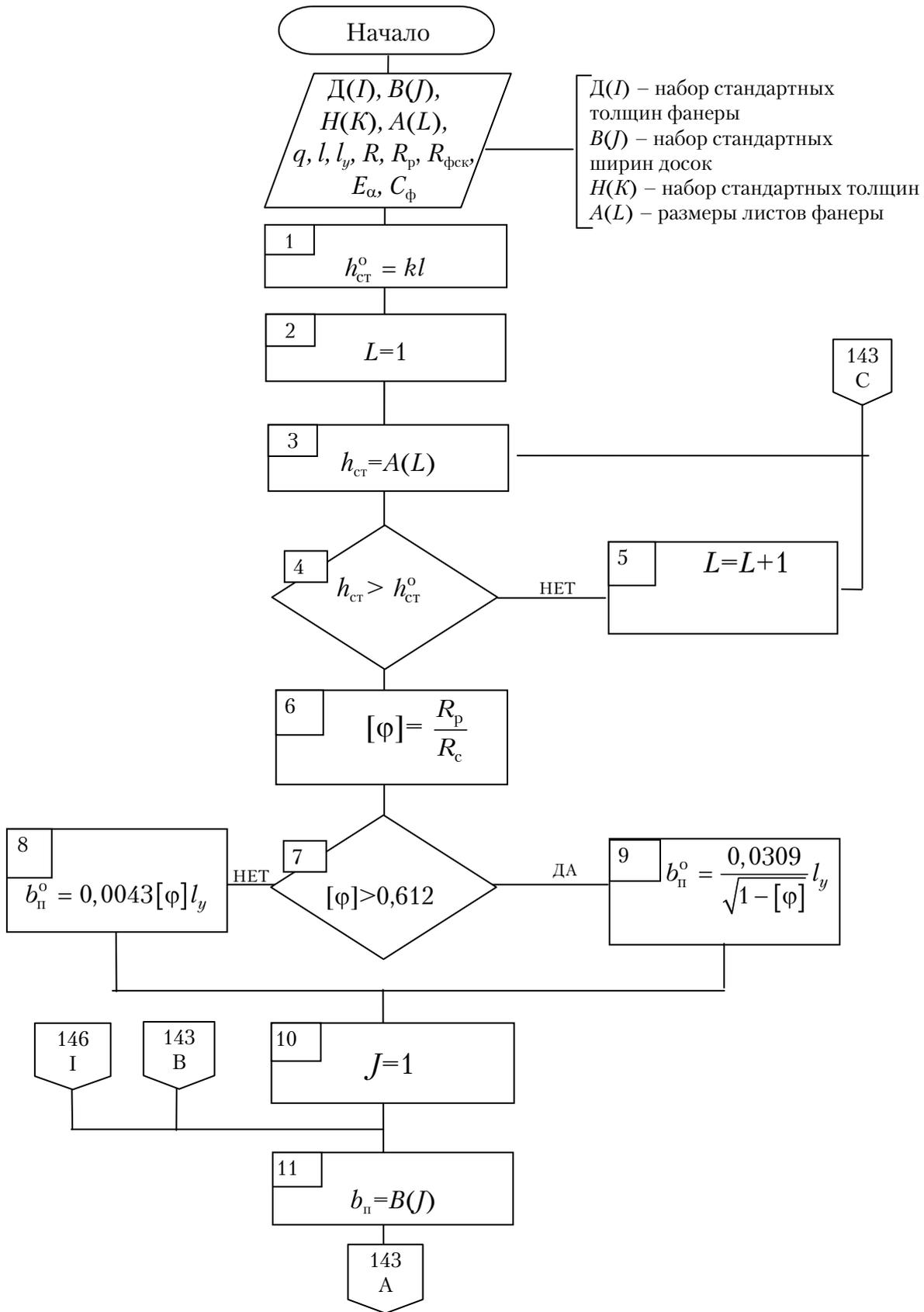


Рис. 46. Блок-схема алгоритма расчета прочности балки с волнистой стенкой (начало)

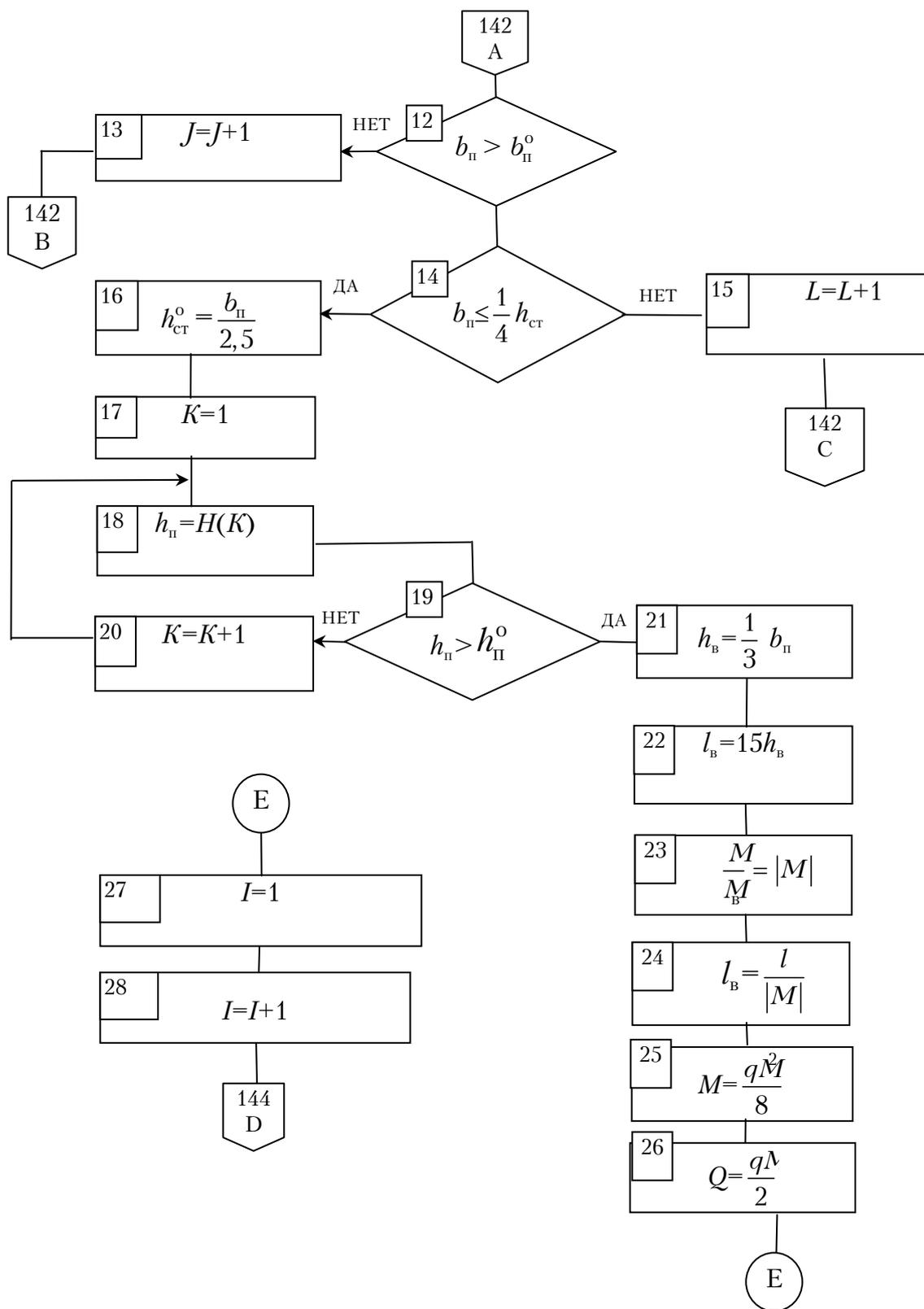


Рис.46. Блок-схема алгоритма расчета прочности балки с волнистой стенкой (продолжение)

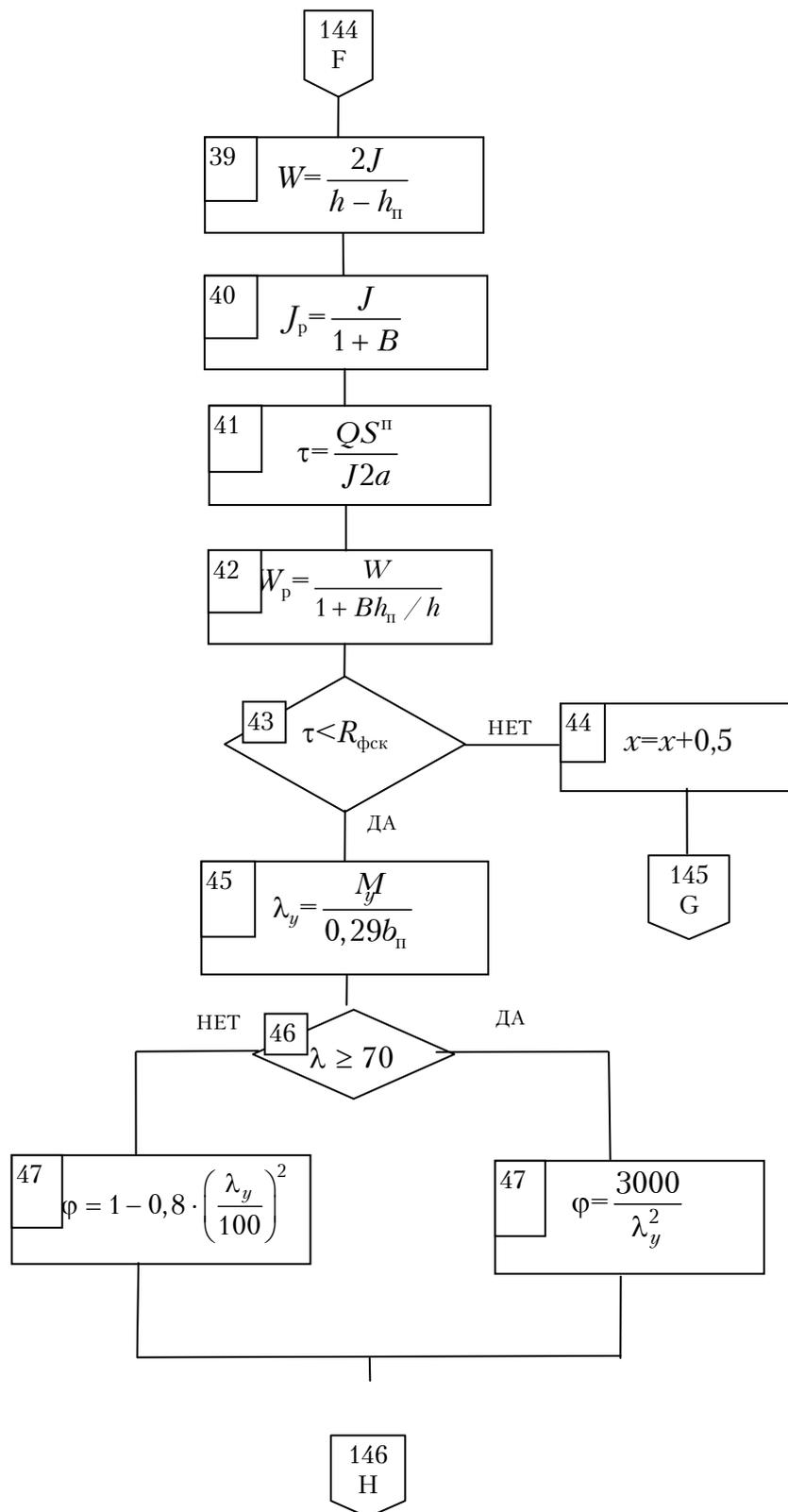


Рис.46. Блок-схема алгоритма расчета прочности балки с волнистой стенкой (продолжение)

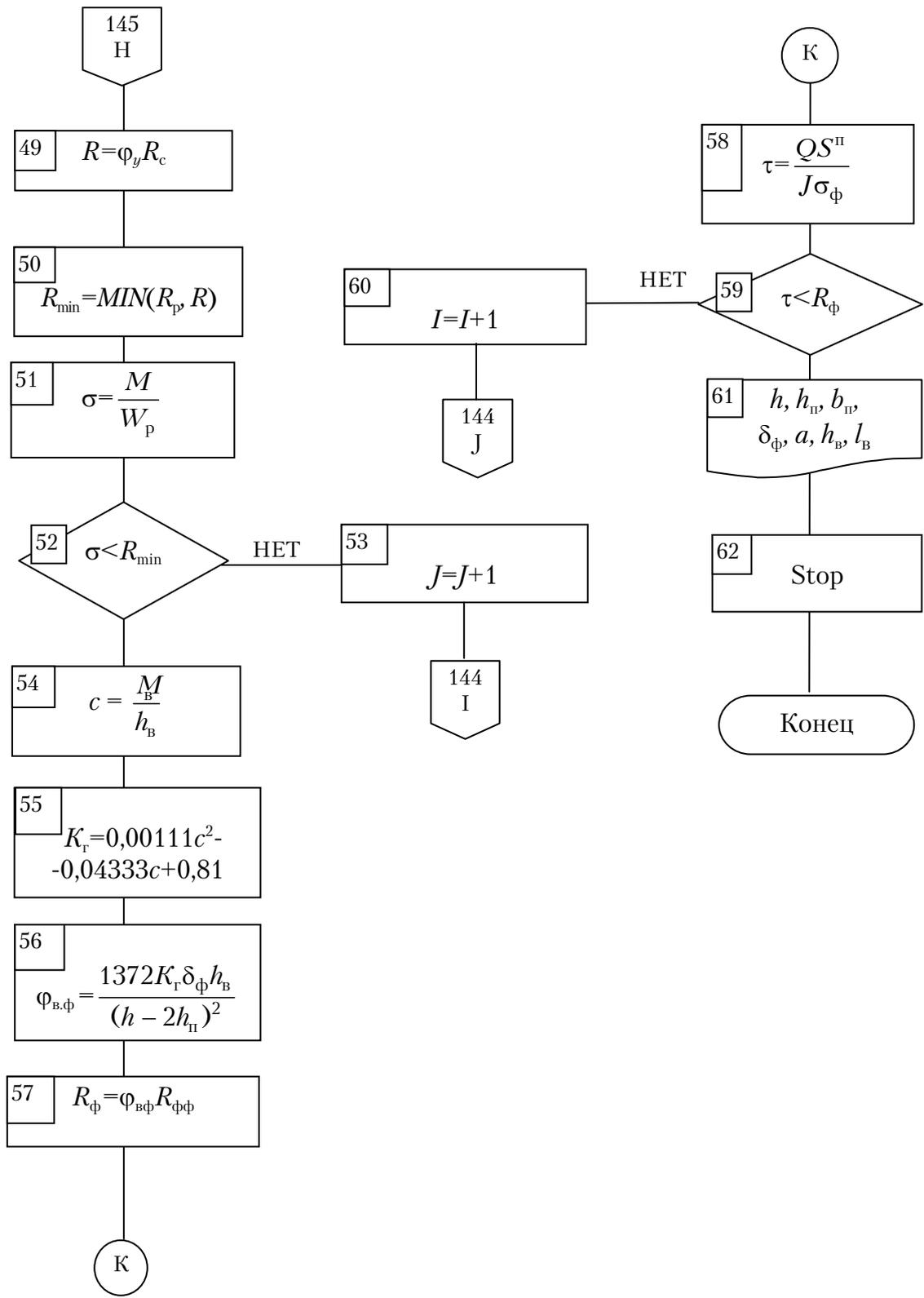


Рис. 46. Блок-схема алгоритма расчета прочности балки с волнистой стенкой (окончание)

4. Примеры проектирования

4.1. Двускатная балка с плоской фанерной стенкой

Запроектировать клеефанерную двускатную балку пролетом 12 м (рис. 47). Шаг балок – 5 м. Уклон верхнего пояса $\beta=0,1$. Балка предназначена для использования в качестве несущей конструкции покрытия производственного здания (коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=0,95$ согласно СТ СЭВ 384-76). Условия эксплуатации – нормальные: температура помещений до 35°C ; относительная влажность воздуха от 60 до 75%; при этих условиях $m_b = 1$ по СНиП II-25-80 [1, табл.5].

Материал поясов – сосновые доски 2-го сорта с влажностью до 15 %, материал стенки – березовая фанера марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ с количеством слоев не менее семи.

Покрытие принято теплое из клеефанерных панелей. Нормативная нагрузка от покрытия $q_{\text{покp}}^H = 3200$ Н/п.м; расчетная $q_{\text{покp}} = 4630$ Н/п.м; снеговая нагрузка (3-й район) $p_{\text{сн}}^H = 1800 \times 0,7 \times 5 = 6300$ Н/п.м; $p_{\text{сн}} = 1800 \times 5000 = 9000$ Н/п.м.

Собственный вес балки ориентировочно подсчитываем по формуле

$$q_{\text{св}}^H = \frac{q_{\text{покp}}^H + q_{\text{сн}}^H}{\frac{K_{\text{св}} l}{3,5 \cdot 12}} = \frac{3200 + 6300}{\frac{1000}{3,5 \cdot 12} - 1} = 420 \text{ Н/п.м,}$$

где $K_{\text{св}}$ – коэффициент собственного веса балки, принятый равным 3,5 (см. табл. 16).

Нормативная и расчетная нагрузки на 1 п.м балки соответственно составляют

$$q^H = q_{\text{покp}}^H + p_{\text{св}}^H + g_{\text{св}}^H = 3200 + 6300 + 420 = 9920 \text{ Н/п.м;}$$

$$q = q_{\text{покp}} + p_{\text{св}} + \gamma_{\text{ф}} g_{\text{св}}^H = 4630 + 9000 + 1,1 \cdot 420 = 14092 \text{ Н/п.м.}$$

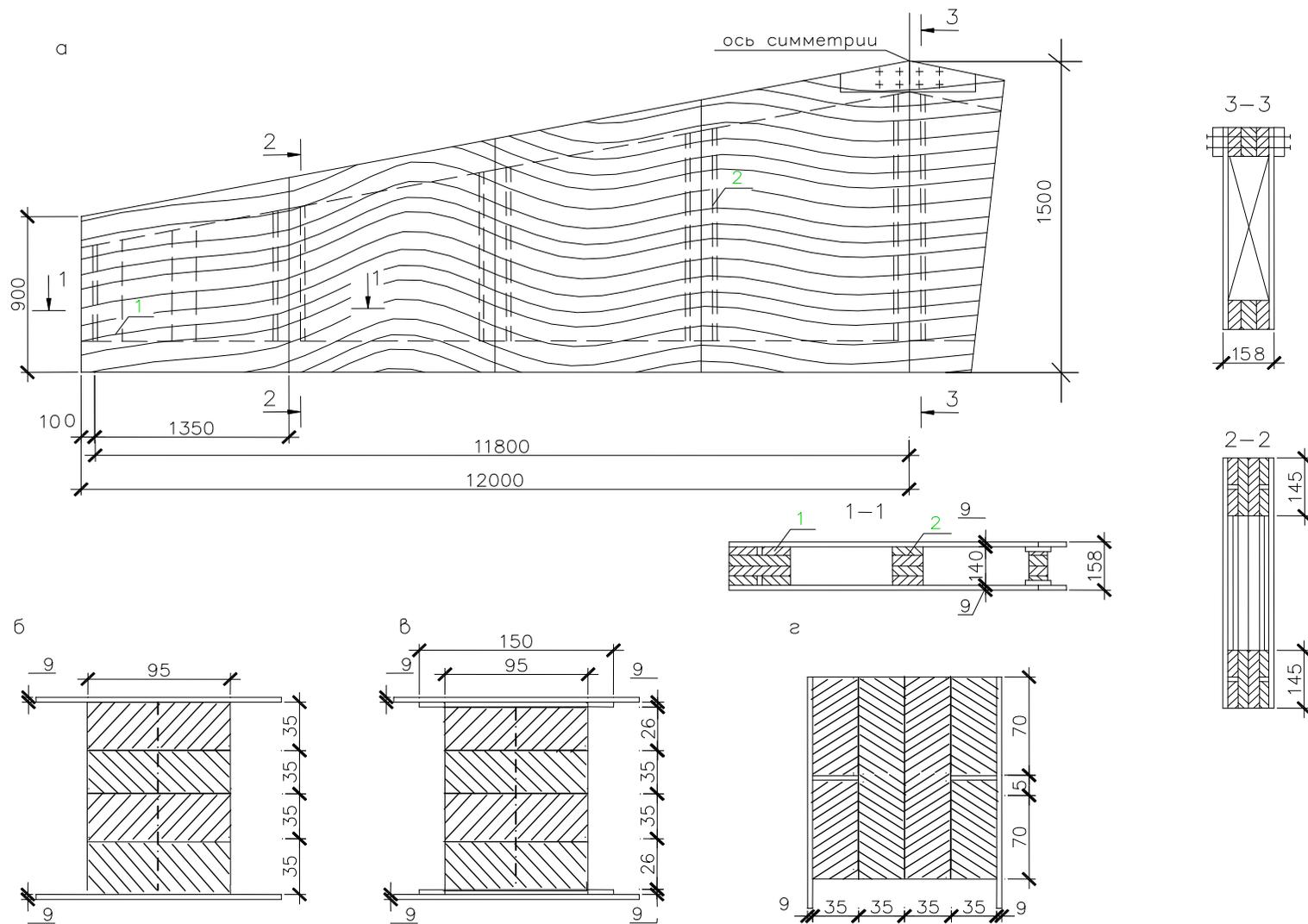


Рис. 47. Клефанерная балка с плоской стенкой:
 а – конструкция; б, в, г – детали крепления поясов и ребер жесткости со стенками;
 1 – опорное ребро жесткости; 2 – основное ребро жесткости

4.1.1. Назначение основных размеров поперечных сечений

Для назначения ориентировочных размеров двускатной балки подсчитаем сначала наибольшие усилия (изгибающий момент и поперечную силу) в балке:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{14,092 \cdot 12^2}{8} = 253,62 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{14,092 \cdot 12}{2} = 84,54 \text{ кН}.$$

(Здесь за расчетный пролет принята фактическая длина балки, что можно допустить в прикидочных расчетах, в дальнейшем расчетный пролет уточнится).

Размеры поперечного сечения балки назначаем с учетом рекомендаций, приведенных в подразд. 3.1.1 и в табл.16.

Высота балки в середине пролета по рекомендациям табл.16 и с учетом стандартных размеров листов фанеры принимается

$$h = \frac{l}{8} = \frac{12000}{8} = 1500 \text{ мм},$$

что соответствует стандартным листам фанеры 1525×1525 мм.

Высота балки на опоре

$$h_{\text{оп}} = h - \beta \frac{l}{2} = 1500 - 0,01 \cdot \frac{12000}{2} = 900 \text{ мм}.$$

Необходимая суммарная толщина фанерной стенки из условия работы ее на срез:

$$\sum \delta_{\text{ф}} = \frac{Q'}{h'_{\text{оп}} R_{\text{фср}}} = \frac{0,08454}{0,8 \cdot 0,9 \cdot 6,31} = 0,0186 \text{ м} = 18,6 \text{ мм},$$

где $h'_{\text{оп}} = K_o h_{\text{оп}}$ – расстояние между осями поясов в опорном сечении ($K_o = 0,76 - 0,8$);

$R'_{\text{фср}} = \frac{R_{\text{фср}}}{\gamma_{\text{п}}} = \frac{6,0}{0,95} = 6,31 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу.

Возможны следующие варианты конструктивного решения балки:

а) одностенчатая балка с нестандартной толщиной фанерной стенки $\delta_{\text{ф}} = 18 \text{ мм}$;

б) двухстенчатая (коробчатого сечения) балка с двумя стенками толщиной каждая $\delta_{\text{ф}} = 0,5 \times 18 = 9 \text{ мм}$;

в) одностенчатая в пролете балка со стандартной толщиной фанерной стенки $\delta_{\phi} = 9$ мм и усилением в опорных зонах двумя дополнительными листами фанеры толщиной по 9 мм.

Протяженность усиленной опорной зоны находится из условия прочности на срез одной фанерной стенки толщиной 9 мм.

В нашем примере примем коробчатое поперечное сечение балки.

Требуемую ширину поперечного сечения балки находим из условия равной прочности и устойчивости растянутого и сжатого поясов по

формуле (47а) при $[\varphi] = \frac{R_p}{R_c} = \frac{9,0}{13,0} = 0,6923 > 0,612$:

$$b = \frac{0,0309l_y}{\sqrt{1-[\varphi]}} = \frac{0,0309 \cdot 3000}{\sqrt{1-0,6923}} = 168 \text{ мм},$$

где $l_y = 3000$ мм – расстояние между точками раскрепления верхнего пояса из плоскости (между связями).

Требуемая ширина дощатого пояса балки

$$b_{\Pi} = b - \sum \delta_{\phi} = 168 - 18 = 150 \text{ мм}.$$

С учетом стандартных размеров досок принимаем $b_{\Pi} = 4 \times 35 = 140$ мм (из досок толщиной 40 мм, после их острожки – 35 мм). Требуемую высоту пояса определим по формуле

$$h_{\Pi} = \frac{KMh}{(h')^2 R'_p b_{\Pi}} = \frac{0,75 \cdot 0,25362 \cdot 1,5}{(0,8 \cdot 1,5)^2 \cdot 9,47 \cdot 0,14} = 0,149 \text{ м} = 149 \text{ мм},$$

где $K = (0,7 - 0,8)$ – коэффициент, учитывающий уменьшение напряжений в поясе за счет включения в работу фанерной стенки;

$h' = K_{\Pi} h$ – расстояние между осями поясов в рассматриваемом сечении ($K_{\Pi} = 0,8 - 0,85$);

$R'_p = \frac{R_p}{\gamma_{\Pi}} = \frac{9,0}{0,95} = 9,47$ МПа – расчетное сопротивление древесины (2-го сорта) растяжению.

Сечения верхнего и нижнего поясов принимаем одинаковыми из четырех вертикальных слоев досок с четырехсторонней острожкой их. Внутренние слои принимаем из досок сечением (после острожки) 145×35 мм, а наружные, примыкающие к фанерной стенке, – из двух узких досок 70×35 мм в каждом слое с зазором между досками 5 мм.

Площадь поперечного сечения пояса

$$F^{\Pi} = 2 \cdot 0,145 \cdot 0,035 + 4 \cdot 7 \cdot 0,035 = 0,01995 \text{ м}^2.$$

Направление волокон рубашки фанеры принимаем продольное (вдоль длины балки).

4.1.2. Определение геометрических характеристик сечений

Геометрические характеристики двускатной балки приводим к материалу поясов, т.е. к древесине сосны по формулам (41)–(44). Приведенный момент инерции в середине пролета

$$\begin{aligned}
 J_{\text{пр}} &= J_{\text{др}} + K_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} J_{\text{ф}} = \\
 &= 2 \left[\frac{0,14 \cdot 0,145^3}{12} + 0,14 \cdot 0,145 \left(\frac{1,5 - 0,145}{2} \right)^2 \right] + 1,2 \cdot 0,9 \frac{2 \cdot 0,009 \cdot 1,5^3}{12} = \\
 &= 0,02415671 \text{ м}^4,
 \end{aligned}$$

где $\frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} = 0,9$ – отношение модулей упругости фанеры и древесины;

$K_{\text{ф}} = 1,2$ – коэффициент, учитывающий повышение модуля упругости фанеры при изгибе в плоскости листа.

Опасное сечение в двутавровой балке находится на расстоянии x от опоры, которое подсчитывается по формуле (45):

$$x = \left[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] l = \left[\sqrt{0,6483(1+0,6483)} - 0,6483 \right] 11,8 = 4,55 \text{ м},$$

где $\gamma = \frac{h'_{\text{оп}}}{l\beta} = \frac{0,765}{11,8 \cdot 0,1} = 0,6483$.

Здесь $h'_{\text{оп}} = h_{\text{оп}} - h_{\text{п}} = 0,91 - 0,145 = 0,765 \text{ м}$;

$h_{\text{оп}} = 0,90 + 0,1 \cdot 0,1 = 0,91 \text{ м}$ – высота балки на опоре;

$l = 12,0 - 0,1 \cdot 2 = 11,8 \text{ м}$ – расчетный пролет балки.

Для этого сечения подсчитываем

$$h'_x = h'_{\text{оп}} + 0,1 \cdot 4,55 = 1,22;$$

$$h_x = h'_x + h_{\text{п}} = 1,22 + 0,145 = 1,365 \text{ м};$$

$$h_{x0} = h'_x - h_{\text{п}} = 1,22 - 0,145 = 1,075 \text{ м}.$$

Приведенный момент инерции расчетного сечения балки

$$\begin{aligned}
 J_{\text{пр}} &= 2 \left[\frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}}^3}{12} + b_{\text{п}} h_{\text{п}} \left(\frac{h'_x}{2} \right)^2 \right] + K_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}} 2\delta_{\text{ф}} h_x^3}{E_{\text{др}} 12} = \\
 &= \left[\frac{0,14 \cdot 0,145^3}{12} + \frac{0,14 \cdot 0,145}{2} (h_x)^2 \right] + 1,08 \frac{2 \cdot 0,009}{12} h_x^3 = \\
 &= 0,00007112 + 0,01015 (h'_x)^2 + 0,00162 h_x^3 = 0,01929853 \text{ м}^4.
 \end{aligned}$$

Приведенный статический момент полусечения в расчетном сечении балки

$$S_{\text{пр}} = b_{\text{п}} h_{\text{п}} \frac{h'_x}{2} + K_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} \frac{2\delta_{\text{ф}} h_x^2}{8} = 0,14 \cdot 0,145 \frac{h'_x}{2} + 1,2 \cdot 0,9 \frac{2 \cdot 0,009}{8} h_x^2 =$$

$$= 0,01015 h'_x + 0,00243 h_x^2 = 0,01015 \cdot 1,22 + 0,00243 \cdot 1,365^2 = 0,01691 \text{ м}^3.$$

Приведенный момент инерции опорного сечения балки ($h'_x = 0,765 \text{ м}$, $h_x = 0,91 \text{ м}$)

$$J_{\text{пр.оп}} = 0,00007112 + 0,01015 \cdot 0,765^2 + 0,00162 \cdot 0,91^3 = 0,00723193 \text{ м}^4.$$

Приведенный статический момент полусечения на опоре

$$S_{\text{пр.оп}}^{\text{пс}} = 0,01015 \cdot 0,765 + 0,00243 \cdot 0,91^2 = 0,0097768 \text{ м}^3.$$

Статический момент пояса относительно нейтральной оси и опорном сечении балки

$$S_{\text{пр.оп}}^{\text{п}} = b_{\text{п}} h_{\text{п}} \frac{h'_x}{2} = 0,14 \cdot 0,145 \frac{0,765}{2} = 0,0077648 \text{ м}^3.$$

4.1.3. Определение расчетных усилий

Изгибающий момент в опасном сечении x определяется по формуле (46):

$$M_x = \frac{qx}{2}(l-x) = \frac{14,092 \cdot 4,55}{2}(11,8 - 4,55) = 232,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{14,092 \cdot 11,8}{2} = 83,13 \text{ кН}$$

и в сечении x

$$Q_x = \frac{q}{2}(l-2x) = \frac{14,092}{2}(11,8 - 2 \cdot 4,55) = 19,02 \text{ кН}.$$

4.1.4. Проверка прочности принятого сечения

Сжатый пояс проверяем на **устойчивость** по формуле (54):

$$\sigma_0 = \frac{M_x}{W_{\text{пр}}} = \frac{0,2324}{0,028276} = 8,2 \text{ МПа} < \frac{\varphi_y R_c}{\gamma_{\text{п}}} = \frac{0,76 \cdot 13}{0,95} = 10,4 \text{ МПа},$$

где $W_{пр} = \frac{2J_{прx}}{h_x} = \frac{2 \cdot 0,01929853}{1,365} = 0,028276 \text{ м}^3$; $\varphi_y = 0,79$ при гибкости

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{J_{пры} / A_{пр}}} = \frac{3,0}{\sqrt{0,00019069 / 0,0627}} = 54;$$

здесь $J_{пры} = \frac{0,145 \cdot 0,14^3}{12} \cdot 2 + 0,9 \cdot 2 \cdot 1,365 \cdot 0,075^2 = 0,0001906 \text{ м}^4$;

$$A_{пр} = 0,145 \cdot 0,14 \cdot 2 + 0,9 \cdot 2 \cdot 0,009 \cdot 1,365 = 0,0627 \text{ м}^3.$$

Нижний пояс проверяем на **растяжение** по формуле (53):

$$\sigma_p = \frac{M_x}{W_{пр}} = 8,2 \text{ МПа} < \frac{R_p}{\gamma_{п}} = \frac{9,0}{0,95} = 9,5 \text{ МПа}.$$

Фанерную стенку проверяем на растяжение по формуле (55):

$$\sigma_p = \frac{M_x}{W_{пр}} K_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{др}} = \frac{0,2324}{0,028276} \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 8,85 \text{ МПа} < \frac{0,6 \cdot 140}{0,95} = 8,85 \text{ МПа},$$

где $m_{\phi} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий наличие стыка фанеры на ус.

Прочность принятого сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Фанерную стенку проверяем на **срез** в опорном сечении по формуле (56):

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{QS_{пр.оп}^{пс}}{J_{пр.оп} \sum \delta_{\phi}} = \frac{0,08313 \cdot 0,0097768}{0,00723193 \cdot 2 \cdot 0,009} = 6,24 \text{ МПа} < \frac{R_{\phi\phi}}{\gamma_{п}} = \\ &= \frac{60}{0,95} = 6,31 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Прочности обеспечена.

Клеевые швы между шпонами фанеры проверяем на **скалывание** по формуле (57) в опорном сечении:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{QS_{пр.оп}^{пс}}{J_{пр.оп} \sum h_{\phi}} = \frac{0,08313 \cdot 0,0077648}{0,00723193 \cdot 4 \cdot 0,07} = 0,32 \text{ МПа} < \frac{R_{фск}}{\gamma_{п}} = \\ &= \frac{0,6}{0,95} = 0,63 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Прочность обеспечена.

Фанерную стенку проверяем на местную устойчивость.

Местная устойчивость стенки обеспечивается ребрами жесткости.

Поскольку для стенки приняты фанерные листы размером 1525×1525 мм, то, учитывая обязательную постановку ребер жесткости в местах стыкования фанерных листов, сначала выполним расчет местной устойчивости фанерной стенки с шагом ребер, равным 1500 мм.

Сечение отстоит от опоры на расстоянии $x = 1350/2 = 675$ мм.

Для проверяемого сечения:

$$h_{x1} = 0,91 + 0,1 \cdot 0,675 = 0,9775 \text{ м};$$

$$h'_{x1} = 0,765 + 0,1 \cdot 0,675 = 0,8325 \text{ м};$$

$$h_{ox1} = 0,8325 - 0,145 = 0,6875 \text{ м}.$$

$$J_{прx1} = 0,00007112 + 0,0000011015(0,8325)^2 + \\ + 0,00162(0,9775)^3 = 0,00861873;$$

$$S_{прx1}^{пс} = 0,0105 \cdot 0,8325 + 0,00243 \cdot 0,9775^2 = 0,010771 \text{ м}^3.$$

Изгибающий момент и поперечная сила в сечении x_1 равны:

$$M_{x1} = \frac{14,092 \cdot 0,675}{2} (11,8 - 0,675) = 52,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{x1} = \frac{14,092}{2} (11,8 - 2 \cdot 0,675) = 78,38 \text{ кН}.$$

Определяем нормальные σ и касательные τ напряжения в проверяемом сечении по формулам (61):

$$\sigma = \frac{M_{x1}}{W_{прx1}} \frac{h_{ox1}}{2} K_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{др}} = \frac{0,0529}{0,0861873} \frac{0,6875}{2} 1,2 \cdot 0,9 = 2,27 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_{x1} S_{прx1}}{J_{прx1} \sum \delta_{\phi}} = \frac{0,07838 \cdot 0,010771}{0,00861873 \cdot 2 \cdot 0,009} = 5,44 \text{ МПа}.$$

Используя формулы (63), (64) и графики рис.41 и 43, определяем критические напряжения:

$$\sigma_{кр} = K_{и} \left(\frac{100\delta_{\phi}}{h_{ox1}} \right)^2 = 15 \left(\frac{100 \cdot 0,009}{0,6875} \right)^2 = 25,7 \text{ МПа};$$

$$\tau_{кр} = K_{\tau} \left(\frac{100\delta_{\phi}}{h_{ox1}} \right)^2 = 2,5 \left(\frac{100 \cdot 0,009}{0,6875} \right)^2 = 4,28 \text{ МПа},$$

где $K_{и} = 15,0$ – коэффициент, принимаемый по графику рис. 41 при $\gamma = 1,96$;

$K_{\tau} = 2,5$ – коэффициент, принимаемый по графику рис. 43 при $\gamma = 1,96$.

Как видно ($\tau > \tau_{кр}$), местная устойчивость стенки в первой панели балки не обеспечена. Усиление этой панели можно осуществить путем постановки либо диагонального, либо промежуточного ребра жесткости.

Предусматриваем промежуточное ребро жесткости в середине первой панели. Тогда

$$h_{ox1} = 0,765 + 0,1 \cdot 0,3375 \approx 0,80 \text{ м},$$

$$a = \frac{1,350}{2} = 0,675 \text{ м}.$$

Условие $a < h_{ox1}$ для опорной панели выполняется, а так как $\frac{h_{ox1}}{\delta_{\phi}} = \frac{0,675}{0,0099} = 75 < 80$, то проверки фанерной стенки на местную устойчивость не требуется.

Проверим местную устойчивость стенки в третьей панели (принимаем основную длину панели равной 1,5 м). Для середины третьей панели ($x_3 = 3,6$ м) подсчитаем:

$$h_{x3} = 0,91 + 0,1 \cdot 3,60 = 1,27 \text{ м};$$

$$h'_{x3} = 0,127 - 0,145 = 1,125 \text{ м};$$

$$h_{ox3} = 0,1125 + 0,145 = 0,98 \text{ м};$$

$$J_{прx3} = 0,00007112 + 0,000001015 \cdot 1,125^2 + 0,00162 \cdot 1,27^3 = 0,01623559 \text{ м}^4;$$

$$S_{прx3}^{пс} = 0,0105 \cdot 1,125 + 0,00243 \cdot 1,27^2 = 0,015337 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент и поперечная сила в сечении x_3 соответственно равны:

$$M_{x3} = \frac{14,092 \cdot 3,6}{2} (11,8 - 3,6) = 208 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{x3} = \frac{14,092}{2}(11,8 - 2 \cdot 3,6) = 32,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Нормальные и касательные напряжения составляют:

$$\sigma = \frac{0,208}{0,016223559} \cdot \frac{0,98}{2} \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 6,2 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{0,0324 \cdot 0,015337}{0,016223559 \cdot 2 \cdot 0,009} = 1,7 \text{ МПа}.$$

Критические нормальные и касательные напряжения равны:

$$\sigma_{\text{кр}} = 18 \cdot \left(\frac{100 \cdot 0,009}{0,98} \right)^2 = 15,3 \text{ МПа};$$

$$\tau_{\text{кр}} = 3,0 \left(\frac{100 \cdot 0,009}{0,98} \right)^2 = 2,53 \text{ МПа}.$$

Коэффициенты $K_{\text{н}}$ и K_{τ} определены для случая $\gamma = 1,43$.

Местную устойчивость фанерной стенки проверяем по формуле (62):

$$\frac{6,2}{15,3} + \frac{1,7}{2,53} \approx 1,0.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

Прочность фанерной стенки проверяем по главным растягивающим напряжениям в третьей панели по формуле (60):

$$\sigma_{\text{гл}} = \frac{6,2}{2} + \sqrt{\left(\frac{6,2}{2} \right)^2 + 1,7^2} = 6,63 \text{ МПа} < 9,7 \text{ МПа};$$

$$\text{tg}2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma} = \frac{2 \cdot 1,7}{6,2} = 0,543;$$

$$2\alpha = 28,7^\circ; \alpha = 14,3^\circ.$$

При угле $\alpha = 14,3^\circ$ расчетное сопротивление фанеры растяжению равно $R_{\text{фо}\alpha} = 9,2 \text{ МПа}$, следовательно, прочность ее обеспечена ($\sigma_{\text{гл}} = 6,63 \text{ МПа} < R_{\text{фо}\alpha} / \gamma_{\text{п}} = 9,2 / 0,95 \text{ МПа}$).

Аналогичную проверку следовало бы провести и для некоторых других сечений балки.

При наличии сосредоточенных сил, действующих на участках между ребрами жесткости, необходимо при проверках местной устойчи-

вости и прочности по главным напряжениям учесть местные напряжения смятия, определяемые по формуле (58), т.е. воспользоваться формулами (60а) и(66).

4.1.5. Проверка прогибов (жесткости)

Прогиб двускатной балки подсчитываем по формуле (69), определив сначала прогиб:

$$f_{\text{ср}} = \frac{5q^{\text{н}}l^4}{384E_{\text{др}}J_{\text{пр}}} = \frac{5 \cdot 0,00992 \cdot 11,8^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,02415671} = 0,0103 \text{ м.}$$

Прогиб балки с учетом переменности сечения и влияния поперечных сил

$$f = \frac{f}{K} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0103}{0,764} \left[1 + 68,2 \left(\frac{1,5}{11,8} \right)^2 \right] = 0,0283 \text{ м,}$$

где K – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения,

$$K = 0,4 + 0,6 \frac{h_{\text{оп}}}{h} = 0,4 + 0,6 \cdot \frac{0,91}{1,5} = 0,764;$$

c – коэффициент, учитывающий влияние на прогиб поперечных сил,

$$c = \left(45,3 - 6,9 \frac{h_{\text{оп}}}{h} \right) \cdot \gamma = \left(45,3 - 6,9 \cdot \frac{900}{1500} \right) \cdot \frac{0,14 \cdot 0,145 \cdot 2}{2 \cdot 0,009 \cdot 1,355} = 68,2.$$

Относительный прогиб балки от действия нормативной нагрузки

$$\frac{f}{l} = \frac{0,0283}{11,8} = \frac{1}{416} < \left[\frac{1}{300} \right].$$

Жесткость балки обеспечена.

4.1.6. Проверка опорной подушки

Принимаем ширину опорной подушки $c = 200$ мм. Напряжения смятия под подушкой

$$\sigma = \frac{A}{bc} = \frac{0,08313}{0,158 \cdot 0,2} = 2,7 \text{ МПа} < \frac{R_{\text{см90}}}{\gamma_{\text{п}}} = \frac{3,0}{0,95} = 3,15 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

4.2. Односкатная балка с волнистой фанерной стенкой

Запроектировать клеефанерную балку покрытия для крыши спортивного сооружения (коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=1,0$) с параллельными поясами двутаврового сечения. Условия эксплуатации нормальные (коэффициент условия работы $m_b = 1$).

Расчетный пролет балки $l=8,9$ м. По балкам укладываю утепленные панели шириной 1,5 м. Раскрепление балок из плоскости осуществляется связями через 3,0 м. Нагрузки, включая собственный вес балки: нормативная $q^n=8$ кН/п.м; расчетная $q=9,2$ кН/п.м.

Для поясов приняты сосновые доски 2-го сорта; для стенки – фанера клееная березовая марки ФСФ сорта В/ВВ. Доски поясов стыкуются по длине на зубчатый шип, фанерные стенки – на ус, фанере придается волнистая форма с целью обеспечения устойчивости.

По СНиП 11-25-80 для принятых материалов находим расчетные сопротивления древесины: растяжению – $R_p=9,0$ МПа; сжатию – $R_c=13$ МПа; скалыванию – $R_{ск}=1,5$ МПа; расчетное сопротивление фанеры срезу – $R_{фср}=6$ МПа; модули упругости древесины – $E_{др}=10^4$ МПа, фанеры при сдвиге – $G_{ф}=750$ МПа.

4.2.1. Назначение основных размеров

Для назначения размеров сечения воспользуемся рекомендациями подразд. 3.2.1 и табл.16. Полную высоту фанерной стенки назначаем в пределах $\frac{1}{12}$ пролета, т.е.

$$h_{ст} \approx \frac{1}{12}l = \frac{8900}{12} = 741 \text{ м,}$$

и с учетом стандартных размеров фанерных листов принимаем $h_{ст}=725$ мм.

Ширину пояса при $[\varphi] = \frac{9,0}{13} = 0,692 > 0,612$ определяем по формуле (7):

$$b_n \geq \frac{0,0309}{\sqrt{1-[\varphi]}} l_y = \frac{0,0309}{\sqrt{1-0,692}} 3000 = 167 \text{ мм.}$$

Принимаем доски шириной $b_n=175$ мм, после фрезерования $b_n=168$ мм.

Высоту пояса назначаем в пределах $b_n/2$, т.е. $168/2=84$ мм. Для получения такой высоты пояса принимаем доски толщиной 33 мм (из стандартной доски толщиной 40 мм), тогда получаем:

$$h_{п}=3 \cdot 33=99 \text{ мм.}$$

Толщину фанерной стенки определяем по формуле (77):

$$\delta_{\phi} \approx \frac{Q}{0,85h_{\text{ст}}R_{\text{фср}}} = \frac{0,04094}{0,85 \cdot 0,725 \cdot 6} = 0,0094 \approx 10 \text{ мм},$$

где $Q = 0,04094$ – максимальная поперечная сила в балке.

Принимаем $\delta_{\phi} = 10$ мм. Направление волокон наружных шпонов фанеры принимаем перпендикулярным продольной оси балки. Выбираем пазы в поясах по волне синусоиды глубиной $a = 2,5\delta_{\phi} = 25$ мм.

Размеры синусоидальной волны (рис.48):

$$l_{\text{в}} \approx \frac{1}{12}l = \frac{9000}{12} = 750 \text{ мм (длина волны);}$$

$$h_{\text{в}} \approx \frac{1}{12}l_{\text{в}} = \frac{750}{12,5} = 60 \text{ мм (длина волны).}$$

Принятые размеры волны удовлетворяют конструктивным требованиям, приведенным в подразд. 3.2.1, т.е.

$$h_{\text{в}} > \frac{1}{3}b_{\text{п}} = \frac{168}{3} = 56 \text{ мм}; \quad \frac{h_{\text{в}}}{l_{\text{в}}} = \frac{1}{12} - \frac{1}{18}.$$

Остальные размеры балки, необходимые в дальнейшем для расчета, подсчитываем на основе вышепринятых:

$$\text{высота стенки балки в свету } h_{\text{ст}}^{\circ} = h_{\text{ст}} - 2a = 725 - 2 \cdot 25 = 675 \text{ мм};$$

$$\text{высота балки } h = h_{\text{ст}}^{\circ} + 2h_{\text{п}} = 675 - 2 \cdot 99 = 873 \text{ мм};$$

$$\text{расстояние между осями поясов } h' = h - h_{\text{п}} = 873 - 99 = 774 \text{ мм}.$$

4.2.2. Определение геометрических характеристик поперечного сечения балки

Коэффициент податливости волнистой фанерной стенки определяем по формуле (75):

$$B = \frac{\pi^2 E_{\text{дп}} S_{\text{п}}}{K_0 l^2 \delta_{\phi} G_{\phi}} = \frac{3,14^2 \cdot 10^4 \cdot 0,006436}{1,016 \cdot 8,9^2 \cdot 0,01 \cdot 750} = 1,05,$$

где

$$S'' = 0,168 \cdot 0,099 \cdot \frac{0,774}{2} = 0,006436;$$

$$K_0 = 1 + 2,5 \left(\frac{h_{\text{в}}}{l_{\text{в}}} \right)^2 = 1 + 2,5 \cdot \left(\frac{60}{750} \right)^2 = 1,016.$$

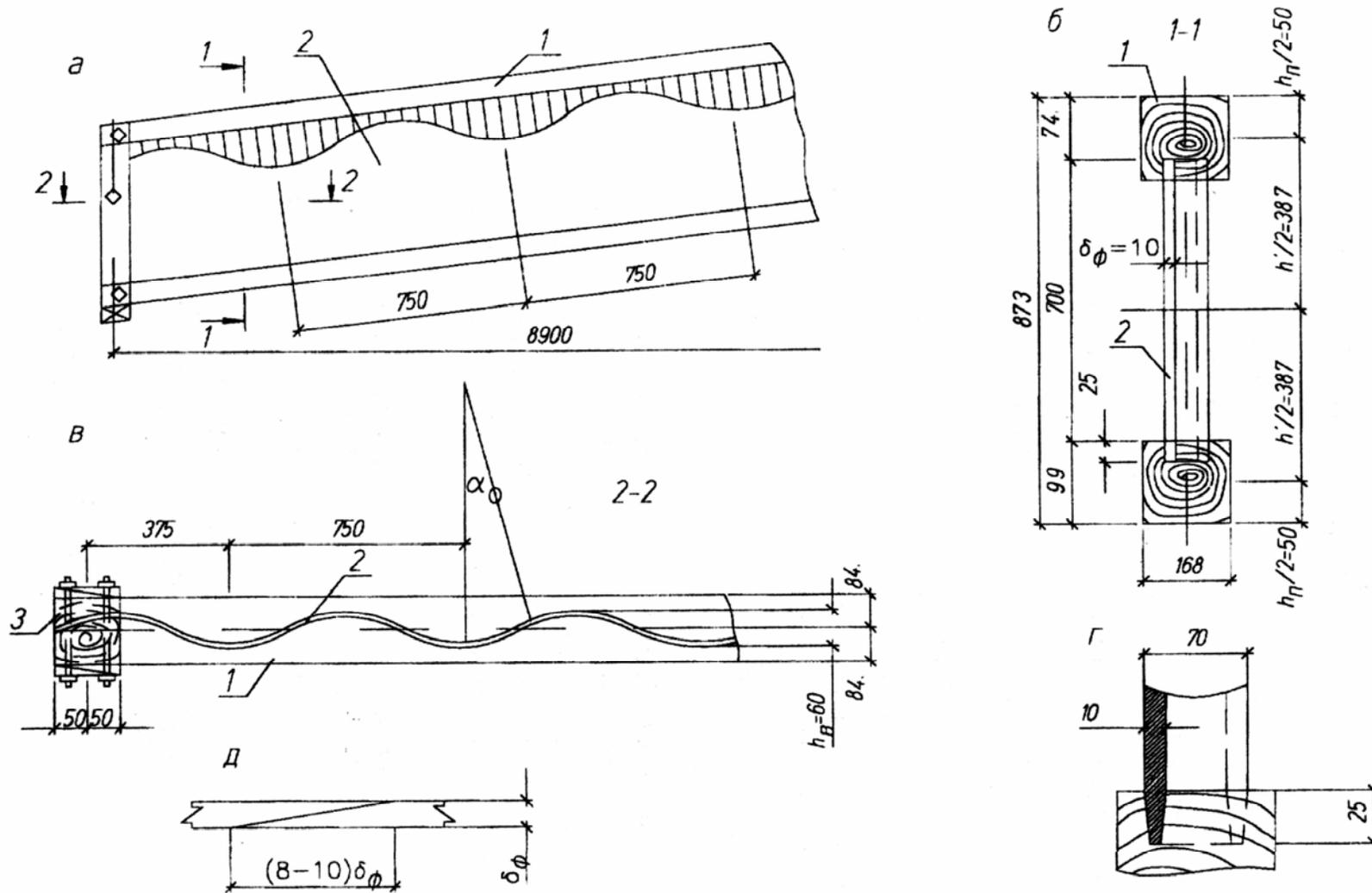


Рис. 48. Балка с волнистой фанерной стенкой:
 а – общий вид; б – поперечное сечение; в – продольное сечение; г – клиновидное сечение волнистого паза; д – стык стенки на ус;
 1 – дощатые (клееные) или брусчатые пояса; 2 – фанерная стенка; 3 – опорное ребро жесткости

Момент инерции и момент сопротивления поперечного сечения балки без учета податливости [формулы (71) и (72)] соответственно равны:

$$J = \frac{0,168 \cdot 0,099}{6} \cdot (0,099^2 + 3 \cdot 0,774^2) = 0,00509 \text{ м}^4;$$

$$W = \frac{2 \cdot 0,00509}{0,774} = 0,012943 \text{ м}^3.$$

Расчетные значения момента инерции и момента сопротивления (с учетом податливости волнистой стенки) определяем по формулам (73) и (74):

$$J_{\text{расч}} = \frac{0,00509}{1 + 1,05} = 0,0024434 \text{ м}^4;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{0,012943}{1 + 1,05 \cdot 0,099 / 0,873} = 0,011565 \text{ м}^3.$$

4.2.3. Определение расчетных усилий

Расчетный изгибающий момент и поперечную силу в балке определяем по формулам:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,2 \cdot 8,9^2}{8} = 91,09 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{9,2 \cdot 8,9}{2} = 40,94 \text{ кН}.$$

4.2.4. Проверка прочности балки

Нижний пояс проверяем **на растяжение** по формуле (78):

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} = \frac{0,09109}{0,011565} = 7,87 \text{ МПа} < R_p = 9 \text{ МПа}.$$

Верхний пояс на сжатие по формуле (79):

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} = \frac{0,09109}{0,011565} = 7,87 \text{ МПа} < \varphi_y R_p = 0,694 \cdot 13 = 9 \text{ МПа},$$

где $\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{62}{100} \right)^2 = 0,694$ при $\lambda_y = \frac{300}{0,289 \cdot 16,8} = 62$.

Прочность растянутого и устойчивость сжатого поясов обеспечена.

Устойчивость волнистой стенки проверяем по формуле (80), подсчитав сначала следующие величины:

– квадрат гибкости волнистой стенки по формуле (82):

$$\lambda_{\text{вф}}^2 = \left(\frac{0,873 - 2 \cdot 0,099}{\sqrt{0,01 \cdot 0,06}} \right)^2 = 759,3;$$

– коэффициенты K_1 и K_2 по табл.4 и 5:

$$K_1 = 1525, K_2 = 0,45, K_1 \times K_2 = 1525 \times 0,45 = 686;$$

– коэффициент продольного изгиба по формуле (81):

$$\varphi_{\text{вф}} = \frac{686}{759,3} = 0,903.$$

Касательные напряжения в волнистой фанерной стенке

$$\tau = \frac{QS^{\text{II}}}{J\delta_{\text{ф}}} = \frac{0,04094 \cdot 0,006436}{0,005009 \cdot 0,01} = 5,26 \text{ МПа} < 0,903 \cdot 6 = 5,4 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Прочность клеевого соединения стенки с поясом проверяем по формуле (83):

$$\tau = \frac{QS^{\text{II}}}{J \cdot 2a} = \frac{0,04094 \cdot 0,006436}{0,005009 \cdot 2 \cdot 0,025} = 1,05 \text{ МПа} < R_{\text{ск}} = 1,5 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

4.2.5. Проверка прогибов

Относительный прогиб балки от действия нормативной нагрузки

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^{\text{II}}l^3}{384E_{\text{др}}J_{\text{расч}}} = \frac{5 \cdot 0,008 \cdot 8,9}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,0024434} = \frac{1}{332} < \left[\frac{1}{300} \right],$$

что удовлетворяет требованиям СНиП П-25-80 [1, п.4.32).

4.2.6. Проверка опорной подушки

Длину опорной площадки принимаем равной ширине опорного ребра жесткости, т.е. 100 мм, а ширину – ширине пояса балки, т.е. 168 мм.

Напряжение смятия в подушке под балкой

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{A}{a_p b_{\text{II}}} = \frac{0,04094}{0,10 \cdot 0,168} = 2,44 \text{ МПа} < R_{\text{см90}} = 3 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

4.3. Клеефанерная рама

Запроектировать трехшарнирную клеефанерную раму пролетом 24 м (рис. 49). Рама предназначена для использования в качестве несущего поперечного каркаса спортивного сооружения (коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=1,0$). Условия эксплуатации нормальные (коэффициент условия работы $m_r=1$).

Ограждающие конструкции покрытия и стен выполнены из утепленных трехслойных панелей размером в плане 3×3 м; шаг несущих конструкций – 3 м; длина здания – 84 м. Район строительства: по снеговому покрову – V, по ветровому давлению – II.

Схему принимаем соответствующей типовым гнутоклееным рамам, разработанным ЦНИИЭПсельстрой. Уклон ригеля принимаем 1:1 (с учетом технологических особенностей здания). Внешний радиус кривизны в карнизном узле $r = 3,2$ м. Остальные размеры рамы показаны на рис. 49.

4.3.1. Выбор конструктивной схемы рамы и назначение основных размеров

Выбираем раму с прямолинейными клеефанерными элементами ригеля и стоек. Сопряжение ригеля со стойкой – цельноклееное с использованием гнутоклееных вставок. Поперечное сечение рамы принимаем двутавровым (см. рис. 49). Пояса прямолинейных участков ригеля и стоек – из четырех досок 2-го сорта толщиной (после отстрожки) 42 мм.

Полная высота пояса 168 мм. Ширина досок (после отстрожки) – 95 мм. В криволинейной части рамы (в карнизном узле) с целью уменьшения напряжений от гнуща предусматриваем гнутоклееные вставки из досок 1-го сорта меньшей, чем в прямолинейной части, толщины, составляющей после отстрожки 21 мм. Для гнутоклееной вставки принимаем 8 досок, т.е. общая высота пояса составит 168 мм. Гнутая вставка заводится в прямолинейную часть рамы на 163 см, где она соединяется на зубчатый шип с прямолинейным поясом.

Для уменьшения внутренних напряжений к клеевым швам, соединяющих пояса и фанерную стенку, в середине полупоясов предусматриваем пропилы глубиной 30 мм и шириной 5 мм. Поперечное сечение поясов постоянно на всю длину рамы. Полная высота поперечного сечения по длине рамы переменная. Высоту в гнутой части и наиболее напряженных участках назначаем в пределах $\frac{1}{30}l$ и, с учетом стандартных листов фанеры, принимаем $h=750$ мм (фанерный лист шириной 1525 мм с учетом обрезки кромок и распиловки пополам). Направление волокон рубашки – продольное. Фанера клееная березовая марки ФСФ сорта В/ВВ толщиной 12 мм. На основе рекомендаций, изложенных в подразд. 2,3, высоту сечения на опоре принимаем 400 мм ($\geq 0,4h$), в коньке – 350 мм ($\geq 0,3h$).

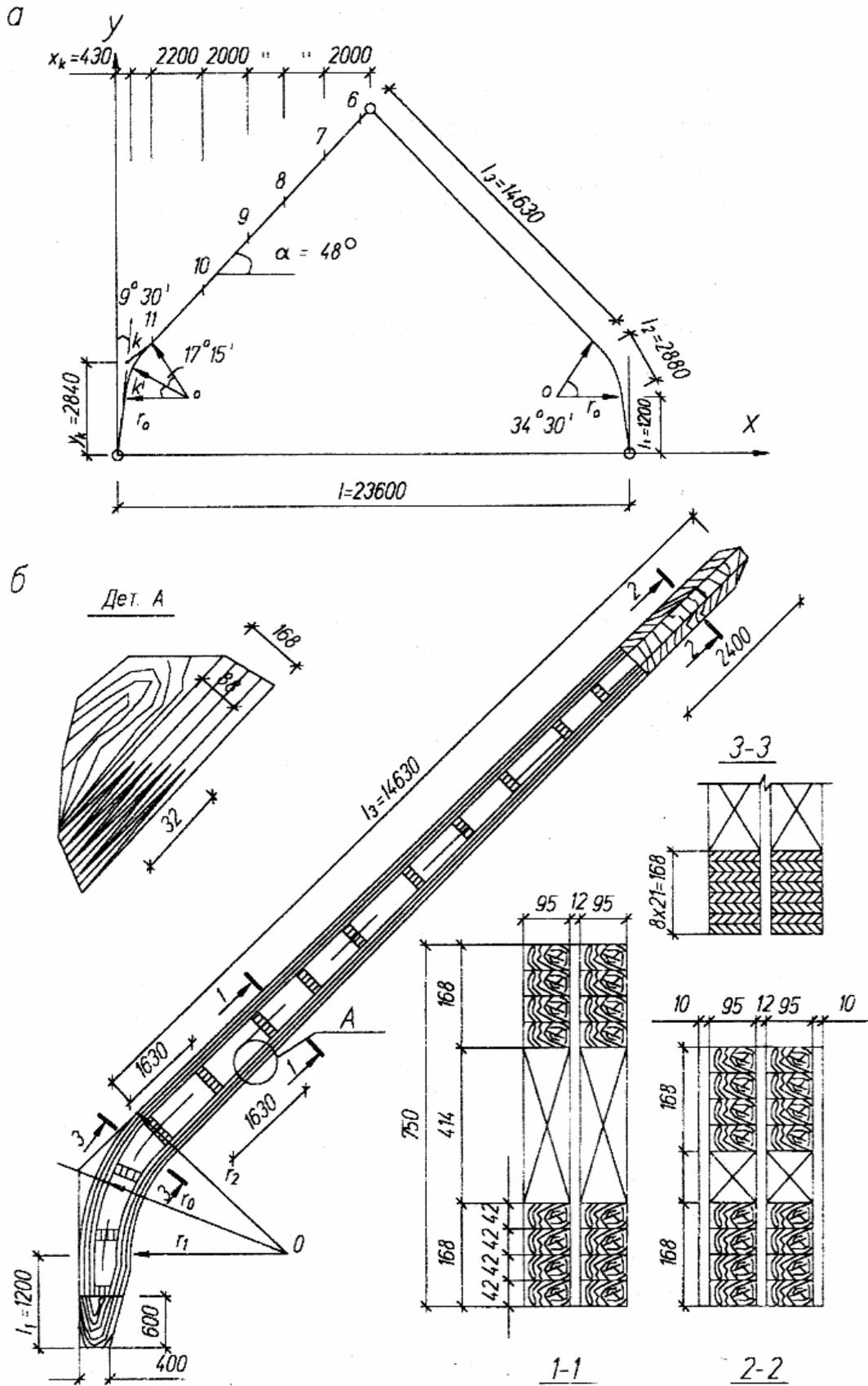


Рис. 49. Трехшарнирная клефанерная рама:
 а – геометрическая схема; б – общий вид

4.3.2. Сбор нагрузок и определение расчетных усилий

Результаты расчета нагрузок сводим в табличную форму (табл. 24).

Т а б л и ц а 2 4

Нагрузки на раму

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка q^n , кН·м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка q , кН·м ²
Постоянная нагрузка			
Панель без утеплителя	300	1,1	330
Утеплитель	150	1,2	180
Кровля	150	1,2	180
Собственно рама	380	1,1	418
Итого	980		1108≈1100
Временная нагрузка			
Снег ($p_{сн} = \mu \cdot p_{сн}^o = 0,43 \cdot 320 = 1400 \text{ Н/м}^2$)	980		1400
Ветер (II район)	300	1,4	420

Погонные расчетные нагрузки на раму равны:

– постоянная

$$q = 1100 \times 3 = 3300 \text{ Н} = 3,3 \text{ кН};$$

– временная (снеговая)

$$p = 1400 \times 3 = 4200 \text{ Н} = 4,2 \text{ кН};$$

– временная (ветровая) при $C=1$ (расчет действительных значений коэффициентов C заложен в программе для расчета рамы на ЭВМ)

$$q_v = 420 \times 3 = 1260 \text{ Н} = 1,26 \text{ кН}.$$

Статический расчет рамы выполнен на ЭВМ (на каждый вид нагружения). Определение усилий производим для 5-ти сечений по стойки и 7-ми сечений по ригелю (5 сечений по стойке принято в соответствии с требованием расчетной программы на ЭВМ).

Результаты статического расчета приведены в табл. 25. Там же приведены и расчетные усилия M , N и Q в сечениях рамы.

Таблица 25

Сводная таблица усилий в раме

Элемент конструкции	Номер сечения	Вид усилий	Усилия						Расчетные				
			от постоянной нагрузки $q=3,3$ кН/м	от снега $p=4,2$ кН/м			от ветра $q_v=1,26$ кН/м		с $K=1,0$		с $K=0,9$		
				слева	справа	по всему пролету	слева	справа	M_{\max}	N_{\max}	M_{\max}	N_{\max}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Стойка	1	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00
		N	-39,87	-36,55	-13,05	-50,41	2,70	-4,05	-	-90,28	-	-93,92	
		Q	-9,67	-4,24	-7,98	-12,23	9,00	7,86	-	-21,90	-	-14,83	
	2	M	-4,90	-2,15	-4,04	-6,19	4,43	-3,90	-11,01	-11,09	-14,60	-14,60	
		N	-39,87	-36,55	-13,85	-50,41	2,62	-4,00	-90,28	-90,28	-93,88	-93,88	
		Q	-9,67	-4,24	-7,98	-12,23	8,50	7,55	-21,90	-21,90	-15,40	-15,40	
	3	M	-9,80	-4,30	-8,09	-12,39	8,61	-7,65	-22,19	-22,19	-29,08	-29,08	
		N	-39,87	-36,55	-13,85	-50,41	2,54	-3,95	-90,28	-90,28	-93,84	-93,84	
		Q	-9,67	-4,24	-7,98	-12,23	8,00	7,24	21,90	21,90	-15,38	-15,38	
	4	M	-16,27	-7,14	-13,43	-20,57	13,75	-12,36	-36,84	-36,84	-47,96	-47,96	
		N	-39,87	-36,55	-13,85	-50,41	2,43	-3,88	-90,28	-90,28	-93,77	-93,77	
		Q	-9,67	-4,24	-7,98	-12,23	7,34	6,83	-21,90	-21,90	-15,75	-15,75	
	5	M	-9,15	-2,90	14,47	-11,57	18,20	-15,64	-23,60	-20,72	-37,67	-37,67	
		N	-39,43	-33,88	-15,97	-49,85	6,16	-6,93	-55,42	-89,28	-61,65	-61,67	
		Q	-11,32	14,39	-0,08	14,31	5,71	-4,24	11,23	25,63	7,41	7,41	
Ригель	6	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	
		N	-11,12	1,87	-15,94	-14,06	5,51	-6,66	-	-27,06	-	-33,05	
		Q	-11,54	-15,88	1,28	-14,59	-6,46	-5,26	-	-22,02	-	-16,75	
	7	M	26,62	37,37	-3,71	33,66	15,98	-13,09	53,99	60,28	74,63	-48,50	
		N	-15,90	-4,16	-15,94	-20,10	5,51	-6,66	-20,06	-36,00	-15,10	-42,00	
		Q	-6,93	-10,05	1,28	-8,76	-4,62	-3,81	-16,98	-15,69	-21,14	-19,12	

Окончание табл. 25

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
	8	<i>M</i>	39,96	57,95	-7,43	50,52	26,68	-21,99	97,91	90,42	116,13	70,63	
		<i>N</i>	-20,68	-10,21	-15,94	-26,15	5,51	-6,66	-30,89	-46,83	-24,92	-52,82	
		<i>Q</i>	-2,32	-4,22	1,28	-2,93	-2,79	-2,36	-6,54	-5,75	-9,05	-7,36	
	9	<i>M</i>	40,00	61,73	-11,14	50,58	32,07	-26,71	101,73	90,58	124,42	66,47	
		<i>N</i>	-25,47	-16,26	-15,94	-32,20	5,51	-6,66	-41,73	-57,67	-35,10	-60,44	
		<i>Q</i>	2,28	1,60	1,28	2,89	-0,95	-0,91	3,88	5,17	6,48	4,35	
	10	<i>M</i>	26,77	48,71	-14,86	33,84	32,18	-27,24	75,48	60,61	99,57	36,09	
		<i>N</i>	-30,26	22,31	-15,94	-38,25	5,51	-6,66	-52,57	68,51	-46,19	-74,50	
		<i>Q</i>	6,90	7,43	1,28	8,72	0,88	0,54	14,32	15,62	15,11	16,10	
	11	<i>M</i>	-3,13	14,98	-18,95	-3,96	26,17	-22,99	-22,08	7,09	-42,77	-13,60	
		<i>N</i>	-35,52	-28,96	-15,94	-44,91	5,51	-6,66	-51,46	-80,43	-57,45	-86,42	
		<i>Q</i>	11,97	13,85	1,28	-15,13	2,90	2,14	10,69	27,10	12,61	28,92	
	12	<i>M</i>	-9,15	2,90	-14,45	-11,57	18,20	-15,64	-23,60	-20,72	-37,67	-34,80	
		<i>N</i>	-39,48	-33,88	-15,99	-49,85	6,16	-5,93	-53,42	-89,28	-61,65	-95,54	
		<i>Q</i>	11,32	-14,39	-0,09	14,31	5,71	-4,24	11,23	25,63	7,41	21,81	
	Опорные реакции (кН)		$V_A=37,75$ $V_B=37,75$ $H_A=H_B=$ $=16,01$	$V_A=35,38$ $V_B=12,37$ $H_A=H_B=$ $=10,13$	$V_A=12,37$ $V_B=35,38$ $H_A=H_B=$ $=10,13$	$V_A=47,75$ $V_B=47,75$ $H_A=H_B=$ $=20,26$	$V_A=1,2$ $V_B=2,72$ $H_A=H_B=$ $=8,42$	$V_A=2,72$ $V_B=-1,2$ $H_A=H_B=$ $=-9,32$					

4.3.3. Конструктивный расчет рамы

Прежде чем приступить к конструктивному расчету рамы, выбираем из СНиП [1, табл. 3, 10 и 11] основные расчетные характеристики используемых материалов:

– для поясов гнутоклееных вставок – древесина (сосна) 1-го сорта:

$R_{\text{д}} = 12$ МПа – расчетное сопротивление растяжению;

$R_{\text{с}} = 14$ МПа – расчетное сопротивление сжатию;

$E_{\text{дд}} = 10^4$ МПа – модуль упругости;

– для поясов прямолинейных элементов ригеля и стоек – древесина (сосна) 2-го сорта:

$R_{\text{д}} = 9$ МПа – расчетное сопротивление растяжению;

$R_{\text{с}} = 13$ МПа – расчетное сопротивление сжатию;

– для фанерной стенки – фанера клееная березовая марки ФСФ сорта В/ВВ семислойная толщиной более 8 мм:

$R_{\text{фс90}} = 8,5$ МПа – расчетное сопротивление фанеры сжатию в направлении, перпендикулярном к волокнам рубашки;

$R_{\text{фск}} = 0,8$ МПа – расчетное сопротивление фанеры скалыванию между шпонами;

$R_{\text{фсд}} = 6$ МПа – расчетное сопротивление фанеры срезу и плоскости листа;

$E_{\text{ф}} = 0,9 \cdot 10^4$ МПа – модуль упругости.

Подсчитываем коэффициент $\eta = \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} = 0,9$.

Необходимые коэффициенты условий работы, рекомендуемые СНиП [1], приведены ниже в соответствующих расчетах.

Проверка прочности сечений

Проверка прочности принятых сечений рамы на действие нормальных напряжений

В сечении 4, находящемся (см. рис. 49) в криволинейной части рамы, расчетные усилия равны: $M = 36,84$ кН·м, $N = 90,28$ кН (см. табл. 25).

Основные геометрические характеристики сечения:

– наружный радиус $r_2 = 3200$ мм;

– радиус центральной линии сечений $r = 3200 - 750/2 = 2825$ мм;

– внутренний радиус $r_1 = 3200 - 750 = 2450$ мм;

– расстояние до нейтральной оси

$$z_0 = \frac{J_{\text{пр}}}{A_{\text{пр}} r} = \frac{0,0024364}{0,07356 \cdot 2,825} = 0,0117 \text{ м} = 11,7 \text{ мм};$$

- радиус нейтрального слоя $r_0 = r - z_0 = 2825 - 11,7 = 2813,3$ мм;
- радиус внутренней кромки верхнего пояса $r_{\text{вв}} = 3200 - 168 = 3032$ мм;
- радиус внутренней кромки нижнего пояса $r_{\text{нн}} = 2450 + 168 = 2618$ мм;
- приведенная площадь и момент инерции:

$$A_{\text{пр}} = 2 \cdot 0,19 \cdot 0,168 + 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,012 \cdot 0,75 = 0,07356 \text{ м}^2;$$

$$J_{\text{пр}} = 2 \left[\frac{0,19 \cdot 0,168^3}{12} + 0,19 \cdot 0,168 \left(\frac{0,75 - 0,168}{2} \right)^2 \right] +$$

$$+ 1,2 \cdot 0,9 \frac{0,012 \cdot 0,75^3}{12} = 0,0060114 \text{ м}^4,$$

где 1,2 – коэффициент увеличения модуля упругости фанеры при изгибе ее в плоскости листа;

0,9 – отношение модулей упругости фанеры и древесины.

Находим отношение $r/h = 2825/750 = 3,77 < 7$, следовательно, имеет место гнутоклееный элемент с малым отношением r/h и в расчетах необходимо учитывать кривизну элемента.

Прочность поясов в таких случаях проверяем по формулам (87) и (88):

– для верхнего пояса

$$\sigma_B = -\frac{0,09028}{0,07356} + \frac{0,03684 \cdot (3,2 - 2,8133)}{0,07356 \cdot 0,0117 \cdot 3,2} = -1,23 + 5,17 =$$

$$= 3,94 \text{ МПа} < m_{\text{гн}} R_p = 0,6 \cdot 12,0 = 7,4 \text{ МПа},$$

где $m_{\text{гн}} = 0,6$ [1, табл. 9] при $\frac{r}{\delta} = \frac{3032}{21} = 144$;

– для нижнего пояса

$$\sigma_H = \frac{0,09028}{0,07356} + \frac{0,03684 \cdot (2,8133 - 2,45)}{0,07356 \cdot 0,0117 \cdot 2,45} = 1,23 + 6,35 =$$

$$= 7,58 \text{ МПа} < m_{\text{гн}} m_{\text{сл}} m_{\delta} R_c = 0,6 \cdot 1,07 \cdot 1,0 \cdot 14 = 8,98 \text{ МПа},$$

где $m_{\text{гн}} = 0,6$ (принято приближенно, как для верхнего пояса);

$m_{\text{сл}} = 1,07$ [1, табл.8] при $\delta = 21$ мм;

$m_{\delta} = 1,0$ [1, табл.7] при $h < 50$ см.

Для проверки прочности фанерной стенки на действие радиальных напряжений подсчитываем $\sigma_{\text{м}}$ по формуле (90):

$$\sigma_{\text{м}} = \frac{0,09028}{0,07356} \ln \frac{2,618}{2,45} + \frac{0,03684}{0,07356 \cdot 0,0117} \times$$

$$\times \left(\ln \frac{2,45}{2,618} + \frac{2,8133(1,618 - 2,45)}{2,45 \cdot 2,618} \right) = 0,08139 + 0,3151 = 0,3965 \text{ МПа}.$$

По формулам (89) проверяем прочность фанерной стенки на действие максимальных сжимающих напряжений и прочность клеевых швов между шпонами фанеры на скалывание:

$$\sigma_{ro} = \frac{0,09028}{0,07356} \ln \frac{2,8133}{2,45} + \frac{0,03684}{0,07356 \cdot 0,0117} \left(\ln \frac{2,45}{2,8133} + \frac{2,8133 - 2,45}{2,45} \right) + 0,3965 \frac{0,202 - 0,012}{0,012} = 0,17 + 0,429 + 6,27 = 6,88 \text{ МПа} < R_{\text{фс90}} = 8,5 \text{ МПа};$$

$$\tau = 0,3965 \cdot \frac{0,202 - 0,012}{(0,168 - 0,05) \cdot 2} = 0,23 \text{ МПа} < R_{\text{фск}}^{\text{ср}} = 0,61 \text{ МПа},$$

$$\text{где } R_{\text{фск}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{фск}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{ск}}}{e}} = \frac{0,8}{1 + 0,15 \frac{0,168}{0,5 \cdot 0,168}} = 0,61 \text{ МПа}.$$

Результаты проверочных расчетов показывают, что сечение удовлетворяет требованиям прочности.

Наибольшие усилия в раме возникают в **сечении 9**, отстоящем на расстоянии 8,64 м от конькового узла. Сечение находится в прямолинейной части ригеля. Высота сечения

$$h_9 = h - \frac{h - h_{\text{к}}}{l_4} d = 0,75 - \frac{0,75 - 0,35}{13} 4,36 = 0,616 \text{ м};$$

здесь $d = 4,36 \text{ м}$ – расстояние от места изменения высоты сечения до рассматриваемого сечения 9;

l_4 – длина ригеля рамы с переменной высотой.

Расчет этого сечения произведем с учетом и без учета действия ветровой нагрузки.

Без учета действия ветровой нагрузки расчетные усилия равны: $M = 101,73 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = 41,73 \text{ кН}$ (см. табл. 25).

Геометрические характеристики сечения:

$$A_{\text{пр}} = 20,19 \cdot 0,168 + 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,012 \cdot 0,616 = 0,071823 \text{ м}^2;$$

$$J_{\text{пр}} = 2 \left[\frac{0,19 \cdot 0,168^3}{12} + 0,19 \cdot 0,168 \left(\frac{0,616 - 0,168}{2} \right)^2 \right] +$$

$$+ 1,2 \cdot 0,9 \frac{0,012 \cdot 0,616^3}{12} = 0,0036055 \text{ м}^4;$$

$$W_{\text{пр}} = \frac{2 \cdot 0,0036055}{0,616} = 0,011706 \text{ м}^3;$$

$$r_{\text{прх}} = \sqrt{\frac{J_{\text{пр}}}{F_{\text{пр}}}} = \sqrt{\frac{0,0036055}{0,071823}} = 0,224 \text{ м.}$$

Гибкость рамы в плоскости системы

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_{\text{прх}}} = \frac{l_1 + l_2 + l_3}{r_{\text{прх}}} = \frac{1,2 + 2,88 + 14,63}{0,224} = 83,5.$$

Коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_x^2 N}{3000 R'_c F_{\text{пр}}} = 1 - \frac{83,5^2 \cdot 0,04173}{3000 \cdot 12,35 \cdot 0,07356} = 0,89,$$

где $R'_c = m_{\text{сл}} m_0 R_c = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 13,0 = 12,35$ МПа;

$A_{\text{пр}} = 0,07356 \text{ м}^2$ – принято как для сечения с наибольшей высотой.

Проверяем по формулам (84) и (85) прочность поясов:

– **сжатого пояса**

$$\frac{0,04173}{0,071823} + \frac{0,10173}{0,89 \cdot 0,011706} = 0,58 + 9,76 = 10,34 \text{ МПа} < R'_c = 12,35 \text{ МПа};$$

– **растянутого пояса**

$$-\frac{0,04173}{0,071823} + \frac{0,10173}{0,89 \cdot 0,011706} = -0,58 + 9,76 = 9,18 \text{ МПа} \approx R'_p = 9,0 \text{ МПа}.$$

Прочность сечения обеспечена.

(Небольшое двухпроцентное перенапряжение можно допустить, так как имеет место не чистое растяжение, а растяжение при изгибе).

С учетом действия ветровой нагрузки в сечении 9 расчетные усилия $M = 124,42 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = 35,1 \text{ кН}$.

Геометрические характеристики сечения приведены выше.
Коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{83,5^2 \cdot 0,0351}{3000 \cdot 1,2 \cdot 12,35 \cdot 0,07356} = 0,925,$$

где 1, 2 – коэффициент m_b к расчетному сопротивлению R'_c , учитывающий кратковременный характер ветровых нагрузок.

Проверяем прочность:

– сжатого пояса

$$\begin{aligned} \frac{0,0351}{0,071823} + \frac{0,12441}{0,925 \cdot 0,011706} &= 0,49 + 11,49 = \\ &= 12 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 12,35 = 14,82 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

– растянутого пояса

$$-0,49 + 11,49 = 11 \text{ МПа} \approx 1,2 \cdot 9 = 10,8 \text{ МПа.}$$

Прочность сечения обеспечена, хотя так же, как и при первом сочетании нагрузки, имеет место небольшое перенапряжение растянутого пояса рамы, которым можно пренебречь.

Проверка прочности фанерной стенки на срез

Наибольшая поперечная сила $Q = 27,1$ кН действуют в карнизной части, т.е. на участке с постоянной высотой сечения (см. рис. 49, сечение II).

Касательные напряжения в сечении

$$\tau = \frac{QS_{\text{пр}}^{\text{пс}}}{J_{\text{пр}} \delta_{\text{ф}}} = \frac{0,0271 \cdot 0,0102}{0,0060114 \cdot 0,012} = 3,38 \text{ МПа} < R_{\text{фск}} = 6 \text{ МПа,}$$

$$\text{где } S_{\text{пр}}^{\text{пс}} = 0,19 \cdot 0,168 \cdot \frac{0,75 - 0,168}{2} + 1,2 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,012 \cdot 0,75^2}{8} = 0,0102 \text{ м}^3.$$

Условие прочности выполняется.

Для других сечений (кроме опорных), ввиду явно небольшой величины поперечной силы и отсутствия резкого изменения высоты, проверку прочности фанеры на срез можно не производить.

Проверяем прочность фанерной стенки на срез в опорном сечении стойки. Расчет выполняем без учета работы опорных вклеек в торцах стоек рамы. Поперечная сила в сечении $Q = 21,90$ кН. Высота сечения $h_{\text{оп}} = 0,4$ м, $h'_{\text{оп}} = 0,40 - 0,168 = 0,232$ м.

Геометрические характеристики сечения:

$$S_{\text{пр}}^{\text{пс}} = 0,19 \cdot 0,168 \cdot \frac{0,232}{2} + 1,2 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,012 \cdot 0,4^2}{8} = 0,0039619 \text{ м}^3;$$

$$J_{\text{пр}} = 2 \left[\frac{0,19 \cdot 0,168^3}{12} + 0,19 \cdot 0,168 \cdot \left(\frac{0,232}{2} \right)^2 \right] + 1,2 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,012 \cdot 0,4^3}{12} = \\ = 0,0010781 \text{ м}^4.$$

Касательные напряжения в сечении

$$\tau = \frac{0,0219 \cdot 0,0039619}{0,0010781 \cdot 0,012} = 6,7 \text{ МПа} > R_{\text{фск}} = 6 \text{ МПа.}$$

Прочность сечения не обеспечена.

Для обеспечения прочности опорного сечения предусматриваем усиление концов стоек приклеиванием дополнительных листов фанеры толщиной 10 м. Прочность сечения тогда будет вполне обеспечена, так как суммарная толщина стенки увеличится с 12 до 32 мм, а перенапряжение при толщине стенки 12 мм составит всего 0,7 МПа, т.е. $\approx 10\%$.

Длину дополнительных фанерных наклеек определяем из условия возможности восприятия поперечной силы одной фанерной стенкой. Учитывая, что поперечная сила по длине стойки постоянная, и пренебрегая (в первом приближении) моментом инерции пояса и стенки относительно собственных осей, из условия прочности фанерной стенки на срез найдем требуемую высоту сечения стойки:

$$h_x = h'_x + h_{\text{п}} = \frac{Q}{R_{\text{сп}} \delta_{\text{ф}}} + h_{\text{п}} = \frac{0,0219}{6 \cdot 0,012} + 0,168 = 0,472 \text{ м.}$$

С другой стороны,

$$h_x = h_{\text{оп}} + x \operatorname{tg} \beta = h_{\text{оп}} + x \frac{h - h_{\text{оп}}}{l_1}.$$

Тогда

$$x = \frac{h_x - h_{\text{оп}}}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{0,472 - 0,4}{0,29} = 0,25 \text{ м.}$$

Принимаем длину наклейки на всю длину опорного вкладыша, т.е. равной 60 см (> 25 см). Если опорный вкладыш будет надежно приклеен к поясам и к стенке, то с учетом работы его на скалывание дополнительные листы фанеры наклеивать не нужно.

Проверяем прочность фанерной стенки на срез в коньковом узле. Расчет ведем аналогично вышеприведенному расчету опорного сечения рамы. Поперечная сила $Q=27,42$ кН. Высота сечения $h_{\text{к}}=0,35$ м, $h'_k=0,35-0,168=0,182$ м.

Геометрические характеристики сечения:

$$S_{\text{пр}}^{\text{пс}} = 0,19 \cdot 0,168 \cdot \left(\frac{0,182}{2} \right)^2 + 1,2 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,012 \cdot 0,35^2}{8} = 0,002268 \text{ м}^3;$$

$$J_{\text{пр}} = 2 \left[\frac{0,19 \cdot 0,168^3}{12} + 0,19 \cdot 0,168 \cdot \left(\frac{0,182}{2} \right)^2 \right] + 1,2 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,012 \cdot 0,35^3}{12} = 0,0007248 \text{ м}^4.$$

Касательные напряжения в сечении

$$\tau = \frac{0,02742 \cdot 0,002268}{0,0007248 \cdot 0,012} = 7,15 \text{ МПа} > R_{\text{фср}} = 6 \text{ МПа.}$$

Прочность стенки не обеспечена.

Усиление конькового узла выполняем аналогично усилению опорного. Тогда геометрические характеристики усиленного сечения будут равны:

$$S_{\text{пр}}^{\text{пс}} = 0,19 \cdot 0,168 \cdot \frac{0,182}{2} + 1,2 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,032 \cdot 0,35^2}{8} = 0,002840 \text{ м}^3;$$

$$J_{\text{пр}} = 2 \cdot 0,000075 + 0,19 \cdot 0,168 \left(\frac{0,182}{2} \right)^2 + 1,2 \cdot 0,9 \frac{0,032 \cdot 0,35^3}{12} = 0,0008020 \text{ м}^4.$$

Прочность усиленного сечения на срез фанерной стенки при

$$\tau = \frac{0,02742 \cdot 0,002840}{0,0008020 \cdot 0,032} = 3,03 \text{ МПа} < R_{\text{фср}} = 6 \text{ МПа.}$$

обеспечена.

Длину фанерных наклеек усиления принимаем равной 2400 мм на две панели. В месте их обрыва, т.е. на расстоянии 2400 мм от конька, касательные напряжения

$$\tau = \frac{QS_{\text{пр}}^{\text{пс}}}{J_{\text{пр}} \delta_{\text{ф}}} = \frac{0,01698 \cdot 0,004376}{0,001278 \cdot 0,012} = 4,85 \text{ МПа} < R_{\text{фср}} = 6 \text{ МПа,}$$

где $Q=0,01698$ МН – поперечная сила в сечении;

$$S_{\text{пр}}^{\text{пс}} = 0,19 \cdot 0,168 \frac{0,256}{2} + 1,2 \cdot 0,9 \frac{0,012 \cdot 0,424^2}{8} = 0,004375 \text{ м}^3;$$

$$J_{\text{пр}} = 2 \cdot 0,000075 + 0,19 \cdot 0,168 \left(\frac{0,182}{2} \right)^2 + 1,2 \cdot 0,9 \frac{0,012 \cdot 0,424^3}{12} = 0,001278 \text{ м}^4;$$

$$h_x = h_{\text{оп}} + x \frac{h - h_x}{l_3} = 0,35 + 2,40 \frac{0,75 - 0,35}{13,00} = 0,424 \text{ м;}$$

$$h'_x = 0,424 - 0,168 = 0,256 \text{ м.}$$

Следовательно, прочность сечения обеспечена без усиления дополнительными листами фанеры.

Проверяем клеевые швы между шпонами фанеры на скалывание по формуле (57) (для проверки принято сечение II по рис.49):

$$\tau = \frac{0,0271 \cdot 0,0092887}{0,0060114 \cdot 2 \cdot 0,168} = 0,125 \text{ МПа} < R_{\text{фск}} = 0,8 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

Проверяем (см. рис. 49) прочность фанерной стенки по главным напряжениям. Выполним эту проверку для **сечения 9**, в котором усилия в раме наибольшие и для которого уже рассчитаны геометрические характеристики.

Имеем:

$$A_{\text{пр}} = 0,071823 \text{ м}^2; J_{\text{пр}} = 0,0036055 \text{ м}^4;$$

$$h_9 = 0,616 \text{ м}; h'_9 = 0,448 \text{ м}; h''_9 = 0,28 \text{ м};$$

$$S_{\text{пр}} = 0,19 \cdot 0,168 \frac{0,0448}{2} + 1,2 \cdot 0,9 \frac{0,012 \cdot 0,616^2}{8} = 0,007765 \text{ м}^3;$$

$$M = 101,73 \text{ кН}; N = 41,73 \text{ кН}; Q = 3,88 \text{ кН.}$$

Приводя значения геометрических характеристик A , J , S к материалу (фанера), получим:

$$A_{\text{пр.ф}} = \frac{A_{\text{пр}} E_{\text{др}}}{K E_{\text{ф}}} = \frac{0,071823}{1,2 \cdot 0,9} = 0,0665 \text{ м}^2;$$

$$J_{\text{пр.ф}} = \frac{0,0036055}{1,2 \cdot 0,9} = 0,0033384 \text{ м}^4;$$

$$S_{\text{пр.ф}} = \frac{0,007765}{1,2 \cdot 0,9} = 0,0071898 \text{ м}^3.$$

По формулам (81) и (82) определяем напряжения:

$$\sigma_0 = -\frac{0,04173}{0,0665} \mp \frac{0,10173}{0,89 \cdot 0,0033384} \frac{0,28}{2} = -0,62 \mp 4,77 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned}\sigma_0^{\min} &= -0,62 - 4,77 = -5,39 \text{ МПа}; \\ \sigma_0^{\max} &= -0,62 + 4,77 = 4,15 \text{ МПа}; \\ \tau_0 &= \frac{0,00388 \cdot 0,0071898}{0,0033384 \cdot 0,012} = 0,69 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Главные сжимающие напряжения

$$\sigma_{\text{гл}}^c = -\frac{5,39}{2} - \sqrt{\left(\frac{5,39}{2}\right)^2 + 0,69^2} = 5,47 \text{ МПа} < R_{\text{фс}\alpha} = 9,5 \text{ МПа};$$

главные растягивающие напряжения

$$\sigma_{\text{гл}}^p = \frac{4,15}{2} + \sqrt{\left(\frac{4,15}{2}\right)^2 + 0,62^2} = 4,25 \text{ МПа} < R_{\text{фр}\alpha} = 11,5 \text{ МПа},$$

где $R_{\text{фс}\alpha} = 9,5 \text{ МПа}$ и $R_{\text{фр}\alpha} = 11,5 \text{ МПа}$ приняты по [1, рис.17] при

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} \left(\arctg \frac{2 \cdot 0,69}{5,39} \right) = 7,2^\circ, \quad \alpha_2 = \frac{1}{2} \left(\arctg \frac{2 \cdot 0,69}{4,15} \right) = 9,2^\circ.$$

Прочность фанерной стенки по главным напряжениям обеспечена.

Аналогичную проверку следует провести и для других сечений, где нормальные и касательные напряжения в стенке могут оказаться большими, чем в рассмотренном сечении.

Для окончательной проверки несущей способности запроектированной клеefанерной рамы следует сделать расчет устойчивости фанерной стенки по формуле (62), но в виду небольшой высоты фанерной стенки (в свету между поясами) устойчивость ее заведомо обеспечена, поэтому проверку по формуле (62) можно не производить. (Порядок расчета см. в подразд. 4.1).

Проверка устойчивости

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования рамы. Покрытие по рамам выполняется из панелей размером 3×3 м. Панели прикрепляются к рамам по углам, что препятствует потере устойчивости рамы из плоскости в этих точках совместно с элементами связей. Анализируя характер эпюр изгибающих моментов, нетрудно заметить, что основная часть ригеля находится в зоне положительными, а стойка и гнутая часть рамы – в зоне с отрицательными изгибающими моментами. Поскольку длина участка рамы с отрицательными изгибающими моментами сравнительно невелика, можно считать, что связи покрытия находятся в сжатой зоне. Тогда за расчетную длину из

плоскости рамы принимаем расстояние между точками раскрепления, т.е. $l_y = 3$ м.

Значения гибкости рамы и сжатого пояса на участке между связями, т.е. на длине l_y , для двутаврового сечения мало отличаются, поэтому гибкость находим по формуле

$$\lambda_y \approx \frac{l_y}{0,289b} = \frac{3,0}{0,289 \cdot 0,202} = 41,4.$$

При гибкости $\lambda_y < 70$ коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{51,4}{100} \right)^2 = 0,79.$$

По формуле (55) проверяем устойчивость для наиболее напряженного участка рамы вблизи сечения 9 (см. рис. 16):

$$\begin{aligned} & \frac{0,04173}{0,071823 \cdot 0,79 \cdot 12,35} + \frac{0,10173}{0,89 \cdot 0,79 \cdot 0,011706 \cdot 12,35} = \\ & = 0,05955 + 1,0008 = 1,06 \approx 1. \end{aligned}$$

Небольшое перенапряжение ($1,06 > 1,0$) можно допустить, учитывая, что на рассматриваемом участке $l_y = 3$ м, находящемся на длине ригеля от 6 до 9 м (от конька), значение момента $M=0,10173$ мН·м принято максимальным, а геометрические характеристики $A_{\text{пд}}$ и $W_{\text{пд}}$ подсчитаны для сечения, отстоящего от конька на 8,64 м, т.е. имеющего не максимальную высоту (максимальная высота сечения для данного расчетного участка будет в сечении, отстоящем на 9 м от конька). (По СНиП [1] рекомендуется вводить максимальную высоту сечения).

Проверку устойчивости рамы из плоскости по формуле (94) можно не производить, ввиду небольшого значения продольной сжимающей силы N , о чем говорит первое слагаемое в вышеприводимой формуле проверки устойчивости.

Таким образом, принятые сечения рамы удовлетворяют всем расчетным проверкам по прочности и устойчивости.

Расчет узлов

Для полного завершения процесса проектирования рамы необходимо выполнить расчет опорного и конькового узлов.

Опорный узел выполняется с применением сварного металлического башмака (рис. 39). Для обеспечения лучшей шарнирности и экономии металла сварного башмака с обеих сторон опорного сечения рамы предусматриваются подрезки на 5 см с каждой стороны. Тогда

высота опорного сечения рамы, непосредственно соприкасающегося с горизонтальной опорной плитой башмака, равна

$$h_{\text{см}} = h_{\text{оп}} - 2 \cdot 0,05 = 0,40 - 0,1 = 0,3 \text{ м.}$$

В узле действуют расчетные усилия:

– опорная реакция $V_A = 37,75 + 47,75 = 85,5$ кН;

– распор $H = 16,01 + 20,26 = 36,27$ кН.

Проверяем опорное сечение рамы на смятие. С учетом вклеенных опорных вкладышей сечение принимаем сплошным деревянным, тогда

$$A_{\text{смпр}} = 0,19 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,012 \cdot 0,3 = 0,06024 \text{ м}^2.$$

Проверяем сечение на смятие:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{V_A}{A_{\text{смпр}}} = \frac{0,0855}{0,06024} = 1,42 \text{ МПа} < R_{\text{см}} = 12,5 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

Определяем высоту башмака h_6 по формуле

$$h_6 = \frac{H}{bR_{\text{см90}}} = \frac{0,03627}{0,222 \cdot 3} = 0,06 \text{ м.}$$

Принимаем высоту башмака $h_6 = 0,12 \text{ м} > 0,06 \text{ м}$, чтобы снизить напряжения на упорную (вертикальную) пластину. Напряжения смятия под упорной пластиной

$$\sigma \geq \frac{H}{bh_6} = \frac{0,03627}{0,222 \cdot 0,12} = 1,5 \text{ МПа.}$$

Вертикальную пластину башмака, воспринимающую распор, рассчитываем на изгиб как балку с пролетом l_p , частично защемленную на опорах.

Максимальный изгибающий момент в пластине:

$$M = \frac{ql_p^2}{16} = \frac{\sigma h_6 l_p^2}{16} = \frac{1,5 \cdot 0,12 \cdot 0,227^2}{16} = 0,00058 \text{ мН} \cdot \text{м.}$$

Определяем требуемую толщину пластинки

$$\delta_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6M}{h_6 R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0058}{0,12 \cdot 210}} = 0,017 \text{ м} = 11,7 \text{ мм.}$$

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

Боковые пластины башмака принимаем такой же толщины, т.е. $\delta_{\text{пл}} = 12 \text{ мм}$.

Башмак крепится к фундаменту двумя болтами, работающими на срез и растяжение. Срезающее усилие на болт

$$N_{\text{ср}} = \frac{H}{2} = \frac{36,27}{2} = 18,135 \text{ кН}.$$

Из условия восприятия этого усилия необходимо поставить болт диаметром

$$d_6 \geq \sqrt{\frac{4N_{\text{ср}}}{\pi R_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,018135}{3,14 \cdot 160}} = 0,012 \text{ м} = 12 \text{ мм}.$$

Принимаем болты диаметром 16 мм.

Растягивающее усилие в болте находим из условия равновесия башмака под действием распора H и реактивных сил под опорной плитой башмака:

$$N_p = \frac{M}{\frac{2}{3}h_{\text{см}} \cdot 2} = \frac{2,1762}{\frac{2}{3}0,3 \cdot 2} = 5,44 \text{ кН},$$

где $M = H \frac{h_6}{2} = 36,27 \frac{0,12}{2} = 2,1762 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – изгибающий момент, вызываемый распором H .

Напряжения растяжения в пределах нарезки

$$\sigma_p = \frac{N_p}{A_{\text{нт}}} = \frac{0,00544}{0,0001408} = 38,6 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа},$$

где $A_{\text{нт}} = 0,0001408 \text{ м}^2$ – площадь нетто поперечного сечения болта.

Толщину опорной плиты определяем из условия смятия ее под анкерными болтами:

$$t \geq \frac{H}{2d_6 R_{\text{см}}} = \frac{0,03627}{2 \cdot 0,016 \cdot 335} = 0,004 \text{ м}.$$

Принимаем $t = 12 \text{ мм}$. Остальные пластины башмака принимаем толщиной $t = 12 \text{ мм}$.

Коньковой узел рамы принимаем выполненным согласно рис. 39.

В коньковом узле предусматриваем подрезки краевых зон ригелей полурам, с учетом которых высота ригеля по вертикали будет равной 0,25 м.

Проверяем площадь контакта полурам на смятие:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{H}{ba_{\text{см}}} = \frac{0,03627}{0,222 \cdot 0,25} = 0,65 \text{ МПа} < R_{\text{см}\alpha} = 4 \text{ МПа},$$

где $R_{\text{см}\alpha} = 4 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление древесины смятию под углом $\alpha = 45^\circ$.

Предусматриваем для конькового узла парные деревянные наклад-ки размером 960×170×100 мм, прикрепляемые болтами диаметром 16 мм. На накладки действует поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки

$$Q = \frac{pl}{8} = \frac{4,2 \cdot 23,6}{8} = 12,39 \text{ кН.}$$

Из условия расстановки болтов в накладке назначаем размеры (см. рис. 39):

$$l_1 = 240 \text{ мм, } l_2 = 720 \text{ мм.}$$

Несущую способность одного среза одного болта [1, табл.17] определяем из условия недопущения смятия накладок и изгиба болта, т.е.

$$T_{\text{сма}} = 0,8adK_\alpha = 0,8 \cdot 10 \cdot 1,6 \cdot 0,6 = 7,65 \text{ кН;}$$

$$T_{\text{и}} = (1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{K_\alpha} = (1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 10^2) \sqrt{0,6} = 6,168 \text{ кН;}$$

$$(> 2,5d^2 \sqrt{K_\alpha} = 4,59 \text{ кН}),$$

где $K_\alpha = 0,6$ – коэффициент, учитывающий передачу усилия болтом под углом $\alpha = 90^\circ$ к волокнам древесины.

За несущую способность одного среза болта принимаем наименьшую величину $T = 4,59$ кН. Поскольку болт двухсрезный, его несущая способность

$$T_6 = 2T_{\text{мин}} = 2 \cdot 4,59 = 9,18 \text{ кН.}$$

Усилия, приходящиеся на каждый ряд вертикальных болтов:

$$T_1 = Q \frac{e_2}{e_2 - e_1} = 12,39 \frac{0,72}{0,72 - 0,24} = 18,2 \text{ кН;}$$

$$T_2 = Q \frac{e_1}{e_2 - e_1} = 12,39 \frac{0,24}{0,72 - 0,24} = 6,2 \text{ кН.}$$

Определяем требуемое количество болтов:

в первом ряду

$$n_1 \geq \frac{T_1}{T_6} = \frac{18,2}{9,18} \approx 2 \text{ (принимаем 2 болта);}$$

во втором ряду

$$n_2 \geq \frac{T_2}{T_6} = \frac{6,2}{9,18} \approx 0,7 \text{ (принимаем 1 болт).}$$

Проверяем накладку на изгиб. Изгибающий момент в накладке

$$M = \frac{1}{2} T_2 \frac{e_2 - e_1}{2} = \frac{1}{2} 0,0062 \frac{0,72 - 0,24}{2} = 0,000744 \text{ мН} \cdot \text{м.}$$

Момент сопротивления (без учета ослабления отверстием под болт)

$$W = \frac{0,1 \cdot 0,17^2}{6} = 0,0004816 \text{ м}^3.$$

Нормальные напряжения изгиба в накладке

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,000744}{0,0004816} = 1,6 \text{ МПа} < R_{\text{н}} = 13 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В пособии рассмотрены примеры проектирования клееных деревянных конструкций, которые имеют наибольшее применение как в практике строительства, так и при разработке студентами курсовых и дипломных проектов. Все рассмотренные примеры охватывают одну группу несущих конструкций – сплошных, плоскостных. Эта группа несущих конструкций преобладает над плоскостными сквозными и пространственными, хотя для раскрытия более широких возможностей применения деревянных конструкций, а также для более полного освоения студентами материала по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» желательно иметь пособие, в котором нашли бы отражение эти вопросы.

Опыт преподавания показал, что современные студенты очень заинтересованы и нуждаются в практических пособиях, где имеются конкретные примеры проектирования тех конструкций, которые они используют в курсовых или дипломных проектах. При современных широких сферах информатизации и компьютерной техники студенты могут воспользоваться далеко не теми источниками, которые правильно отвечают на интересующие студента вопросы. С этой целью подобные пособия должны оказать действенную роль в процессе подготовки специалиста и прежде всего в правильном квалификационном представлении изученного материала.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП П-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции [Текст]. – М.: Стройиздат, 1982. – 65 с.
2. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП П-25-80 [Текст]. – М., 2011.
3. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* [Текст]. – М., 2011.
4. СНиП П-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции [Текст]. – М.: Стройиздат, 1990. – 94 с.
5. СНиП 2-01-07-85*. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия [Текст]. – М.: Стройиздат, 1986. – 60 с.
6. Гапоев, М.М. Конструкции из дерева и пластмасс [Текст] / М.М. Гапоев [и др.]. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 438 с.
7. Индустриальные деревянные конструкции [Текст]: учеб. пос. для вузов / под ред. Ю.В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1991. – 251 с.
8. Вдовин, В.М. Распределение сосредоточенного давления в клефанерных конструкциях [Текст] / В.М. Вдовин // Облегченные конструкции покрытий зданий: сб. – Ростов н/Д: Ростовский инж.-строит. ин-т, 1979. – С.16–26.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Т а б л и ц а 1П

Сортамент пиломатериалов (ГОСТ 8486–86*Е)

Толщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	-	-	-	-	-
16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
19	75	100	125	150	175	-	-	-	-
22	75	100	125	150	175	200	225	-	-
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	-	100	125	150	175	200	225	250	275
125	-	-	125	150	175	200	225	250	-
150	-	-	-	150	175	200	225	250	-
175	-	-	-	-	175	200	225	250	-
200	-	-	-	-	-	200	225	250	-
250	-	-	-	-	-	-	-	250	-

П р и м е ч а н и е . При необходимости могут быть изготовлены брусковые заготовки с размерами, получаемыми путем распиловки досок на несколько равных частей, согласно ГОСТ 9685-61*.

Т а б л и ц а 2П

Сортамент и плотность фанеры

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность, кгс/м ³	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Строительная фанера марок ФСФ и ФК	2440	1525	1,5; 2; 2,5	березовая – 700; лиственничная - 650	3916-69*
	2440	1220	3		
	2135	1525	4		
	1830	1220	5		
	<u>1525</u>	<u>1525</u>	6,7,8,9,10		
		<u>1220</u>	12		
		<u>725</u>			
	<u>1220</u>	<u>1220</u>	15,18,19		
		<u>725</u>			
Бакелизованная фанера марки ФБС	4400	1500	10	1200	11539-83
	4900	1250	12		
	5000	1200	14		
	5600	1500	16		
		1200			

П р и м е ч а н и е . Подчеркнутые размеры листов рекомендуются к широкому применению.

Продолжение приложения
Таблица 3П

Сортамент фанерных швеллеров

Поперечное сечение профиля	Геометрические характеристики							
	№ про- филя	h , мм	b , мм	δ , мм	A , см ²	z_0 , см	J_x , см ⁴	J_y , см ⁴
	10	100	60	10	18,5	2,0	253	62
	12	120	60	10	20,5	1,86	398	67
	12а	120	80	10	24,5	2,65	519	152
	14	140	80	10	22,5	1,65	584	71
	14а	140	80	10	26,5	2,5	753	169
	16	160	80	10	28,5	2,37	1040	171
	19	190	80	10	31,5	2,21	1579	182
	22	220	80	10	34,5	2,06	2259	191
	25	250	80	10	37,5	1,94	3096	199
	30	300	80	12	50,5	1,77	5683	252

Таблица 4П

Рекомендуемый сортамент болтов

Диаметр, мм		Площадь сечения, см ²		Размеры квадратных шайб стяжных болтов, мм	
по стержню	по нарезке	по стержню	по нарезке	ширина	толщина
12	9,7	1,13	0,74	45	4
16	13,4	2,01	1,41	55	4
20	16,7	3,14	2,18	70	5
24	20,1	4,52	3,16	90	7
27	23,1	5,72	4,18	100	8
30	25,4	7,06	5,06	-	-
36	30,8	10,17	7,44	-	-

Рекомендуемый сортамент гвоздей

Диаметр, мм	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
Длина, мм	70; 80	90	100; 120	125	120; 150	175	150; 200

Рекомендуемый сортамент шурупов
с потайной и полукруглой головкой

Диаметр, мм	Длина, мм
2	7, 10, 13
3	10, 13, 16, 20, 25, 30
4	13, 16, 20, ..., 60 с градаций через 5 мм
5	13, 16, 20, ..., 70 с градаций через 5 мм
6	20, ..., 100 с градаций через 5 мм
8	50, ..., 100 с градаций через 5 мм
10	80, 90, 100 с градаций через 5 мм

Продолжение приложения
Продолжение табл. 4 П

Сортамент глухарей (винты для дерева)

Диаметр, мм	6	8	10	12	16	20
Длина, мм	35	-	-	-	-	-
	40	40	40	-	-	-
	50	50	50	-	-	-
	65	65	65	65	-	-
	-	80	80	80	80	-
	-	-	100	100	100	-
	-	-	120	120	120	120
	-	-	-	140	140	140
	-	-	-	-	160	160
	-	-	-	-	180	180
	-	-	-	-	-	200
	-	-	-	-	-	225
	-	-	-	-	-	250

Таблица 5П

Расчетные сопротивления сосны и ели

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²) для сортов древесины		
		1	2	3
1	2	3	4	5
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах "б", "в") высотой до 50 см	$R_{ИВ}, R_C, R_{СМ}$	$\frac{14}{140}$	$\frac{13}{130}$	$\frac{8,5}{85}$
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	$R_{ИВ}, R_C, R_{СМ}$	$\frac{15}{150}$	$\frac{14}{140}$	$\frac{10}{100}$
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	$R_{ИВ}, R_C, R_{СМ}$	$\frac{16}{160}$	$\frac{15}{150}$	$\frac{11}{110}$
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{ИВ}, R_C, R_{СМ}$	-	$\frac{16}{160}$	$\frac{10}{100}$
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклеенные элементы	R_p	$\frac{10}{100}$	$\frac{7}{70}$	-
б) клеенные элементы	R_p	$\frac{12}{120}$	$\frac{9}{90}$	-

Продолжение приложения
Окончание табл.5П

1	2	3	4	5
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с90}, R_{см90}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$
4. Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см90}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60	$R_{см90}$	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$
5. Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,6}{16}$
б) при изгибе клееных элементов	$R_{ск}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,5}{15}$	$\frac{1,5}{15}$
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$R_{ск}$	$\frac{2,4}{24}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{ск}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
6. Скалывание поперек волокон: а) в соединениях неклееных элементов	$R_{ск90}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{0,6}{6}$
б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,6}{6}$
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	$R_{р90}$	$\frac{0,35}{3,5}$	$\frac{0,3}{3}$	$\frac{0,25}{2,5}$

Таблица 6П

Значение коэффициентов m_B

Условия эксплуатации (по [1, табл.1])	Коэффициент m_B	Условия эксплуатации (по [1, табл.1])	Коэффициент m_B
A1, A2, Б1, Б2	1	B2, B3, Г1	0,85
A3, Б3, В1	0,9	Г2, Г3	0,75

Продолжение приложения

Таблица 7П

Значение коэффициентов m_H

Нагрузка	Коэффициент m_H	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1. Ветровая, монтажная, кроме указанной в разд. 3	1,2	1,4
2. Сейсмическая Для опор воздушных линий электропередачи	1,4	1,6
3. Гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой При обрыве проводов и тросов	1,45	1,6
	1,9	2,2

Таблица 8П

Значение коэффициентов m_6

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_6	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблица 9П

Значение коэффициентов $m_{сд}$

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент $m_{сд}$	1,1	1,05	1	0,95

Таблица 10П

Значение коэффициентов $m_{гн}$

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении r_k/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб ¹	$R_c, R_{и}$	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примечание: r_k – радиус кривизны гнутой доски или бруска; a – толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

Продолжение приложения

Таблица 11П
Расчетные сопротивления строительной фанеры

Вид фанеры	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²)				
	растяже- нию в плоскости листа $R_{ф,р}$	сжатию в плос- кости листа $R_{ф,с}$	изгибу из плос- кости листа $R_{ф,и}$	скальва- нию в плоскос- ти листа $R_{ф,ск}$	срезу пер- пендикуля- рно плос- кости листа $R_{ф,ср}$
1	2	3	4	5	6
1. Фанера клееная березовая марки ФСФ, сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С:					
а) семислойная толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	$\frac{14}{140}$	$\frac{12}{120}$	$\frac{16}{160}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{6}{60}$
поперек волокон наружных слоев	$\frac{9}{90}$	$\frac{8,5}{85}$	$\frac{6,5}{65}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{6}{60}$
под углом 45° к волокнам	$\frac{4,5}{45}$	$\frac{7}{70}$	-	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{9}{90}$
б) пятислойная толщиной 5-7 мм:					
вдоль волокон наружных слоев	$\frac{14}{140}$	$\frac{13}{130}$	$\frac{18}{180}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{5}{50}$
поперек волокон наружных слоев	$\frac{6}{60}$	$\frac{7}{70}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{6}{60}$
под углом 45° к волокнам	$\frac{4}{40}$	$\frac{6}{60}$	-	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{9}{90}$
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ, сортов В/ВВ и ВВ/С, семислойная, толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	$\frac{9}{90}$	$\frac{17}{170}$	$\frac{18}{180}$	$\frac{0,6}{6}$	$\frac{5}{50}$
поперек волокон наружных слоев	$\frac{7,5}{75}$	$\frac{13}{130}$	$\frac{11}{110}$	$\frac{0,5}{5}$	$\frac{5}{50}$
под углом 45° к волокнам	$\frac{3}{30}$	$\frac{5}{50}$	-	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{7,5}{75}$

Продолжение приложения
Окончание табл. 11П

1	2	3	4	5	6
3. Фанера бакелизированная марки ФБС, толщиной 7 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	$\frac{32}{320}$	$\frac{28}{280}$	$\frac{33}{330}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{11}{110}$
поперек волокон наружных слоев	$\frac{24}{240}$	$\frac{23}{230}$	$\frac{25}{250}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{12}{120}$
под углом 45° к волокнам	$\frac{16,5}{165}$	$\frac{21}{210}$	-	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{16}{160}$

Примечание. Расчетное сопротивление смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ $R_{ф.с.90} = R_{ф.см.90} = 4$ МПа (40 кгс/см²) и марки ФБС $R_{ф.с.90} = R_{ф.см.90} = 8$ МПа (80 кгс/см²).

Таблица 12П

Модули упругости $E_{ф}$, модули сдвига $G_{ф}$ и
коэффициенты Пуассона $\nu_{ф}$ для строительной фанеры

Вид фанеры	Модуль упругости $E_{ф}$, МПа	Модуль сдвига $G_{ф}$, МПа	Коэффициент Пуассона $\nu_{ф}$
	кгс/см ²	кгс/см ²	
1	2	3	4
1. Фанера клееная березовая марки ФСФ, сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С, семислойная и пятислойная:			
вдоль волокон наружных слоев	$\frac{9000}{90000}$	$\frac{750}{7500}$	0,085
поперек волокон наружных слоев	$\frac{6000}{60000}$	$\frac{750}{7500}$	0,065
под углом 45° к волокнам	$\frac{2500}{25000}$	$\frac{3000}{30000}$	0,6
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ, сортов В/ВВ и ВВ/С, семислойная, толщиной 8 мм и более:			
вдоль волокон наружных слоев	$\frac{7000}{70000}$	$\frac{800}{8000}$	0,07
поперек волокон наружных слоев	$\frac{5500}{55000}$	$\frac{800}{8000}$	0,06
под углом 45° к волокнам	$\frac{2000}{20000}$	$\frac{2200}{22000}$	0,6

Продолжение приложения
Окончание табл. 12П

1	2	3	4
3. Фанера бакелизированная марки ФБС, толщиной 7 мм и более:	<u>12000</u>	<u>1000</u>	0,085
	вдоль волокон наружных слоев <u>120000</u>	<u>10000</u>	
поперек волокон наружных слоев	<u>8500</u>	<u>1000</u>	0,065
	<u>85000</u>	<u>10000</u>	
под углом 45° к волокнам	<u>3500</u>	<u>4000</u>	0,7
	<u>35000</u>	<u>40000</u>	

Примечание. Коэффициент Пуассона ν_f указан для направления, перпендикулярного оси, вдоль которой определен модуль упругости E_f .

Таблица 13П

Предельные деформации (прогибы) элементов
зданий и сооружений

Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета, не более
1. Балки междуэтажных перекрытий	1/250
2. Балки чердачных перекрытий	1/200
3. Покрытия (кроме ендов):	
а) прогоны, стропильные ноги	1/200
б) балки консольные	1/150
в) фермы, клееные балки (кроме консольных)	1/300
г) плиты	1/250
д) обрешетки, настилы	1/150
4. Несущие элементы ендов	1/400
5. Панели и элементы фахверка	1/250

Примечания: 1. При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета.
2. При наличии строительного подъема предельный прогиб клееных балок допускается увеличивать до 1/200 пролета.

Продолжение приложения

Таблица 14П

Расчетная несущая способность для цилиндрических нагелей

Схемы соединений	Напряженное состояние соединений	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН (кгс)	
		гвоздя, стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения	а) Смятие в средних элементах	$0,5cd$ ($50cd$)	$0,3cd$ ($30cd$)
	б) Смятие в крайних элементах	$0,8ad$ ($80ad$)	$0,5ad$ ($50ad$)
2. Несимметричные соединения	а) Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,35cd$ ($35cd$)	$0,2cd$ ($20cd$)
	б) Смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	$0,24cd$ ($25cd$)	$0,14cd$ ($14cd$)
	в) Смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,25c$	$0,8ad$ ($80ad$)	$0,5ad$ ($50ad$)
	г) Смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35c$	$k_{н}ad$	$K_{н}ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	а) Изгиб гвоздя	$2,5d^2 + 0,01a^2$ ($250d^2 + a^2$), но не более $4d^2$ ($400d^2$)	-
	б) Изгиб нагеля из стали С 38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ ($180d^2 + 2a^2$), но не более $2,5d^2$ ($250d^2$)	-
	в) Изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16 – Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$ ($160d^2 + 2a^2$), но не более $2,2d^2$ ($220d^2$)	-
	г) Изгиб нагеля из стеклопластика АГ - 4С	$1,45d^2 + 0,02a^2$ ($145d^2 + 2a^2$), но не более $1,8d^2$ ($180d^2$)	-
	д) Изгиб нагеля из древесно-слоистого пластика ДСПБ	$0,8d^2 + 0,02a^2$ ($80d^2 + 2a^2$), но не более d^2 ($100d^2$)	-
	е) Изгиб дубового нагеля	-	$0,45d^2 + 0,02a^2$ ($45d^2 + 2a^2$), но не более d^2 ($100d^2$)

Окончание приложения
Таблица 15П

Значения коэффициентов k_n для односрезных соединений

Вид нагеля	Значение коэффициента k_n соединений при a/c						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый и стеклопластиковый нагель	$\frac{0,8}{80}$	$\frac{0,58}{58}$	$\frac{0,48}{48}$	$\frac{0,43}{43}$	$\frac{0,39}{39}$	$\frac{0,37}{37}$	$\frac{0,35}{35}$
Дубовый нагель	$\frac{0,5}{50}$	$\frac{0,5}{50}$	$\frac{0,44}{44}$	$\frac{0,38}{38}$	$\frac{0,32}{32}$	$\frac{0,26}{26}$	$\frac{0,2}{20}$

Примечание. В знаменателе указаны значения k_n для T в кгс.

Таблица 16П

Значения коэффициентов k_α для нагельных соединений

Угол, град	Коэффициент k_α				
	для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

Примечания. 1. Значение k_α для промежуточных углов определяется интерполяцией. 2. При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, значения k_α следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1,5$ и на 0,75 при $c/a \geq 1,5$.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ	4
Глава 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЛЕЕДОЩАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	6
1. Общая характеристика клееных деревянных балок, арок и рам.....	6
2. Проектирование клеёных балок	12
2.1. Назначение основных размеров	12
2.2. Расчёт балок	13
3. Проектирование клеёных арок.....	15
3.1. Назначение основных размеров	15
3.2. Конструкции узлов	16
3.3. Расчет арок.....	19
4. Проектирование клеёных рам.....	28
4.1. Назначение основных размеров	28
4.2. Конструкции узлов	29
4.3. Расчёт рам	34
5. Схема автоматизированного проектирования арок и рам.....	45
6. Примеры проектирования.....	50
6.1. Проектирование круговой арки	50
6.2. Проектирование треугольной арки.....	65
6.3. Проектирование гнутой клеедощатой рамы	75
6.4. Проектирование рамы из прямолинейных клееных элементов	89
6.5. Проектирование двухшарнирной рамы каркаса производственного здания.....	98
Глава 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЛЕЕФАНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	111
1. Фанера как конструкционный материал.....	111
2. Общие принципы конструирования клеефанерных конструкций.....	113
2.1. Клеефанерные балки.....	115
2.2. Клеефанерные арки и рамы	117
3. Расчет клеефанерных конструкций	124
3.1. Расчет балок с плоской фанерной стенкой	124
3.2. Расчет балок с волнистой фанерной стенкой.....	135
3.3. Расчет арок и рам.....	138
3.4. Схема автоматизированного проектирования клеефанерных конструкций.....	144
4. Примеры проектирования.....	159

4.1. Двускатная балка с плоской фанерной стенкой	159
4.1.2. Определение геометрических характеристик сечений.....	163
4.2. Односкатная балка с волнистой фанерной стенкой	170
4.3. Клеефанерная рама.....	175
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	194
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	195
ПРИЛОЖЕНИЕ	196

Учебное издание

Вдовин Вячеслав Михайлович

**КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС.
ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЛЕЕДОЩАТЫХ
И КЛЕЕФАНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, БАЛОК, АРОК И РАМ**
Учебное пособие

Редактор В.С. Кулакова
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 17.12.15. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл.печ.л. 12,09. Уч.-изд.л. 13,0. Тираж 80 экз.
Заказ № 22.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Г. Титова, 28.