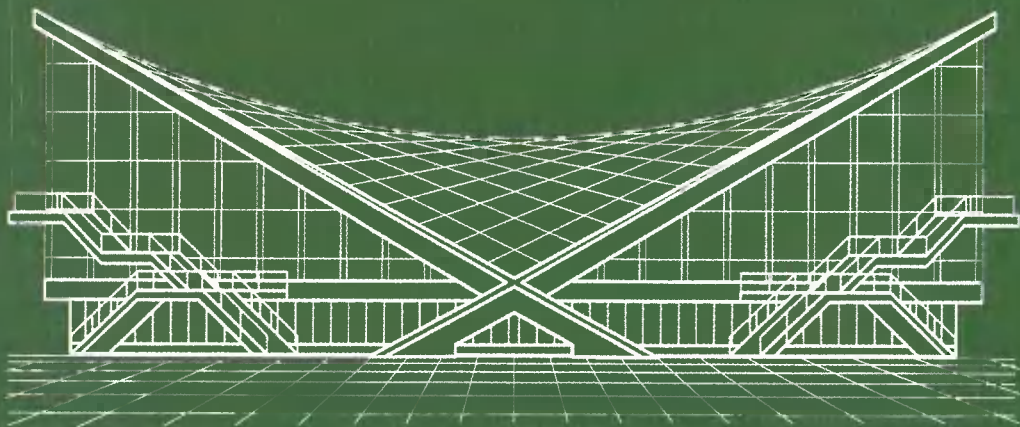




СПЕЦИАЛЬНОСТЬ
“АРХИТЕКТУРА”

Н.В. Лебедева

**Фермы, арки,
тонкостенные
пространственные
конструкции**



Москва

Издательство «Архитектура-С»

Н.В. Лебедева

ФЕРМЫ, АРКИ, ТОНКОСТЕННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Допущено УМО по образованию в области архитектуры
в качестве учебного пособия по направлению
«Архитектура»



Москва
Архитектура-С
2006

scan: The Stainless Steel Cat

УДК 725
ББК 85.11
Л 33

Лебедева Н.В.

Л 33

Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции/Лебедева Н.В.: Учеб. пособие. — М.: «Архитектура-С», 2006. — 120 с., ил.

ISBN 5-9647-0084-5

Учебное пособие содержит курс лекций цикла «Инженерные конструкции» для студентов архитектурной специальности высших учебных заведений. Рассмотрены строительные конструкции - фермы, арки, тонкостенные пространственные системы с элементами статики сооружений. Изложены основы их расчета и конструирования при выполнении из различных материалов - металла, древесины, железобетона, пластмасс. Курс лекций базируется на материале учебника «Инженерные конструкции» для вузов по специальности «Архитектура».

Учебное пособие может быть использовано студентами инженерно-строительных вузов по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

ББК 85.11
УДК 725

ISBN 5-9647-0084-5

© Издательство «Архитектура-С», 2006
© Внешнее оформление «Архитектура-С», 2006
© Лебедева Н.В., 2006

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие «Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции», представляющее курс лекций цикла «Инженерные конструкции», разработано с учетом организации учебного процесса в Московском архитектурном институте и расширения самостоятельных форм обучения студентов.

Учебное пособие предназначено для студентов архитектурной специальности высших учебных заведений и составлено в соответствии с требованиями программы курса «Инженерные конструкции».

Программа учитывает специфику архитектурного творчества, ориентирующего, в первую очередь, на формы строительных конструкций, а во вторую, — на материалы, из которых они выполняются. В соответствии с этим изучение дисциплин инженерного цикла построено не по признаку материалов, а по разновидностям строительных конструкций.

Данный курс является продолжением ряда усвоенных студентами дисциплин: теоретической механики, сопротивления материалов, строительной механики, архитектурных конструкций, технологии строительного производства, архитектурного материаловедения, а также частей инженерного цикла «Основы металлических конструкций», «Основы конструкций из древесины и пластмасс», «Основы бетона и железобетона».

В предлагаемом курсе рассматриваются стержневые плоскостные конструкции (фермы, арки) и тонкостенные пространственные системы. Преемственность их связи представляется логичной, поскольку фермы и арки могут служить не только самостоятельными несущими конструкциями, но и входить в состав тонкостенных пространственных покрытий в качестве диафрагм оболочек, складок и т.п.

Учебное пособие состоит из 12 разделов. Каждый раздел соответствует материалу, излагаемому преподавателем в лекции, включающей, главным образом, вопросы формообразования конструкций, приближенных методов их расчета, решения узлов и деталей, а также рекомендаций по рациональному применению.

Раздел 12 (факультатив) является дополнением к читаемому курсу лекций и отражает современную практику проектирования составных пространственных конструкций. Их эффективные конструктивные формы позволяют обогатить средства архитектурного проектирования, повысить технологичность возведения сооружения и снизить материалоемкость конструкций.

Излагаемый материал базируется на действующих строительных нормах и правилах, сопровождается большим количеством иллюстраций и отражает современные тенденции развития строительных конструкций.

В *Приложениях* к учебному пособию приведены справочные данные, необходимые для расчета и конструирования выбранного варианта.

Для лучшего усвоения материала в пособии приводятся контрольные вопросы, на которые студент в устной или письменной форме должен дать ответ.

Материал учебного пособия может быть рекомендован для курсового и дипломного проектирования.

Настоящее пособие может использоваться также студентами инженерно-строительных вузов по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

N — нормальное усилие;

M — изгибающий момент;

Q — поперечная сила;

F_v — вертикальная опорная реакция;

F_h — распор;

N_x, N_y — нормальные усилия на единицу длины оболочки, соответственно, в направлении осей x, y ;

N_{xy} — касательные усилия на единицу длины оболочки;

N_{m_1}, N_{m_2} — главные растягивающие и сжимающие усилия на единицу длины оболочки;

N_1 — усилие в оболочке купола по направлению меридиана на единицу длины кольцевого сечения (меридиональное усилие);

N_2 — усилие в оболочке купола по направлению параллели на единицу длины меридиана (кольцевое усилие);

M_x, M_y — изгибающие моменты на единицу длины оболочки;

M_0 — изгибающий момент в куполе, действующий в меридиональном направлении на единицу длины;

$F_{h,0}$ — радиальный распор на единицу длины опорного кольца купола;

N_0 — растягивающее усилие в опорном кольце купола;

x, y, z — декартовы координаты;

l — пролет;

f — стрела подъема;

R — радиус кривизны;

S — длина дуги;

D — диаметр;

r — радиус;

t — толщина элемента;

h — высота конструкции или высота сечения элемента;

a, b — размеры элемента в плане;

l_{ef} — расчетная длина элемента;

φ — переменный угол в сечении оболочки (свода), отсчитываемый от вертикальной оси;

φ_0 — половина центрального угла дуги оболочки (свода);

A — площадь поперечного сечения элемента;

J — момент инерции сечения элемента;

q — вертикальная равномерно распределенная нагрузка на единицу длины или площади поверхности;

g — постоянная (длительная) равномерно распределенная нагрузка на единицу длины или площади поверхности;

s — временная (снеговая) равномерно распределенная нагрузка на единицу длины или площади поверхности.

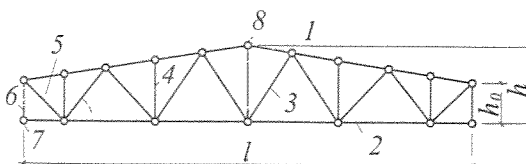
1. ФЕРМЫ

Общие сведения

Ферма — сквозная решетчатая конструкция, состоящая из отдельных прямолинейных стержней, соединенных между собой в узлах. Эта система геометрически неизменяема даже в том случае, если все реальные узловые соединения заменены идеальными шарнирами (рис. 1.1). В действительности узлы фермы не являются шарнирами. Пояса фермы представляют собой неразрезные стержни, а узловые соединения обладают значительной жесткостью.

Рис. 1.1. Схема фермы:

1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — раскос; 4 — стойка; 5 — опорный раскос; 6 — опорная стойка; 7 — опорный узел; 8 — коньковый узел



Фермы являются основой многих стержневых систем и разнообразны по назначению. Их используют в конструкции покрытий зданий (стропильные, подстропильные фермы), междуэтажных перекрытий, в качестве контурных диафрагм оболочек, складок и др.; они могут быть мостовыми и подкрановыми. Область применения ферм — промышленное, гражданское и сельскохозяйственное строительство.

Фермы изготавливают из стали, алюминиевых сплавов, древесины, железобетона. Иногда эти материалы комбинируют в целях наиболее рационального использования их свойств.

Ферма работает на изгиб от внешней вертикальной нагрузки, как правило, приложенной в узлах. Благодаря этому в элементах фермы возникают осевые растягивающие и сжимающие усилия, что обеспечивает более полное, сравнительно с балками, использование несущей способности материала.

Фермы могут быть двухопорными (разрезными), многоопорными (неразрезными) и консольными. Неразрезные фермы, разгруженные в пролете в результате действия опорных моментов, оказываются легче разрезных. Однако они сложнее в изготовлении, монтаже и чувствительнее к осадкам опор. Неразрезные и консольные фермы не типизированы и применяются редко, главным образом для уникальных покрытий больших пролетов.

Стропильные фермы покрытий могут иметь разнообразную форму, отвечающую архитектурным и функциональным требованиям проектируемого объекта. Геометрическая схема фермы определяется очертанием поясов и видом решетки. По очертанию поясов стропильные фермы бывают четырехугольными (с параллельными или непараллельными поясами), пятиугольными (трапециевидные), многоугольными (полигональные), сегментными (кругового или параболического очертания), треугольными (с прямым или ломаным нижним поясом), одно- и двухскатными (рис. 1.2).

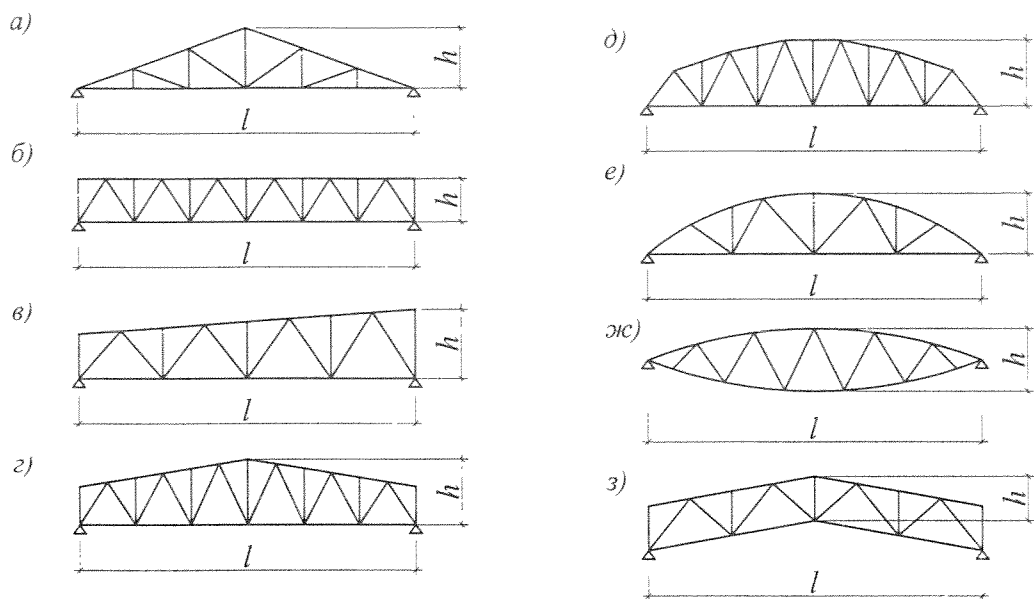


Рис. 1.2. Геометрические схемы ферм:

а — треугольная; *б, в* — четырехугольная с параллельными и непараллельными поясами; *г* — пятиугольная (трапециевидная); *д* — многоугольная (полигональная); *е* — сегментная (арочная); *ж* — линзообразная (рыбчатая); *з* — впадушенная

Очертание верхнего пояса ферм определяется, главным образом, архитектурой здания и увязывается с материалом кровли и уклоном. Линию нижнего пояса определяют наличие подвесного потолка, подвесного транспорта и требования интерьера.

Фермы с параллельными поясами и трапециевидные наиболее просты по форме и в изготовлении, поэтому они широко применяются в гражданских и промышленных зданиях различного назначения, имея небольшую строительную высоту по сравнению с фермами других типов.

Треугольные фермы используются для покрытия зданий с крутой ($25^\circ \dots 45^\circ$) холодной кровлей из мелкогабаритных материалов (кровельная сталь, черепица, плоские и волнистые асбестоцементные листы и т.п.). Конструктивные недостатки этих ферм — разнотипность элементов и узлов.

Наиболее экономичны по расходу материалов сегментные фермы, эффективность применения которых возрастает с увеличением пролета, но они трудоемки в изготовлении из-за кривизны верхнего пояса, а также различной длины элементов решетки. Поэтому на практике сегментные фермы заменяют полигональными, со спрямленными элементами верхнего пояса в пределах основных узлов.

Фермы с параллельными поясами проектируют под рулонную кровлю. Их достоинство — однотипность узлов и размеров элементов, оптимальные ($45^\circ \dots 60^\circ$) углы между раскосами и поясами.

Трапецевидные, полигональные и сегментные фермы относятся к наиболее рациональным по расходу материалов и широко используются в современном строительстве.

В общественных зданиях находят применение линзообразные и впапушенные фермы, а в промышленных зданиях — фермы с параллельными поясами и опиранием в узлах верхнего пояса и др.

Безраскосные фермы применяют в междуэтажных перекрытиях, когда межферменное пространство используется в качестве эксплуатируемого этажа. Такая ферма лишена свойства геометрической неизменяемости и может существовать при условии замены ее шарнирных узлов жесткими, т.е. превращением ее в раму. К недостаткам этих ферм относится возникновение значительных изгибающих моментов в поясах и стойках, которые приводят к усилению их сечений и необходимости делать узлы более жесткими, а следовательно, к повышенному расходу стали.

Оптимальная высота фермы из условия минимальной массы и требуемой жесткости получается при отношении ее высоты к пролету: $h/l = 1/4 \dots 1/5$ (относительная высота фермы). Чем она больше, тем меньше усилия в поясах. Однако в этом случае фермы, имея значительную высоту, неудобны в транспортировке и монтаже, завышают объемы здания. Поэтому рекомендуемые высоты ферм меньше оптимальных.

При одинаковой высоте наибольшую жесткость имеет ферма с параллельными поясами, наименьшую — треугольная. Рекомендуются рациональные соотношения h/l для ферм различных очертаний: с параллельными поясами — $1/8 \dots 1/12$; полигональные и сегментные — $1/6 \dots 1/10$; треугольных — $1/4 \dots 1/6$.

Неизменяемость фермы при любой нагрузке достигается устройством решеток, образующей систему треугольников. Основные типы решеток — раскосная и треугольная. Иногда используют крестовую, ромбическую или полураскосную решетки (рис. 1.3).

При проектировании фермы учитывают наибольший возможный габарит, который из условий транспортировки по железной дороге не должен превышать 3,8 м по вертикали и 3,2 м по горизонтали.

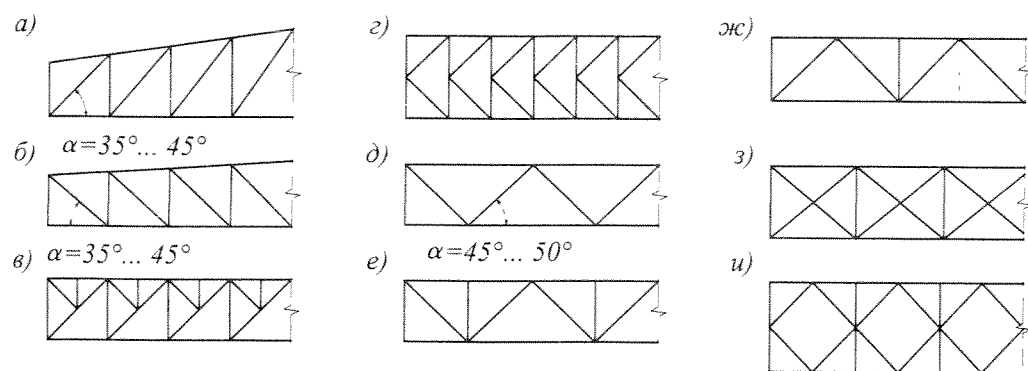


Рис. 1.3. Основные типы решеток ферм:

а — раскосная, с восходящими раскосами; б — то же, с нисходящими раскосами; в — то же, со шпренгелями; г — полураскосная; д — треугольная (основная схема); е — то же, со стойками; ж — то же, со стойками и подвесками; з — крестовая; и — ромбическая

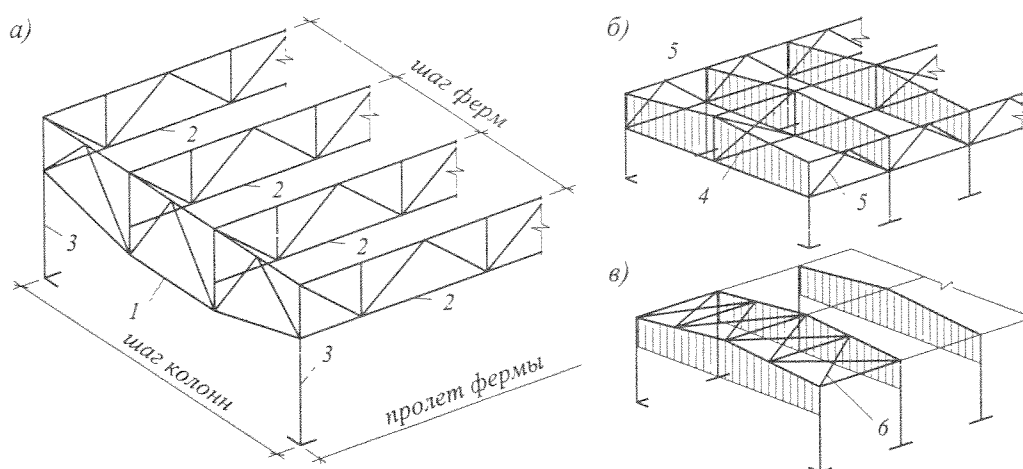


Рис. 1.4. Схема стропильного покрытия и система связей:

а — подстропильная и стропильная фермы (1 и 2); колонна (3); *б* — вертикальные связи (4 и 5); *в* — горизонтальные связи (6)

Расстояние l_m между узлами решетки по верхнему поясу называется панелью фермы. Рекомендуемая длина l_m равна 3 м, что соответствует ширине типовой кровельной плиты. При использовании 1,5-метровых плит длину панели l_m сокращают вдвое, добавляя стойки в узлах или вводя в решетку шпренгели, которые одновременно уменьшают и свободную длину раскосов в плоскости фермы.

С целью унификации параметров производственных зданий пролеты типовых ферм приняты кратными 6 м.

Шаг ферм определяется архитектурным решением здания с учетом требований модульной системы и конструктивных возможностей покрытия. Оптимальный шаг стропильных ферм составляет 6...12 м.

При шаге колонн, превышающем шаг ферм, используют в продольном направлении подстропильные фермы, на которые опираются пролетные стропильные фермы (рис. 1.4 *а*).

Плоская ферма имеет малую горизонтальную жесткость из плоскости и приобретает устойчивость только в блоке с другой фермой. Элементы, соединяющие две фермы, называют связями. С помощью системы связей фермы превращаются в решетчатую структуру с признаками пространственной работы (рис. 1.4 *б, в*).

Расчет ферм

При определении усилий в элементах фермы все узлы считаются шарнирными (погрешность от замены жестких сопряжений шарнирными незначительна).

Расчет фермы состоит из следующих этапов: подсчет узловых нагрузок, определение усилий в стержнях поясов и решетки; подбор сечений стержней фермы с проверкой их прочности и устойчивости; расчет узловых и стыковых соединений.

Усилия в элементах фермы от каждого вида нагрузки определяют отдельно, так как несимметричное расположение временной нагрузки (например, снег) вызывает в решетке усилия, иные по величине и знаку, нежели усилия от постоянной симметричной нагрузки.

В случае симметричной нагрузки ферму рассчитывают на воздействие сосредоточенных сил F , приложенных в каждом узле (рис. 1.5):

$$F = l_m b \Sigma (g_n \gamma_f + v_n \gamma_f + s_n \gamma_f), \quad (1.1)$$

где g_n, v_n, s_n — нормативные нагрузки, (Н/м²): соответственно, — постоянная, временная, снеговая; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; l_m — длина панели верхнего пояса; b — шаг ферм.

При угле наклона верхнего пояса $\alpha > 20^\circ$ нагрузку от собственного веса кровли в формуле (1.1) следует принимать равной $g_n \gamma_f / \cos \alpha$. При наличии нагрузки от подвесного потолка, кран-балок, фонарей и т.п. ее также приводят к соответствующим узлам фермы в виде сосредоточенных сил.

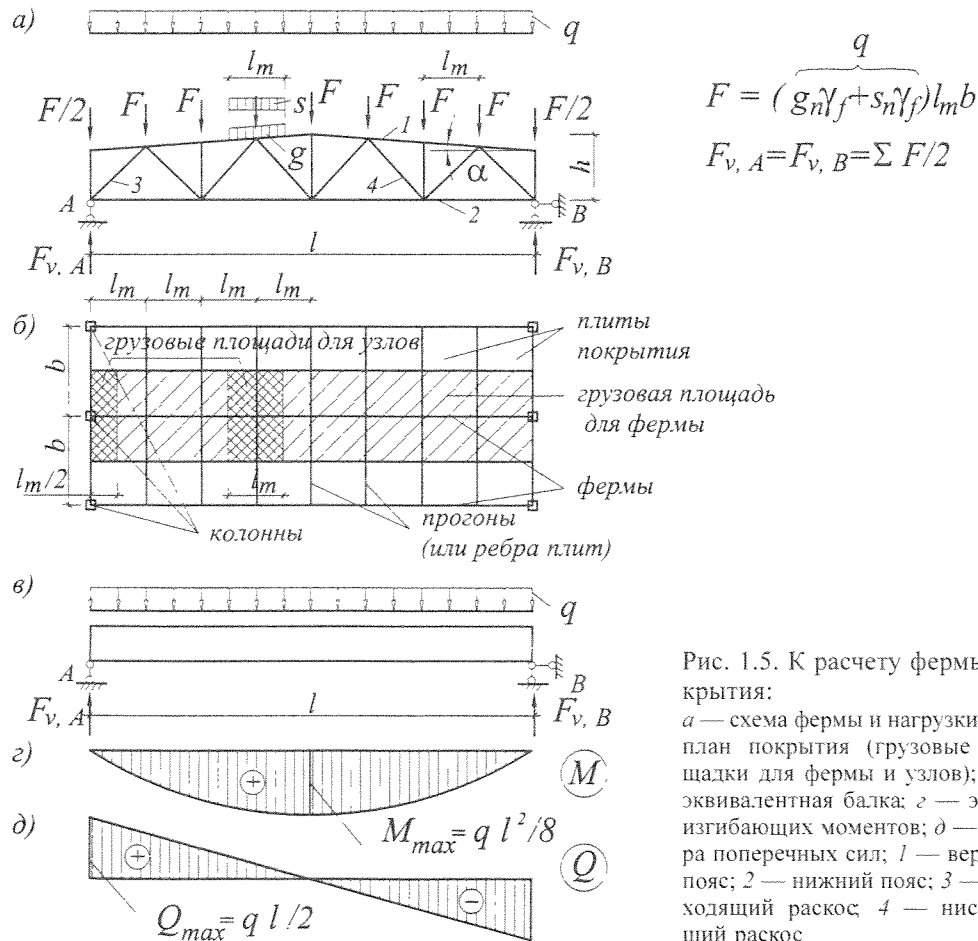


Рис. 1.5. К расчету фермы покрытия:

а — схема фермы и нагрузки; б — план покрытия (грузовые площадки для фермы и узлов); в — эквивалентная балка; г — эпюра изгибающих моментов; д — эпюра поперечных сил; l — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — восходящий раскос; 4 — нисходящий раскос

В беспрогонных схемах верхний пояс фермы может подвергаться местному изгибу от сосредоточенной силы F , приложенной в середине панели (при опирании ребристых железобетонных плит), или линейной, распределенной по длине пояса нагрузки q . Значения моментов определяют в предположении работы верхнего пояса как разрезной однопролетной балки, соответственно, по формулам:

$$M_F = Fl_m/4; M_q = (q_g + q_s) l_m^2/8, \quad (1.2); (1.3)$$

где F — сосредоточенная сила в середине панели, (Н); q_g, q_s — расчетные линейные нагрузки от собственного веса и снега, (Н/м).

Для определения усилий в стержнях ферм используется один из следующих способов: реализация компьютерных программ для расчета стержневых систем, аналитические методы, построение диаграммы сил. Применение первого способа позволяет получить усилия в стержнях после введения данных о координатах узлов фермы и величинах узловых нагрузок. Аналитические способы, характерные для простых ферм, основаны на приеме расчленения ферм («вырезание узлов» или «сквозное сечение») с последующим составлением и решением уравнений равновесия. Графический метод — построение диаграммы Максвелла—Кремоны — отличается простотой и наглядностью. Он может использоваться для расчета ферм со сложным очертанием поясов и переменных углах наклона решетки. Для предварительных расчетов и определения максимальных усилий в основных элементах фермы при равномерно распределенной нагрузке можно воспользоваться готовыми формулами, приведенными в учебниках и справочниках.

Под действием расчетных сосредоточенных сил в элементах фермы возникают продольные сжимающие и растягивающие усилия. Подбор сечений этих элементов выполняется в соответствии с методикой расчета центрально сжатых или растянутых стержней и учетом особенностей каждого конструкционного материала.

Расчетной длиной l_{ef} каждого элемента считают расстояние l_m между узлами. При проверке устойчивости сжатых стержней в плоскости фермы расчетная длина принимается по табл. 1.1.

Таблица 1.1

Элементы фермы	Конструкция фермы		
	металлическая	деревянная	железобетонная
Пояса, опорные раскосы и опорные стойки (l_{ef})	l_m	l_m	$0,9l_m$
Прочие элементы решетки (l_{ef})	$0,8l_m$	l_m	$0,8l_m$

Пояса фермы испытывают сложное напряжение, если кроме продольных усилий панели подвергаются изгибу от внеузловому приложению нагрузки (рис. 1.6). В сегментных или арочных фермах изгибающие моменты от внеузловому нагружения уменьшаются благодаря эксцентриситету продольной силы, вызывающе-

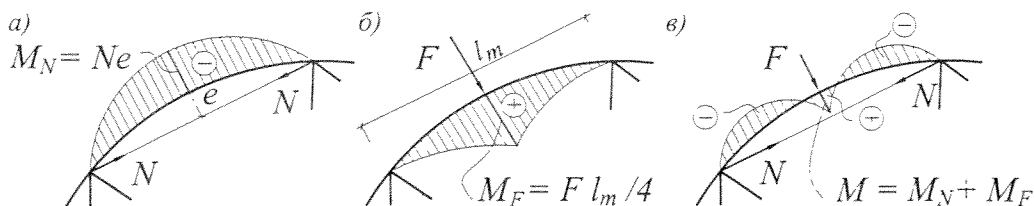


Рис. 1.6. Эпюры изгибающих моментов в панели верхнего пояса сегментной фермы: *а* — от эксцентрично приложенного продольного усилия N в поясе; *б* — от местной нагрузки F ; *в* — суммарная эпюра

му момент обратного знака. Это позволяет увеличить длину панели верхнего пояса и сделать решетку более редкой.

В фермах с параллельными поясами моменты и поперечные силы определяют, как в балке, от действия узловых нагрузок, а затем находят усилия в поясах и элементах решетки:

$$N_{\text{в.п.}}^{\text{н.п.}} = \pm M/h; N_p = \pm Q/\sin\alpha, \quad (1.4); (1.5)$$

где M — балочный изгибающий момент; Q — балочная поперечная сила; h — высота фермы; N_p — усилие в раскосе; α — угол наклона раскоса.

Расчет безраскосных ферм имеет ряд особенностей, поскольку по сути своей работы они являются рамами с жесткими узлами. Эти фермы многократно статически неопределимы, и наиболее подходящим для их расчета считается метод сил. Приближенный метод расчета основан на предположении, что точки нулевых моментов находятся в серединах длины поясов и стоек фермы (рис. 1.7).

Изгибающий момент в любом сечении заменяющей балки:

$$M_x = F_{v,A} - qx^2/2, \quad (1.6)$$

где x — текущая координата.

Величина момента дает продольные усилия в поясах:

$$N_{\text{х.п.}}^{\text{н.п.}} = \pm M_x / h. \quad (1.7)$$

Узловой изгибающий момент в панели (точка 2) составляет:

$$M_{23} = Q_2/2 \cdot l_m/2 = Q_2 l_m /4. \quad (1.8)$$

В стойке (точка 2) возникает изгибающий момент:

$$M_{22} = M_{21} + M_{23} \quad (1.9)$$

и продольная сила

$$N=F/2. \quad (1.10)$$

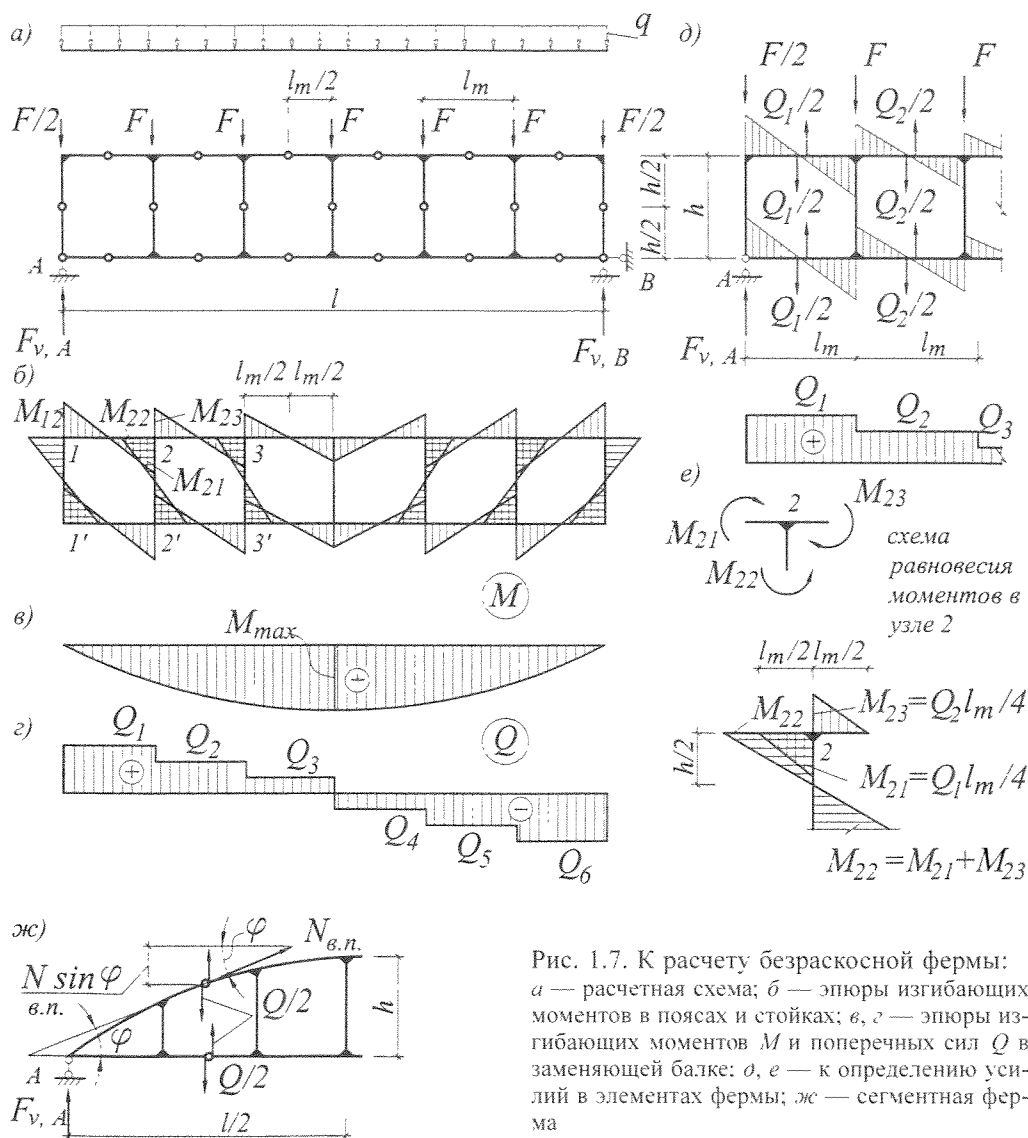


Рис. 1.7. К расчету безраскосной фермы: а — расчетная схема; б — эпюры изгибающих моментов в поясах и стойках; в, г — эпюры изгибающих моментов M и поперечных сил Q в заменяющей балке; д, е — к определению усилий в элементах фермы; ж — сегментная ферма

Элементы таких ферм рассчитывают на внецентренное сжатие или растяжение, что увеличивает их размеры, расход материалов и стоимость.

В безраскосных сегментных фермах поперечные силы почти целиком воспринимаются вертикальной составляющей усилия в верхнем поясе $N_{в.п.} \sin \varphi$ (см. рис. 1.7 ж), поэтому изгибающие моменты в поясах и стойках таких ферм получаются небольшими. Эти фермы рациональны в качестве контурных диафрагм оболочек.

Основой конструирования узлов фермы является пересечение в центре узла осей всех сходящихся в нем стержней. В этом случае достигается уравнивание сил в узле и сохранение осевых усилий во всех элементах фермы.

2. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ И ДЕРЕВЯННЫЕ ФЕРМЫ

Металлические фермы

Металлическими фермами обычно перекрывают пролеты более 24 м. Иногда они достигают 100 м, но начиная с 60...70 м бывает целесообразнее использовать арки или рамы.

В нашей стране разработаны типовые стальные фермы промзданий пролетами 24, 30, 36 м для различных типов кровли (рис. 2.1). Длина панели верхнего пояса таких ферм (проекция на горизонталь) — 3000 мм, при установке шпренгелей — 1500 мм. Высота опорной стойки для каждого типа ферм — 3150, 2200 и 450 мм. Максимальная высота отправочной марки — 3850 мм (в соответствии с железнодорожными габаритами). Шаг ферм — 6...12 м.

Собственный вес стальных ферм пролетом 24...42 м при расчетной нагрузке 2,5...3,5 кН/м² находят по эмпирической формуле:

$$g_{с.в.} = (0,008 \dots 0,012)l, \text{ кН/м}^2. \quad (2.1)$$

Вес алюминиевых ферм примерно в два раза меньше.

Различают три основные компоновочные схемы стропильного покрытия. Беспрогонная схема характеризуется наличием стропильных ферм пролетом l , расположенных с шагом 6...12 м, и системы связей между ними. Плиты перекрытия, преимущественно железобетонные, укладывают непосредственно на верхний пояс фермы. Это наиболее распространенное решение для одноэтажных промзданий.

Прогонная схема применяется в том случае, если для покрытия используют стальной профилированный настил или небольшие асбестоцементные плиты. В качестве прогонов используют швеллеры, а при шаге ферм более 6 м — решетчатые (сквозные) прогоны, представляющие собой легкие фермы из тонких прокатных профилей и круглой стали.

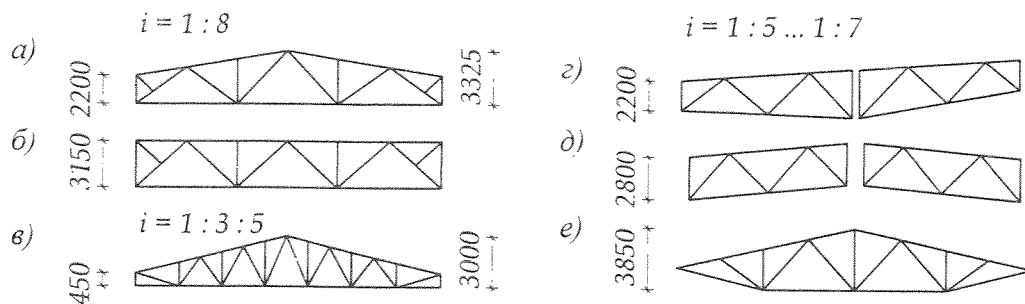


Рис. 2.1. Примеры унифицированных схем стальных ферм промышленных зданий:

a — трапециевидная двухскатная; b — с параллельными поясами под плоскую кровлю; e — треугольная; c — трапециевидная односкатная; d — с параллельными поясами под двухскатную кровлю; e — треугольная под крутую кровлю

Усложненная схема состоит из подстропильных ферм, на которые опираются пролетные стропильные фермы с уменьшенным шагом, а по ним укладываются прогоны или плиты. При шаге 4 м фермы могут быть перекрыты без прогонов стальным профилированным настилом длиной 12 м, работающим по схеме трех-пролетной неразрезной балки.

Общую пространственную жесткость покрытия создают фермы, прогоны и система горизонтальных и вертикальных связей между ними (см. рис. 1.4).

Металлические фермы условно делят на легкие и тяжелые. К легким относят фермы пролетами до 50 м и усилиями в поясах, не превышающими 4000 кН. Фермы с большими усилиями и пролетами свыше 50 м считаются тяжелыми.

Легкие фермы имеют одностенчатую решетку с одним рядом узловых фасонек или без них и пояса различного сечения (рис. 2.2). В элементах этих ферм используют следующие профили — уголки, швеллеры, тавры, бесшовные трубы (круглые, квадратные, прямоугольные).

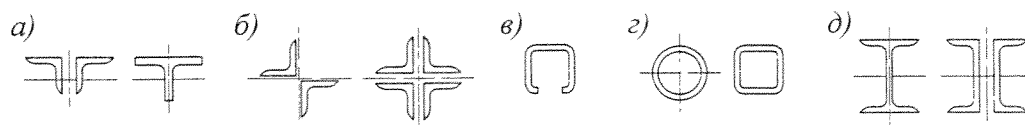


Рис. 2.2. Сечения элементов легких ферм:

а — тавровые; б — крестовые; в — открытые холодногнутые; г — трубчатые; д — двутавровые

Легкие фермы из парных уголков, составленных тавром, принадлежат к наиболее распространенным. Основу их узлов составляют листовые фасонки, заведенные между уголками. Толщину фасонки назначают в соответствии с усилиями в элементах ферм. Располагая уголки в сечении различным образом (например, крестовое сечение), можно получить различные соотношения величин радиусов инерции i_x и i_y . Рационально скомпонованным сечением считается такое, у которого гибкость по обеим осям примерно одинакова: $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x \approx \lambda_y = l_{ef,y}/i_y$. Уголки приваривают к фасонкам фланговыми швами. Рассчитанные длины сварных швов вдоль обуха и пера элемента решетки позволяют определить границы фасонки.

Фермы из одиночных уголков применяют при небольших нагрузках.

Трубчатые фермы выполняются из круглых горячекатаных и электросварных труб, которые особенно экономичны в сжатых элементах. Наиболее рациональным видом стыкового сопряжения является непосредственное примыкание труб с обваркой по контуру. При невозможности выполнения фигурной резки концы труб сплющивают и приваривают к поясам.

Фермы из гнутых профилей открытого и замкнутого сечений отличаются простотой узлов и меньшим их количеством.

Фермы с поясами из широкополочных двутавров проектируют обычно с параллельными поясами в целях типизации элементов решетки.

В фермах из алюминиевых сплавов применяют прессованные профили (уголки, швеллеры, тавры).

Примеры узловых соединений ферм даны на рис. 2.3.

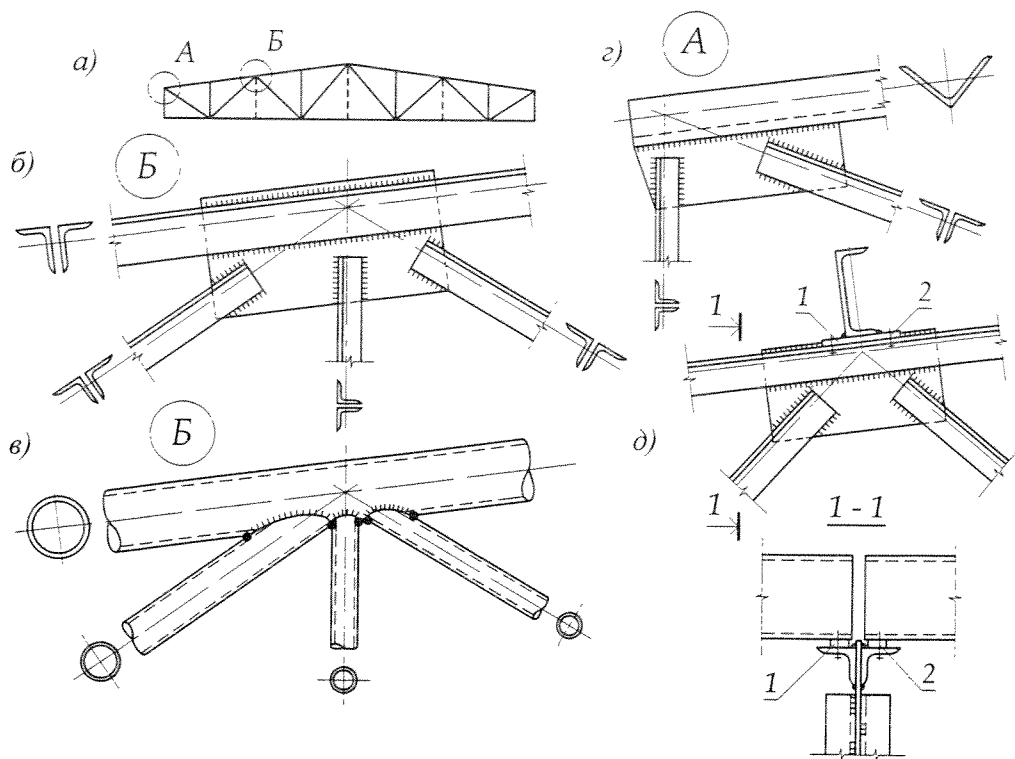


Рис. 2.3. Узлы легких трапецевидных ферм:

а — схема фермы; б — с верхним поясом в виде тавра из пары уголков; в — то же, из труб; г — то же, из одного уголка; д — вариант размещения прогонов; 1 — планка; 2 — болт

Тяжелые фермы используют при пролетах 50...100 м. Решетка таких ферм, как правило, двухстенчатая с двумя рядами фасонки и поясами различного сечения, в которых применяется широкополосная сталь и двутавры (рис. 2.4). Преимущественно используют Н-образные и П-образные сечения, так как они позволяют проектировать сравнительно простые сопряжения стержней в узлах. Тяжелые фермы могут быть различного очертания, однако общим для них является наличие треугольных или ромбических решеток со шпренгелями, которые уменьшают расчетную длину верхнего внецентренно сжатого пояса в плоскости фермы. Для таких ферм характерна укрупнительная сборка на монтажной площадке.

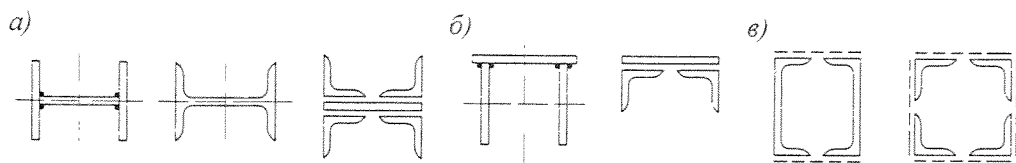


Рис. 2.4. Сечения элементов тяжелых ферм:

а — Н-образные; б — П-образные; в — коробчатые

Для трехпоясных ферм применяют трубы, уголки, согнутые под углом 90° , и другие виды профилей (рис. 2.5).

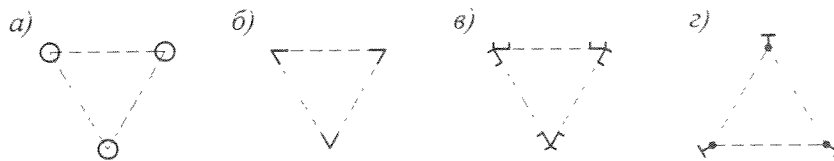


Рис. 2.5. Сечения трехпоясных ферм:

a — трубчатые; *б* — из уголков; *в* — из швеллеров; *г* — из гавра и круглых стержней

Примеры узлов тяжелых ферм даны на рис. 2.6.

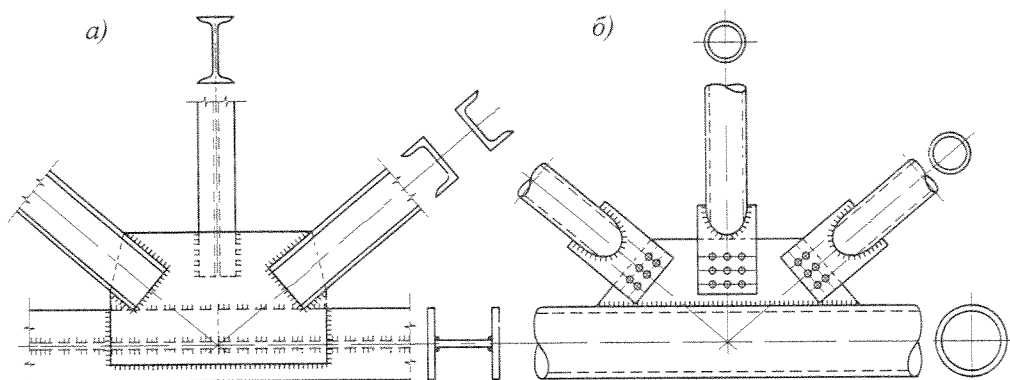


Рис. 2.6. Узлы тяжелых ферм:

a — нижний узел из профилей с двухсторонними фасонками и угловыми швами; *б* — нижний узел трубчатой фермы с присоединением стержней решетки к поясам на болтах через фасонки

При больших пролетах применяют фермы с параллельными поясами и трапециевидные с использованием предварительного напряжения (рис. 2.7). Такие фермы внешне мало отличаются от обычных как по геометрии, так и по конструкции. Особенность их состоит в наличии системы затяжек из высокопрочных материалов (стальных канатов, проволоочных пучков и т.п.), располагаемых так,

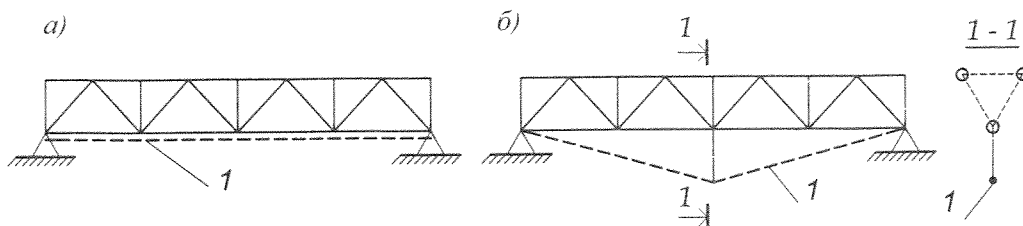


Рис. 2. 7. Варианты размещения напрягающей затяжки:

a — совмещение с нижним поясом; *б* — вынесение за пределы габарита фермы; *1* — затяжка

чтобы они создавали в элементах ферм усилия, противоположные по знаку тем, которые вызваны расчетными нагрузками. Использование преднапряжения позволяет уменьшить расход металла на 12...20 % и, соответственно, снизить стоимость конструкции.

Элементы металлических ферм подвержены, как правило, действию центрально приложенных продольных усилий. При расчете предварительно задаются гибкостью поясов $\lambda = 80...60$ и решетки $\lambda = 120...100$ (соответственные величины коэффициентов продольного изгиба — $\varphi = 0,7...0,8$ и $\varphi = 0,4...0,6$).

Требуемая площадь сечения растянутого элемента:

$$A_n = N / R_y \gamma_c, \quad (2.2)$$

а сжатого:

$$A = N / \varphi R_y \gamma_c, \quad (2.3)$$

где A_n — площадь сечения элемента, нетто (за вычетом ослаблений); A — площадь сечения без учета ослабления; R_y — расчетное сопротивление стали по пределу текучести; φ — коэффициент продольного изгиба; γ_c — коэффициент условий работы.

Сечение растянутого элемента фермы выбирают по сортаменту так, чтобы действительное значение площади $A \geq A_n$.

Подбор сечений элементов фермы рекомендуется вести в табличной форме.

Габариты узловых фасонки определяют из условия прикрепления стержневых элементов с помощью фланговых сварных швов или высокопрочных болтов с учетом зазоров 45...50 мм между сопрягаемыми элементами. Фасонки должны быть простой прямоугольной формы с целью снижения трудоемкости изготовления. Толщину фасонки во всех узлах фермы обычно принимают постоянной и назначают в соответствии с рекомендациями, данными в справочной литературе. Расчет сварных швов, прикрепляющих стержни к узловой фасонке, производят по усилию в каждом стержне.

Стропильные фермы из алюминиевых сплавов значительно дороже стальных и в практике встречаются редко. Они вдвое легче стальных и могут найти рациональное применение для покрытий цехов предприятий химической промышленности, с высокоагрессивной средой и при строительстве в отдаленных и труднодоступных районах страны.

Деревянные фермы

Деревянные фермы применяют для перекрытия пролетов 9...36 м. Тем не менее, в мировой практике известны примеры применения ферм пролетом 70 м. В нашей стране используются деревянные фермы индустриального изготовления — сегментные, многоугольные, трапециевидные, треугольные и шпренгельные (рис. 2.8). В большинстве своем они имеют нижний пояс из профильной или круглой стали и потому их называют металлодеревянными. В таких фермах выгодно сочетаются свойства древесины, хорошо работающей на сжатие в верхнем поясе, и стали — в растянутом нижнем поясе.

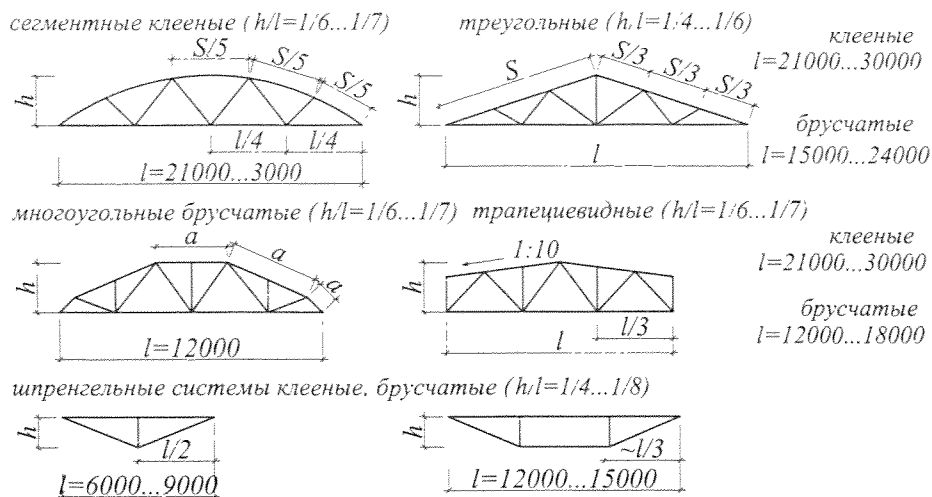


Рис. 2.8. Примеры типовых деревянных стропильных ферм

Верхний пояс фермы выполняют из брусев или клееных досок. Длина панелей верхнего пояса брусчатой фермы определяется шагом прогонов (или шириной кровельных панелей), так как ограниченное сечение бруса (максимум 250×250 мм) не в состоянии противодействовать изгибу, возникающему от размещения прогонов между узлами. Межузловое размещение прогонов возможно лишь для клееных ферм, высота сечения поясов которых практически неограничена. Поэтому длина панели клееной фермы может быть 6 м и более. При этом число узлов сокращается, и снижаются затраты на их изготовление. Рекомендуемый шаг деревянных ферм 4,5...6 м, а при больших нагрузках или подвесном потолке — 3...4,5 м.

Сегментные фермы пролетом 12...36 м делают металлодеревянными с треугольной решеткой. Верхний пояс собирают из криволинейных блоков прямоугольного сечения из склеенных плашмя досок толщиной до 33 мм. Криволинейные блоки верхнего пояса стыкуют либо «в упор», либо с помощью стальных коробчатых вкладышей. В обоих случаях стыки перекрывают стальными или деревянными накладками. Панели сегментных ферм рекомендуется делать длиной до 6 м. При этом прогоны размещают с шагом 1,5...2 м между узлами, что служит эффективным средством снижения величины изгибающего момента (см. рис. 1.6). Усилия в элементах решетки этих ферм невелики, поэтому все они изготавливаются деревянными с металлическими узловыми соединительными наконечниками.

Многоугольные брусчатые фермы имеют сравнительно короткие (до 3 м) панели верхнего пояса и треугольную решетку со стойками. С целью уменьшения количества стыков каждые две смежные панели делают из одного бруса, а деревянные треугольники, обращенные вершинами вниз, соединяются металлическим нижним поясом. В таких фермах усилия в поясах постоянны, а в решетке невелики. Поэтому сечения поясов во всех панелях проектируют одинаковыми; элементы решетки (сжатые и растянутые) выполняют деревянными. Опорные узлы многоугольных ферм аналогичны узлам сегментных ферм.

Примеры конструирования узлов ферм даны на рис. 2.9 и 2.10.

Трапецевидные фермы имеют незначительный ($1/10 \dots 1/12$) уклон верхнего пояса и предназначены для рулонных кровель. Фермы, как правило, двухскатные (реже односкатные). Верхний пояс бывает брусчатым или клееным. Длина пане-

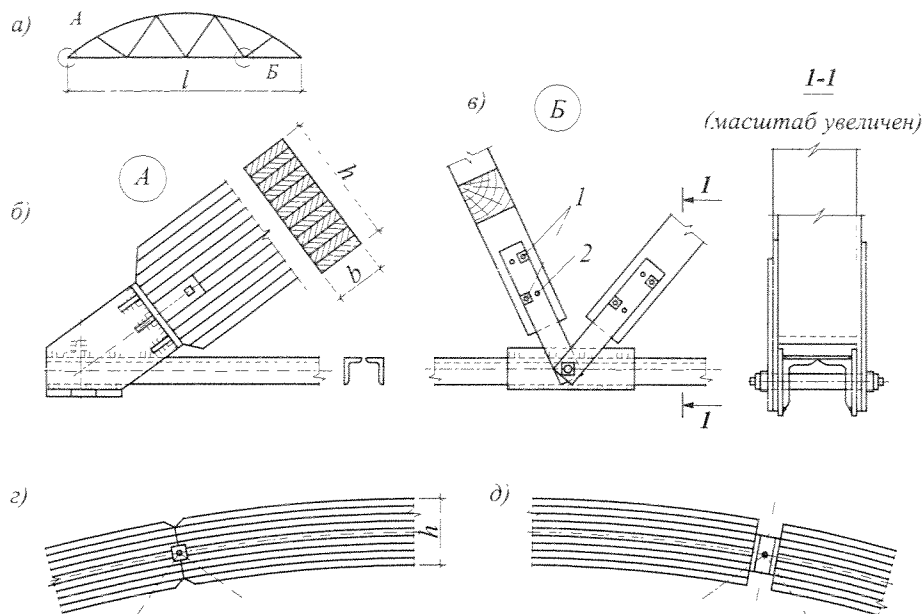


Рис. 2.9. Сегментная металлодеревянная ферма:

а — геометрическая схема; б, в — опорный и промежуточный узлы (А, Б); г — стык верхнего пояса в упор; д — то же, через стальной вкладыш (деревянные накладки условно не показаны); 1 — болты; 2 — гвозди

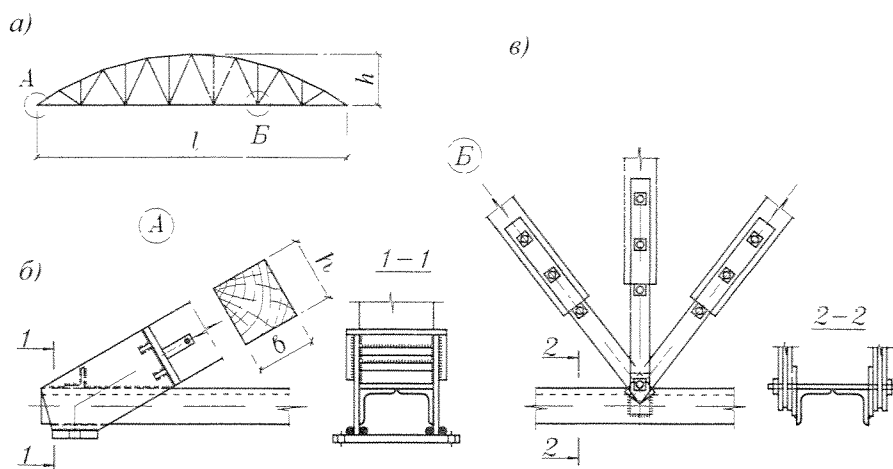


Рис. 2.10. Многоугольная брусчатая металлодеревянная ферма:

а — геометрическая схема; б, в — опорный и промежуточный узлы (А, Б)

лей брусчатых ферм — до 3 м, клееных, подвергающихся местному изгибу от межузлового приложения нагрузки, — до 6 м.

Треугольные фермы применяют для кровель с крутым уклоном — от 1:2 до 1:4 (асбестоцементные плиты, кровельная сталь, черепица). Их оптимальная относительная высота находится в пределах $(1/4...1/6)l$. Продолжительное время такие фермы выполнялись с узлами на врубках. Современная конструкция фермы усовершенствована за счет модернизации узлов, главным образом опорных, с использованием стальных деталей. Типизированные фермы индустриального изготовления бывают четырех- и шестипанельными с металлическими нижними поясами и растянутыми элементами решетки. Верхний пояс изготавливают брусчатым или клееным.

Шпренгельные системы представляют собой неразрезные балки из брусьев или клееных блоков с одной или двумя промежуточными опорами в виде стоек, поддерживаемых стальной тягой, которая своими концами прикрепляется к балке.

Фермы с параллельными поясами используют в качестве стропильных в особых случаях компоновки покрытия. Такие фермы обычно имеют раскосную решетку.

Собственный вес деревянных ферм определяют по формуле:

$$g_{c.v.} = \Sigma q / [1000 / k_{c.v.} l - 1], \quad (2.4)$$

где Σq — сумма всех нагрузок (кроме собственного веса); $k_{c.v.}$ — коэффициент собственного веса, зависящий от типа деревянной конструкции; l — пролет фермы, м.

Расчет элементов деревянных ферм выполняют по методике, изложенной в учебниках. Гибкость нижнего пояса не должна превышать 400. Для уменьшения его расчетной длины l_{ef} используют подвески. Сварные швы и болты узловых элементов и стыковых соединений рассчитывают по формулам, приведенным в [5] и др.

3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФЕРМЫ

В железобетоне может быть реализована практически любая геометрическая схема фермы. Однако в современном строительстве используются наиболее рациональные типы: сегментные, с параллельными поясами и трапециевидные двухскатные с прямым или ломаным нижним поясом (рис. 3.1). Решетка ферм обычно делается треугольной, при необходимости со стойками или дополнительными раскосами.

Пролеты типовых ферм — 18, 24, 30 м при шаге 6...12 м. Для пролетов более 30 м экономически более выгодны металлические фермы, железобетонные арки или тонкостенные пространственные конструкции. Тем не менее в мировой практике известны примеры перекрытия пролетов 60 и даже 96 м.

Железобетонные фермы отличаются большим собственным весом, превышающим вес стальных и деревянных ферм в 2—3 раза. Этот недостаток компенсируется их повышенной огнестойкостью и экономией стали (до 50 %).

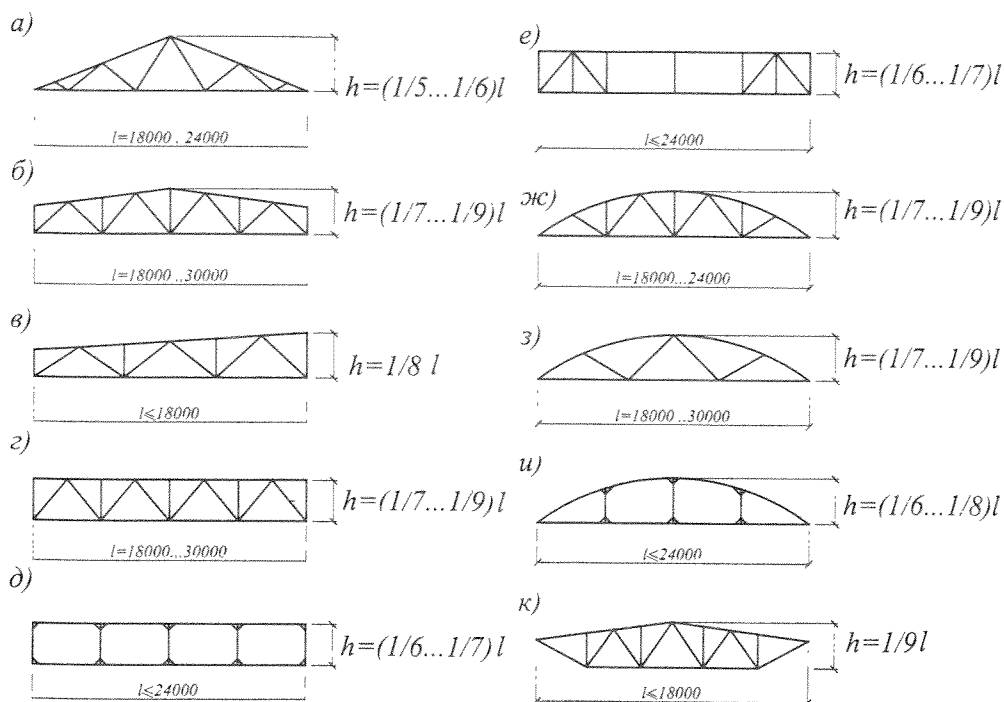


Рис. 3.1. Схемы железобетонных ферм:

а — треугольная; *б* — трапециевидная; *в* — односкатная; *г* — с параллельными поясами; *д* — то же, безраскосная; *е* — то же, комбинированная; *ж* — полигональная; *з* — сегментная; *и* — безраскосная; *к* — полигональная с ломаным нижним поясом

Треугольные фермы — самые невыгодные ввиду их большой высоты и значительного расхода материалов. Применение таких ферм оправдано только в случае использования кровли со значительным уклоном из асбестоцементных или металлических листов.

Наиболее целесообразны по распределению материала сегментные или арочные фермы с ломаным или криволинейным верхним поясом, приближающимся по очертанию к параболической эпюре моментов. В этих фермах усилия в поясах распределяются более равномерно, а усилия в решетке значительно меньше, чем в фермах других очертаний. Сегментные и арочные фермы имеют незначительную высоту на опоре, что позволяет уменьшить высоту стен. Фермы трапециевидные и с параллельными поясами имеют большую высоту на опоре, что увеличивает расход материала на стены здания; они тяжелее сегментных и арочных ферм, но менее трудоемки.

Роль связей по верхнему поясу фермы выполняют жесткие кровельные панели, привариваемые в узлах. Устанавливаются фермы на оголовники железобетонных колонн и крепятся к ним при помощи анкерных болтов и сварки закладных опорных деталей.

Фермы могут быть выполнены цельными, составными (из двух полуферм, нескольких блоков) или из отдельных элементов. Последний способ является невыгодным из-за трудоемкого монтажа.

Рекомендуемая высота ферм в середине пролета $h = (1/6 \dots 1/9)l$. Длина прямолинейных панелей фермы — 1,5 или 3 м (ширина плит покрытия). Для арочных ферм, где момент от внеузловой нагрузки компенсируется моментами обратного знака от эксцентричного действия продольных сил (см. рис. 1.6), длина панелей может быть увеличена до размеров, кратных ширине плит покрытия.

По условию устойчивости ширина сечения верхнего пояса фермы b принимается равной $(1/70 \dots 1/80)l$. Конструктивно она связана с шагом ферм: при шаге 6 м ширину сечения b назначают равной 20...25 см; при шаге 12 м — 30...35 см. Ширина сечения верхнего и нижнего поясов, а также раскосов и стоек принимается, как правило, одинаковой для удобства бетонирования. Иногда в целях экономии бетона ширину сечения элементов решетки принимают на 10...15 см меньше ширины поясов. Сечения поясов проектируют квадратными или прямоугольными с соотношением $b/h = 1,2 \dots 1,3$.

С целью снижения веса фермы используют бетон классов В30...В50 и высокий процент армирования (2...3 %).

В верхних сжатых поясах, раскосах и стойках применяют ненапрягаемую арматуру в виде сварных каркасов из стали классов А-II, А-III. Нижний пояс и сильно растянутые раскосы выполняют предварительно напряженными и армируют пучками из высокопрочной проволоки Вр-II, стержнями из стали классов А-IV, А-V, А-VI, канатами К-7, К-10 и отдельными проволоками (струнами). Кроме предварительно напряженной арматуры нижние пояса армируются обычной арматурой в виде сварных каркасов.

Статический расчет железобетонных ферм выполняется по методике, изложенной выше. При сборе нагрузок собственный вес ферм можно принимать по рекомендациям, данным в [5] и др.

Проверка прочности сечений раскосной фермы производится по общим правилам расчета сжатых и растянутых железобетонных элементов. Панели верхнего пояса и сжатые элементы решетки рассчитывают, предполагая наличие в них случайных эксцентриситетов e_a продольных сил. Так как для ферм характерны соотношения $l_{ef} < 600e_a$ и $h < 30e_a$, то случайный эксцентриситет $e_a = 1$ см. При этом расчетная длина элемента $l_{ef} = 0,9l_m$ (здесь l_m — геометрическая длина элементов между центрами узлов).

Ориентировочно площадь сечения сжатого элемента (при $l_{ef} = 20h$) определяют по приближенной формуле:

$$A_b = 1,25N / (R_b + 0,03R_{sc}), \quad (3.1)$$

где N — продольное сжимающее усилие; R_b и R_{sc} — соответственно, призмечная прочность бетона и расчетное сопротивление сжатой арматуры.

В практике чаще всего задаются размерами поперечного сечения сжатого элемента ($A_b = bh$), а затем определяют площадь арматуры. При симметричном армировании:

$$A_s + A'_s = N / \gamma_c \varphi R_{sc} - A_b R_b / R_{sc}, \quad (3.2)$$

где N , R_b и R_{sc} — то же, что в (3.1); $A_s + A'_s$ — площадь сечения всей сжатой арматуры; φ — коэффициент продольного изгиба; γ_c — коэффициент условий работы.

В слабо растянутых элементах решетки применяют обычное армирование. При расчете несущей способности элемента площадь сечения продольной арматуры определяют по формуле центрального растяжения:

$$A_s = N / R_s, \quad (3.3)$$

где N — продольное растягивающее усилие; R_s — расчетное сопротивление арматуры.

Сильно растянутые элементы (нижние пояса, раскосы) проектируют с предварительным напряжением арматуры. Площадь бетонного сечения определяют по формуле:

$$A_b = N / 1,2 R_b, \quad (3.4)$$

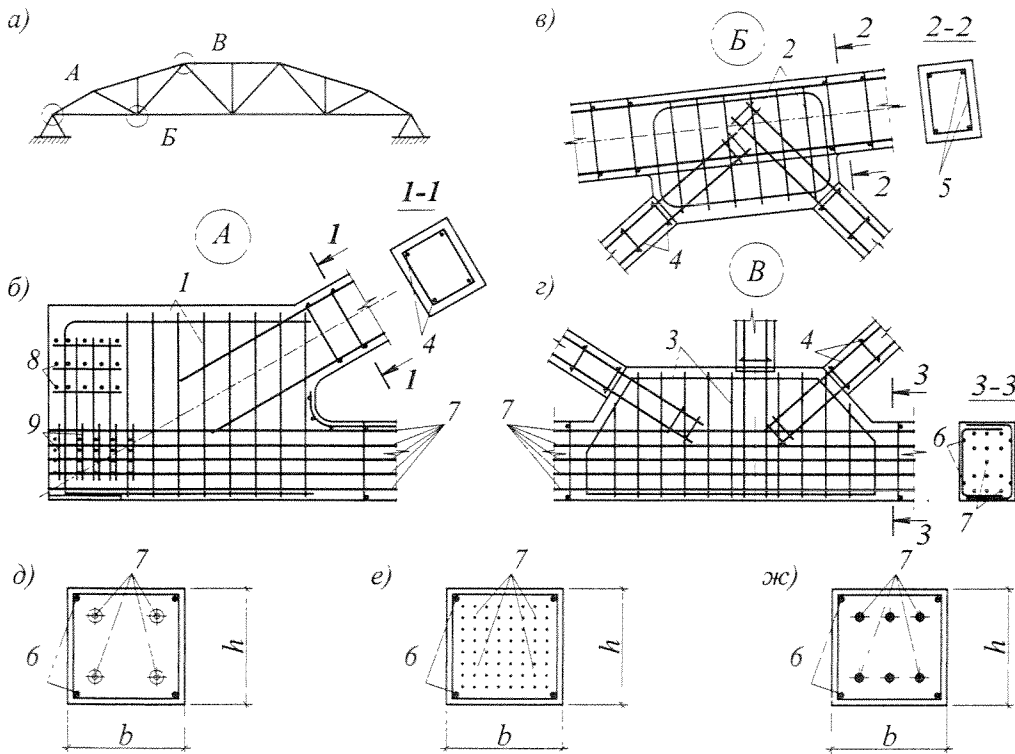


Рис. 3.2. Армирование железобетонной фермы:

a — геометрическая схема; b, v, z — опорный (A) и промежуточные узлы (B, V); $d, e, ж$ — варианты армирования нижнего пояса: соответственно, пучками, струнами, стержнями; 1 — сварной каркас опорного узла; $2, 3$ — сварные каркасы промежуточных узлов; 4 — сварной каркас раскоса; 5 — то же, верхнего пояса; 6 — ненапрягаемые стержни нижнего пояса; 7 — предварительно напряженная арматура нижнего пояса; 8 — горизонтальные сетки; 9 — вертикальные сетки

а площадь сечения предварительно напряженной арматуры:

$$A_{sp} = (N - A_s R_s) / R_{sp}, \quad (3.5)$$

где R_{sp} — расчетное сопротивление предварительно напряженной арматуры; N , A_s и R_s — то же, что в (3.3).

Напрягаемая арматура устанавливается в сечении симметрично. При конструировании в узлах фермы устраивают уширения (вуты), повышающие жесткость и надежность узлов, а также обеспечивающие условия удобного размещения и анкеровки арматуры.

Узлы железобетонных ферм, в отличие от металлических или деревянных — жесткие. Используя эту особенность, фермы нередко делают безраскосными. Отсутствие раскосов освобождает внутриферменное пространство и позволяет использовать его как обычный этаж в многоэтажных зданиях. Здесь фермы служат ригелями многоярусной рамы каркаса здания.

Пояса и стойки безраскосных ферм рассчитывают на совместное действие продольных сил N и изгибающих моментов M по формуле для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых прямоугольных сечений.

Примеры конструирования узлов фермы приведены на *рис. 3.2* и *3.3*.

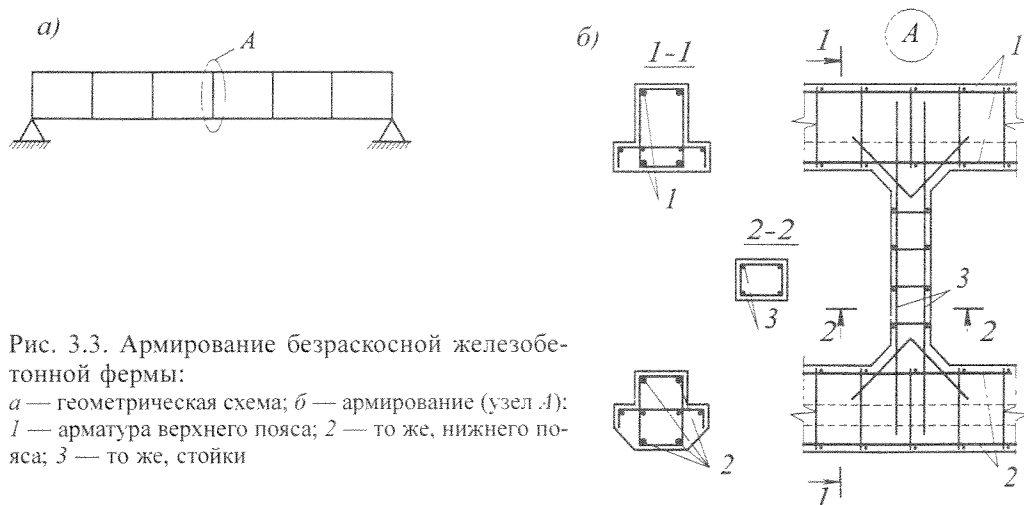


Рис. 3.3. Армирование безраскосной железобетонной фермы:

a — геометрическая схема; *б* — армирование (узел *A*): 1 — арматура верхнего пояса; 2 — то же, нижнего пояса; 3 — то же, стойки

4. АРКИ. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ АРКИ

Общие сведения

Арка — конструкция криволинейного очертания. Определяющий ее признак — распор, вызванный несмещаемостью ее опор. Очертание оси арки может быть параболическим, круговым, эллиптическим. Встречаются арки коробовые (многоцентровые), «ползучие» (опоры расположены на разных уровнях), а также треугольные распорные системы (*рис. 4.1*).

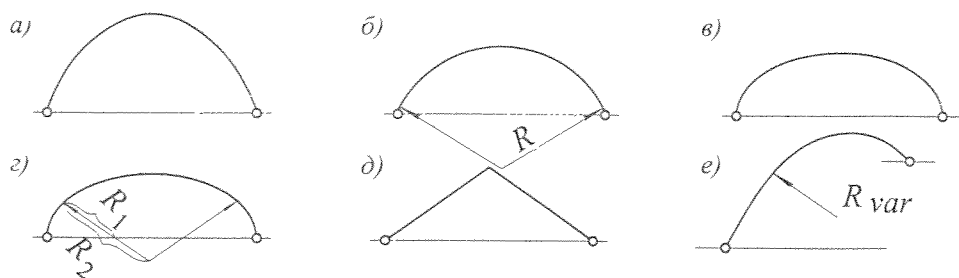


Рис. 4.1. Очертания осей арок:

а — параболическая; *б* — круговая; *в* — эллиптическая; *г* — коробовая; *д* — треугольная; *е* — «ползучая»

Пролеты арок — от 30 до 60 м (в зависимости от материала), а уникальных арочных покрытий — до 100 м. Они могут использоваться в гражданских, промышленных, сельскохозяйственных зданиях и как плоскостные несущие конструкции, и в составе пространственных покрытий в качестве диафрагм оболочек.

В зависимости от величины стрелы подъема арки делятся на пологие $f = (1/8...1/6)l$ и подъемистые $f = (1/4...1/2)l$.

По статической работе различают арки трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные (рис. 4.2).

Трехшарнирная арка статически определима, она не чувствительна к смещениям опор и колебаниям температур; удобна в монтаже и перевозке в виде полуарок. Однако в силу неравномерного распределения изгибающих моментов по своей длине наиболее материалоемка.

Двухшарнирная арка единожды статически неопределима. Распор ее меньше, чем у трехшарнирной арки. Отличается более благоприятным распределением изгибающих моментов по своей длине, в силу чего получила наибольшее распространение.

Бесшарнирная арка трижды статически неопределима. Защемление ее в опорах способствует более равномерному распределению моментов по длине, благодаря чему конструкция отличается легкостью. Однако этот фактор делает ее чувствительной к осадкам опор и температурным воздействиям. Такая арка тре-

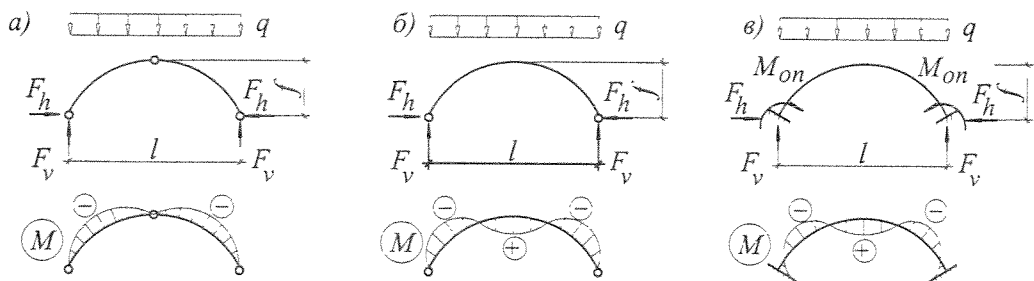


Рис. 4.2. Расчетные схемы арок и эпюры изгибающих моментов:

а — трехшарнирная; *б* — двухшарнирная; *в* — бесшарнирная

бует надежного основания и мощных фундаментов, что не всегда осуществимо по техническим и экономическим причинам.

В конструктивном решении арки бывают сплошного профиля (сплошностенчатые) или сквозные (решетчатые). Контуры арок, очерчиваемые их поясами, могут быть сегментными, серповидными или иметь постоянную высоту (рис. 4.3).

Распор в арках воспринимают затяжки, фундаменты или жесткие опорные конструкции (рис. 4.4). Пологие арки, как правило, имеют затяжки. Арки подъемистые, устанавливаемые на грунтовом основании, передают распор фундаментам, контрфорсам. При слабых грунтах или значительных распорных усилиях, во избежание сдвига фундамента, устраивают в плоскости пола или под ним дополнительную затяжку. Чем положе арка, тем больше распор.

При загрузении в верхнем поясе арки возникают сжимающие усилия, увеличивающиеся к опорам, и изгибающие моменты, особенно при одностороннем расположении временной нагрузки. В затяжке действуют растягивающие усилия.

Арка, очертание оси которой совпадает с «кривой давления» (например, параболическая), испытывает только сжатие. В противном случае в ней возникают изгибающие моменты.

Пологие арки часто делают круговыми. Отклонение окружности от параболы или цепной линии тем меньше, чем положе арка.

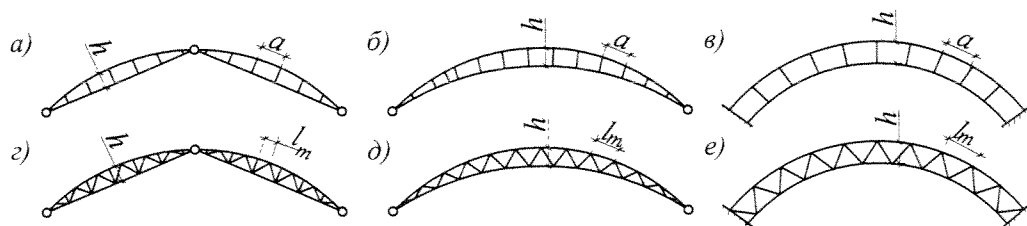


Рис. 4.3. Конструктивные схемы арок:

а, б, в — сплошного профиля; г, д, е — сквозные

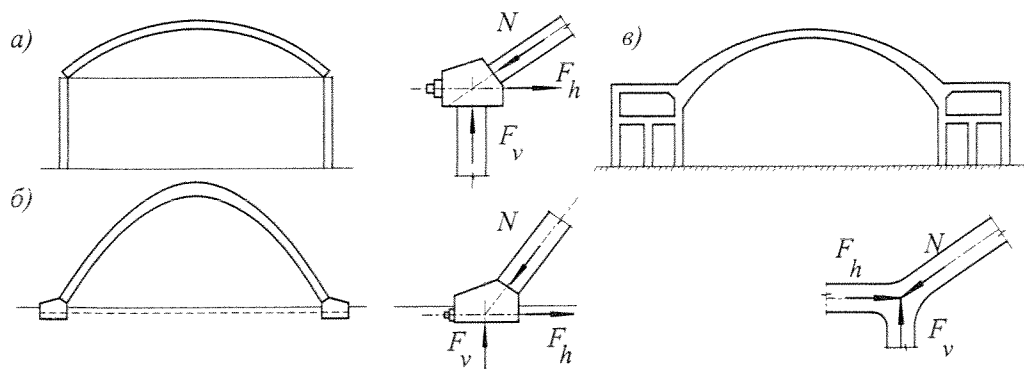


Рис. 4.4. Основные способы восприятия распора арок:

а — затяжкой; б — грунтовым основанием и затяжкой; в — примыкающим сооружением

Расчет арок

Статический расчет арок ведется на два вида загрузки: равномерно распределенную линейную нагрузку от веса кровли и собственного веса арки (g) по всему пролету, а также линейную нагрузку от снега (s) на половине пролета, как наиболее невыгодную (рис. 4.5), поскольку опасное сечение расположено на $1/4$ длины арки.

Расчет начинается с определения опорных реакций M_{on} , F_v и F_h . Обычно для этой цели пользуются готовыми формулами и таблицами, имеющимися во многих справочниках. Далее вычисляют изгибающие моменты M_x , продольные N_x и поперечные Q_x силы по длине арки в рассматриваемых сечениях с координатами x, y по следующим формулам:

$$M_x = M_{on} + M_c^{\delta} - F_h y, \quad (4.1)$$

где M_{on} — опорный момент в бесшарнирной арке; (в трех- и двухшарнирной арке $M_{on} = 0$); F_h — распор, определяемый по формуле:

$$F_h = k M_c^{\delta} / f, \quad (4.2)$$

где M_c^{δ} — балочный момент в середине пролета; f — стрела подъема арки; k — коэффициент, учитывающий геометрические и физические характеристики арки.

$$N_x = -Q_x^{\delta} \sin \varphi - F_h \cos \varphi, \quad (4.3)$$

где Q_x^{δ} — балочная поперечная сила; φ — угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонталью:

$$Q_x = Q_x^{\delta} \cos \varphi - F_h \sin \varphi. \quad (4.4)$$

Картину напряженного состояния арки дают эпюры M , N и Q , построенные по всей ее длине.

Приближенные формулы для определения моментов M в середине и четвертях пролета приведены в [5] и др.

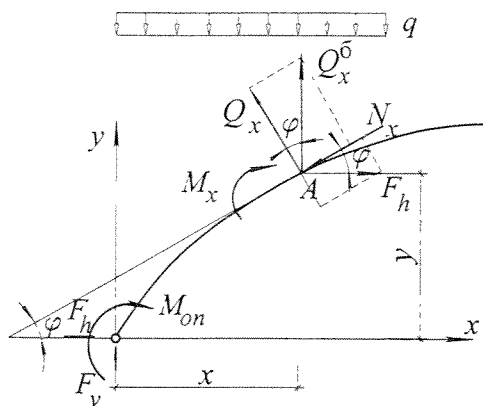


Рис. 4.5. Схема определения усилий M_x , N_x , Q_x в точке $A (x, y)$ арки

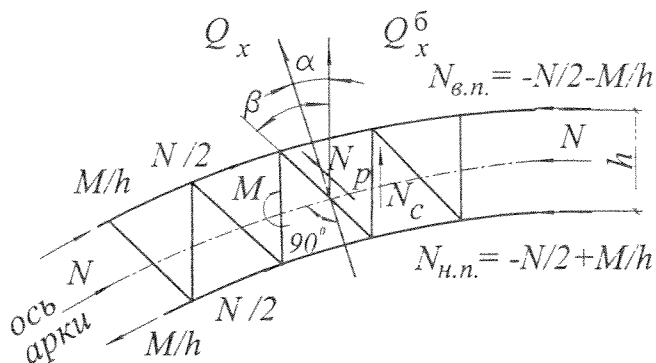


Рис. 4.6. Схема усилий в элементах сквозной арки

Все усилия от постоянной g и снеговой s нагрузок представляют в виде соответствующих эпюр, векторы которых суммируют, определяя самое невыгодное их сочетание.

Для конструктивного расчета арок сплошного сечения достаточно знания M , N и Q в характерных точках арки (на опорах, в середине и четвертях пролета).

Усилия в элементах сквозных арок с параллельными поясами (рис. 4.6) определяют через M , N и Q по формулам:

в верхнем поясе

$$N_{с.н.} = -N/2 - M/h, \quad (4.5)$$

в нижнем поясе

$$N_{н.н.} = -N/2 + M/h, \quad (4.6)$$

в раскосе

$$N_p = Q / \cos(\beta - \alpha), \quad (4.7)$$

в стойке

$$N_c = Q / \cos \alpha, \quad (4.8)$$

где α и β — углы между направлениями элементов решетки и нормалью к оси арки (направлением поперечной силы Q).

Усилия в элементах серповидных арок можно определить графически путем построения диаграммы Максвелла—Кремоны.

Устойчивость арки в плоскости ее изгиба оценивается критической силой

$$N_{cr} = \pi^2 EJ / l_{ef}^2, \quad (4.9)$$

где E — модуль упругости материала; J — момент инерции сечения арки в четверти пролета; $l_{ef} = \mu S$ — расчетная длина; S — полная длина дуги арки; μ — коэффициент, зависящий от типа арки, ее материала и отношения f/l .

Величина N_{cr} должна на 20...30 % превышать продольную силу N в арке, определенную расчетом.

Наличие распора, вызывающего возникновение продольных сжимающих усилий в обоих поясах арки, требует конструктивных мер, предотвращающих потерю устойчивости арки из плоскости изгиба. Это достигается развитием сечения арки в ширину или более частой расстановкой вертикальных связей.

Металлические арки

Металлические арки могут перекрывать пролеты от 30 до 150 м.

Сплошнотенчатые арки при пролетах до 60 м имеют высоту сечения $1/50...1/80$ пролета. Поперечное сечение поясов арок небольших пролетов выполняют обычно из прокатных профилей, а более мощных арок — в виде двутавровых или коробчатых профилей (рис. 4.7 а—в). Ребра жесткости устанавливают на расстояниях, примерно равных высоте сечения арки. Такие арки рассчитывают на прочность как сжато-изогнутые элементы.

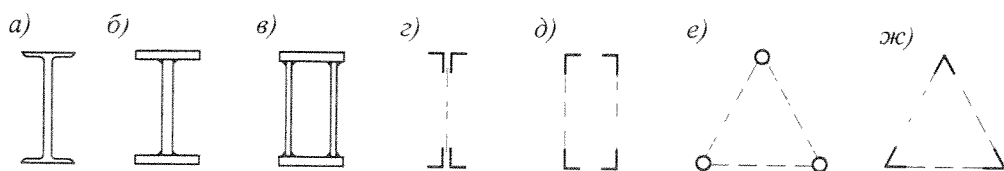


Рис. 4.7. Сечения поясов металлических арок:

а–в — сплошнотенчатых; г–ж — сквозных

Иногда из функциональных соображений проектируют системы из двух прямолинейных элементов (см. рис. 4.1 д). Высоту их сечения принимают равной $1/15...1/20$ пролета. По сравнению с криволинейными арками такие конструкции малоэффективны.

Сквозные (решетчатые) арки применяют при пролетах более 60 м. Они проектируются преимущественно с параллельными поясами. Высота сечения таких арок составляет $1/30...1/60$ пролета, поскольку они имеют меньшую жесткость. Пояса арок komponуют из уголков, швеллеров, двутавров, труб. При больших пролетах и усилиях сквозные арки делают пространственными с треугольным или четырехугольным поперечным сечением (рис. 4.7 г—ж). Решетка, выполняемая из одиночных профилей, — обычно треугольная, часто с дополнительными стойками, уменьшающими длину сжатых панелей.

Сечения сплошных и сквозных арок рекомендуется принимать постоянными по всей длине. Иногда двух- и трехшарнирные арки с целью экономии металла проектируют серповидными или сегментными.

Шаг сплошных арок (вдоль здания) принимают равным 6...12 м, а сквозных — 12...24 м. При шаге 6 м покрытие выполняют беспрогонным с укладкой плит на верхний пояс арки. При шаге 12...24 м в качестве прогонов используют решетчатые фермочки, устанавливаемые с шагом 6 м, а по ним укладывают плиты покрытия.

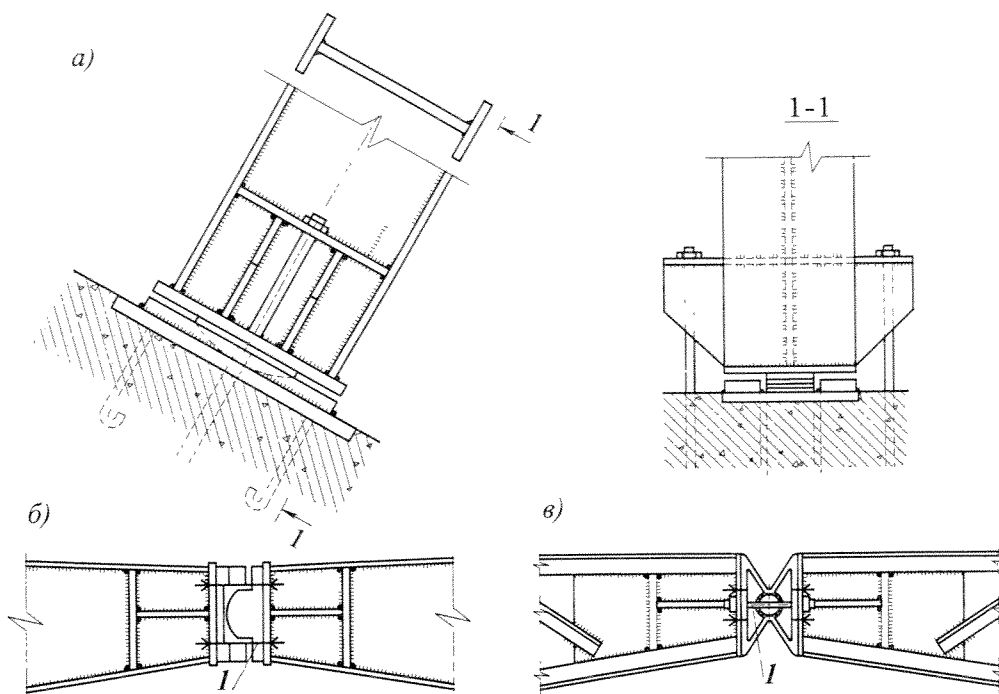


Рис. 4.8. Примеры узлов металлических трех- и двухшарнирных арок:

а — опорный плиточный шарнир; *б* — ключевой шарнир трехшарнирной арки, плиточный; *в* — то же, балансирный; *1* — стяжной болт

Наиболее сложны в арках опорные и ключевые шарниры. Опорные шарниры бывают трех типов: плиточные, пятниковые и балансирные. Опорные и ключевые шарниры сплошнотенчатых и сквозных арок, как правило, одностипны. Примеры конструкций опорного и ключевого узлов арки даны на *рис. 4.8*.

5. ДЕРЕВЯННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ АРКИ

Деревянные арки

Деревянные арки могут перекрывать пролеты от 12 до 100 м.

Сплошнотенчатые арки бывают криволинейного и треугольного очертаний (*рис. 5.1*). Криволинейные арки по технологическим соображениям делают, как правило, с постоянным радиусом кривизны. Стрела подъема $f = 1/4...1/10$ пролета l .

Поперечное сечение криволинейной арки комплектуется из пакета склеенных досок толщиной до 33 мм (дощатоклееные арки). Предпочтительна прямоугольная форма сечения с отношением сторон $h/b \leq 4$. Высота сечения арки $h = (1/30...1/50)l$.

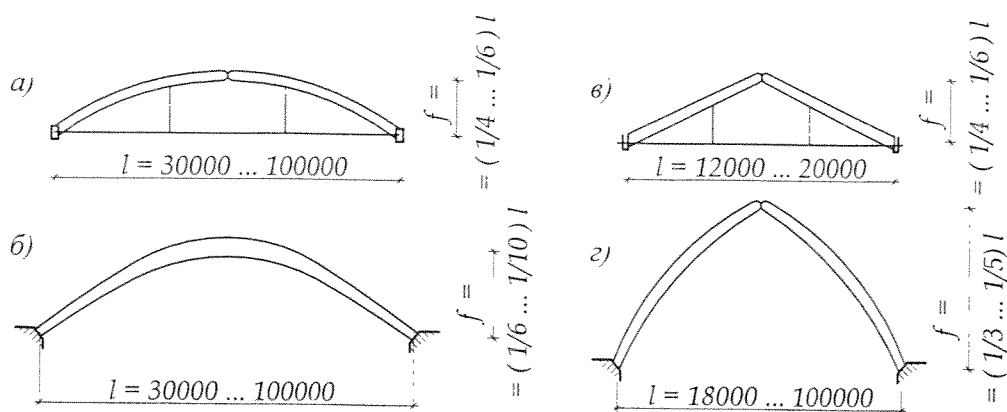


Рис. 5.1. Примеры сплошностенчатых арок из пакетов клееных досок:

а — трехшарнирная круговая; *б* — двухшарнирная серповидная; *в* — треугольная; *г* — с круговыми полуарками

Доштокклееные арки бывают двух- и трехшарнирными. При пролете до 24 м и $f = (1/8 \dots 1/6)l$ целесообразно применять двухшарнирные арки как более экономичные при их транспортировании. При больших пролетах рациональны трехшарнирные арки. Минимальная высота сечения полуарок, исходя из предельной гибкости $\lambda_{max} = 120$, составляет $S/36$ (где S — длина полуарки).

Конструкцию треугольного очертания проектируют с применением прямоугольных доштокклееных элементов со стальной затяжкой или опиранием на фундаменты.

Проверка прочности арок производится по формулам для сжато-изогнутых элементов.

Опорные и ключевые узлы сплошностенчатых арок даны на рис. 5.2.

Сквозные арки выполняют, как правило, трехшарнирными. Они состояются из пары ферм, соединенных в ключе. Чаще всего используют фермы сегментные или с концентрическими поясами. Нижний пояс фермы делают деревянным, так как он может работать на сжатие (влияние распора арки). Криволинейный пояс выполняют из пакета клееных досок, прямолинейный — из досок или брусев.

Высота сквозных арок принимается равной $(1/20 \dots 1/40)l$. Шаг арок — 6...12 м.

Наиболее распространенными считаются трехшарнирные арки из брусчатых ферм. Пролеты, перекрываемые такими арками — 20...40 м. Распор может восприниматься металлическими затяжками или фундаментом.

Двухшарнирная арка обычно представляет собой дугообразную ферму с параллельными поясами, раскосной или крестовой решеткой и радиальным расположением стоек.

Конструкция треугольного очертания состоит из ферм с параллельными поясами из цельной или клееной древесины. Такая система находит ограниченное применение, поскольку прямолинейные пояса испытывают, кроме сжатия, значительный изгиб и требуют соответствующего решения опорных и ключевых узлов.

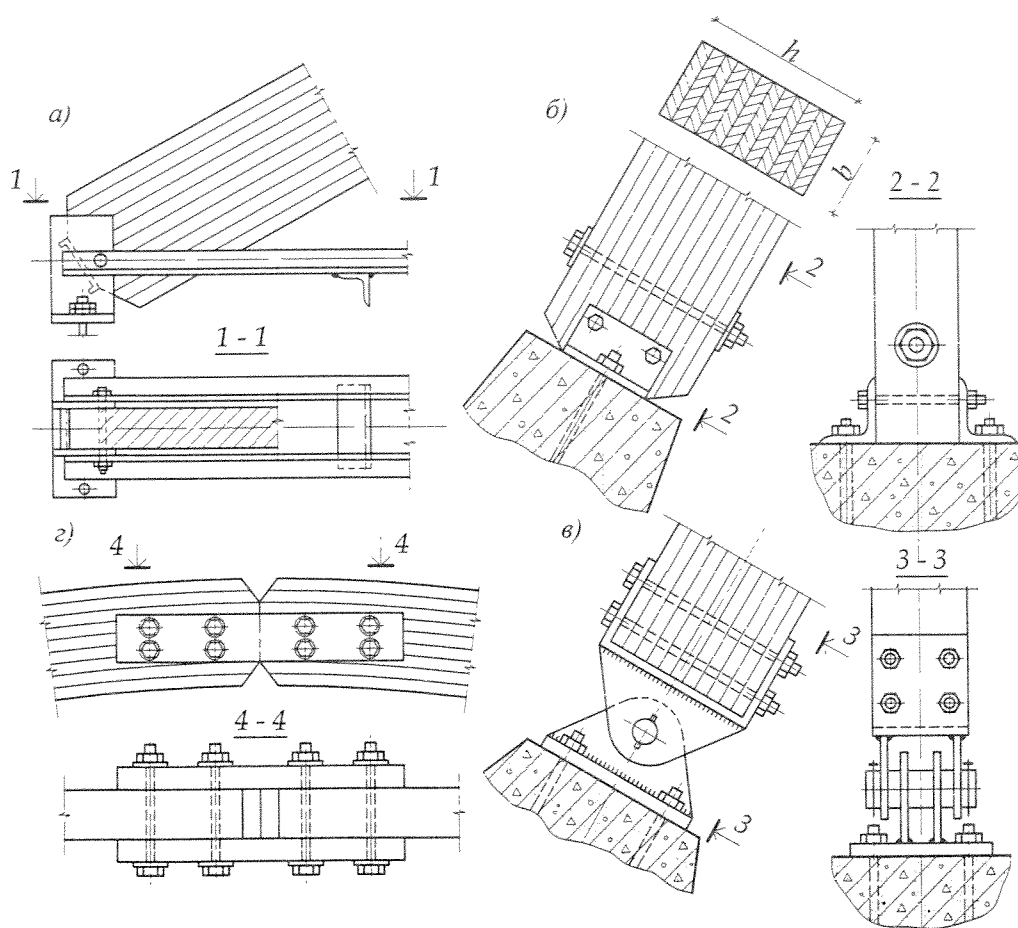


Рис. 5.2. Узлы сплошностенчатых деревянных арок:

а — опорный узел пологой арки с затяжкой; *б, в* — то же, подъемистой арки (соответственно, простой упор и болтовой шарнир); *г* — ключевой узел трехшарнирной арки

Железобетонные арки

Железобетонные арки можно применять, начиная с пролета 18 м, но экономичнее ферм они становятся при пролетах более 30 м. Наиболее целесообразно перекрывать ими пролеты от 36 до 80 м (рис. 5.3).

Ось арки может иметь параболическое или круговое очертание (для упрощения изготовления). Наиболее распространенные — это двухшарнирные арки пролетом до 36 м. Их выполняют пологими со стрелой подъема $f = (1/6 \dots 1/8)l$. Распор обычно воспринимается затяжкой.

Большепролетные подъемистые арки имеют более сложное очертание оси, их обычно выполняют трехшарнирными (из двух полуарок). Распор передается на

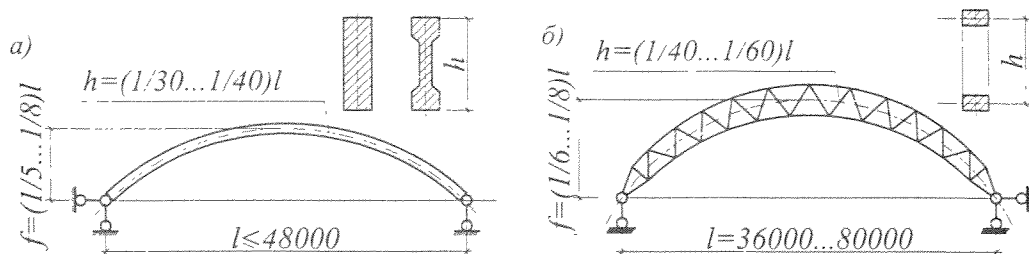


Рис. 5.3. Типы железобетонных арок:
а — сплошнотенчатая; б — сквозная

фундаменты и грунты основания. При слабых грунтах устраивают затяжку, расположенную ниже уровня пола (рис. 5.4).

Арки могут быть сборными в виде монтажных блоков длиной от 6 до 12 м или монолитными. Их выполняют из бетона классов В30 и В40. Шаг арок 6...12 м. По аркам укладывают железобетонные панели покрытия, крепящиеся с помощью сварки закладных деталей и выполняющие также функции горизонтальных связей.

Сплошнотенчатые арки (см. рис. 5.3 а) применяются при пролетах до 48 м. Стрела подъема $f = (1/5...1/8)l$. Высота сечения верхнего пояса арки $h = (1/30...1/40)l$ принимается по условию устойчивости; ширина сечения $b = (0,4...0,5)h$.

Сечение арки бывает прямоугольным или двутавровым с отношением $h/b \leq 6$. В стенке двутавра для облегчения конструкции и пропуска инженерных коммуникаций могут устраиваться круглые или прямоугольные отверстия.

Арки пологие, устанавливаемые на колонны или высокие стены, снабжают затяжками из стали (круглой, профильной) или железобетона с предварительно напряженной арматурой. Для уменьшения провисания затяжки через каждые 5...6 м устанавливают стальные или железобетонные подвески.

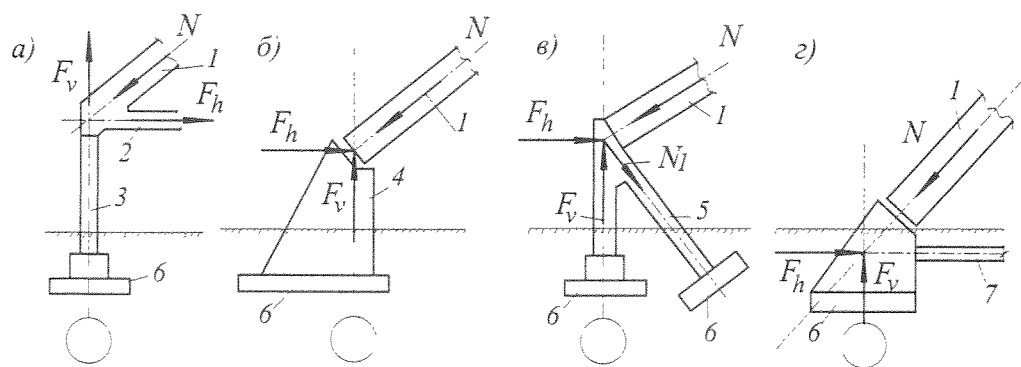


Рис. 5.4. Варианты опирания железобетонных арок и способы погашения распора:
а — затяжкой; б — контрфорсом; в — рамой; г — фундаментом; 1 — арка; 2 — затяжка; 3 — колонна; 4 — пилон; 5 — рама; 6 — фундамент; 7 — подпольная затяжка

В конструктивном отношении выгодно очертание оси арки, близкое к кривой давления. В этом случае она испытывает только сжатие. При равномерно распределенной нагрузке и несмещаемых опорах кривая давления арки будет квадратной параболой. Однако на практике полного совпадения оси арки с кривой давления достичь не удастся, так как из-за усадки и ползучести бетона, различных схем загрузки временной нагрузкой неизбежно возникают изгибающие моменты.

В целях типизации конструкции и упрощения производства работ, очертание оси пологой двухшарнирной арки обычно выполняют по дуге окружности. В расчетной схеме ее очертание принимают по квадратной параболе. Усилия в сечениях, вычисленные от разных загрузок, сводят в таблицу, из которой устанавливают их максимальное и минимальное расчетные значения.

Сечение арматуры верхнего пояса арки подбирают по формулам для внецентренно сжатых элементов. Для учета влияния продольного изгиба в плоскости кривизны расчетную длину принимают: для трехшарнирной арки — $0,58S$, для двухшарнирной — $0,54S$, для бесшарнирной — $0,36S$ (где S — длина дуги).

Затяжка работает на растяжение. Влиянием изгибающего момента в затяжке от собственного веса ввиду его малости пренебрегают. Арматуру затяжки двухшарнирной арки подбирают из условий прочности по расפורу $F_h = 0,9(ql^2 / 8f)$:

$$A_s = F_h / R_s, \quad (5.1)$$

где A_s — площадь сечения арматуры; R_s — расчетное сопротивление арматуры.

В трехшарнирной арке при расположении опор в одном уровне расפור $F_h = ql^2 / 8f$.

Конструирование арок выполняют по общим правилам для внецентренно сжатых элементов. Армирование верхнего пояса арки чаще всего принимают симметричным (рис. 5.5) — рабочие стержни располагаются по верхней и нижней граням сечения, так как возможны знакопеременные моменты при загрузке половины арки снеговой нагрузкой.

В качестве рабочей арматуры верхнего пояса рекомендуется использовать стержни из стали классов А-II, А-III, а в затяжках — предварительно напряженную арматуру классов А-IV, А-V, А-VI, В-II и др. или жесткую арматуру. Поперечные силы в арке незначительны. Поперечную арматуру ставят по расчету или конструктивно.

Стыки блоков верхнего пояса сборной арки решаются путем сварки выпусков стержневой арматуры в зазорах между блоками с последующим замоноличиванием стыков, а непрерывность работы затяжки обеспечивается пропуском через нее арматуры с последующим натяжением в опорных узлах. Узлы пологих арок даны на рис. 5.5 б, в.

Сквозные арки (см. рис. 5.3 б) характерны для пролетов более 36 м, когда применение сплошного сечения становится экономически нецелесообразным. В этом случае стенку арки заменяют решеткой, превращая ее в арочную ферму. Стрела подъема принимается по аналогии с простыми арками. Высота сечения арки $h = (1/40 \dots 1/60)l$. Сечения поясов и решетки — прямоугольные, близкие к

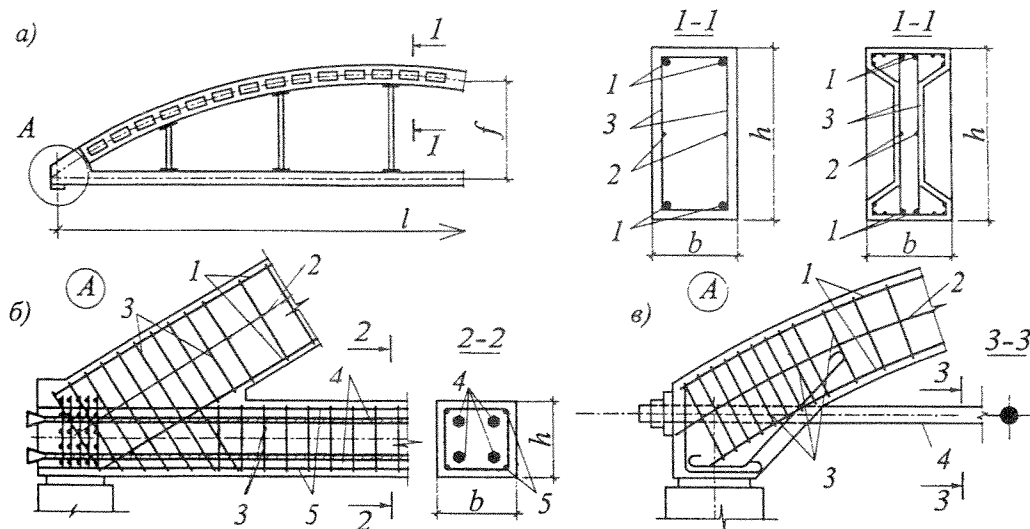


Рис. 5.5. Сборная железобетонная арка с затяжкой:

a — общий вид; *б* — опорный узел с затяжкой из предварительно напряженного железобетона; *в* — то же, с затяжкой из круглой стали: 1 — рабочая арматура верхнего пояса; 2 — конструктивная арматура; 3 — хомуты; 4 — предварительно напряженная арматура нижнего пояса; 5 — обычная арматура

квадрату. Решетка верхнего пояса треугольная или безраскосная. Сечения элементов арок в зависимости от знака усилия определяют по формулам для сжатых и растянутых стержней.

Как правило, сквозные арки делают сборными в виде унифицированных блоков постоянной высоты и длиной до 12 м.

6. ТОНКОСТЕННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СВОДЫ

Общие сведения

Тонкостенные¹ пространственные конструкции представляют собой системы, образуемые оболочками (тонкими плитами) и контурными (бортовыми) элементами — диафрагмами — в виде балок, ферм, арок, брусьев, опорных колец и т.п. Оболочкам придают очертания криволинейных поверхностей или многогранников. Они выполняют одновременно функцию несущих и ограждающих элементов покрытия. Отличительным признаком таких систем является работа в

¹ Тонкостенными считаются конструкции при отношении $t/R_{min} \leq 1/20$, где t — толщина плиты оболочки; R_{min} — меньший из радиусов кривизны.

двух и более направлениях, в результате чего достигается равномерное распределение внутренних усилий при статических и динамических нагрузках, а следовательно, повышаются пространственная жесткость и несущая способность конструкции при существенной экономии материала; достигается значительное уменьшение массы в сравнении с покрытиями из плоских элементов (кровельных панелей, ферм, арок и др.). Пространственные покрытия, обладая выразительностью форм, удовлетворяют функциональным и эстетическим требованиям современной архитектуры.

Пространственные конструкции, обеспечивая гибкую планировку проектируемых объектов, особенно целесообразны при строительстве большепролетных (без промежуточных опор) гражданских и производственных зданий различного назначения. Опыт строительства пространственных покрытий в нашей стране и за рубежом свидетельствует о том, что они успешно применяются при малых (до 24 м), средних (до 36 м) и больших пролетах (до 100 м и более).

Подобрать универсальный признак и сгруппировать по нему пространственные конструкции не представляется возможным, поскольку любая классификация будет условной. Можно лишь говорить о материале конструкции, геометрии и способе образования поверхности, пологости и крутизне, пролете, способе опирания, очертании плана здания, конструктивных особенностях и т.п.

В зависимости от геометрического очертания и способа образования поверхности различают следующие типы тонкостенных пространственных покрытий: большепролетные плиты-настилы, цилиндрические оболочки (одинарной или нулевой гауссовой кривизны), оболочки двоякой положительной и отрицательной гауссовой кривизны на прямоугольном плане, волнистые своды, оболочки вращения (купола), складки с различной формой поперечного сечения, висячие оболочки, купола-многогранники шатрового типа, воронкообразные оболочки, составные оболочки, образованные из нескольких элементов пересекающихся поверхностей произвольной формы. Современные пространственные системы позволяют создавать разнообразные конструктивные формы, реализующие практически любые замыслы архитектора (рис. 6.1).

По геометрическому очертанию (кривизне) поверхности пространственные покрытия могут быть одинарной или двоякой кривизны (рис. 6.2); по признаку кривизны — положительной, отрицательной и нулевой гауссовой кривизны. Гауссова кривизна представляет собой произведение главных кривизн: $1/R = (1/R_1) \cdot (1/R_2)$, где R_1 и R_2 — радиусы взаимно перпендикулярных сечений криволинейной поверхности в данной точке.

Поверхность положительной гауссовой кривизны характеризуется тем, что центры кривизны дуг всех нормальных сечений, проведенных через каждую точку, лежат по одну сторону поверхности (рис. 6.3 а). При расположении этих центров с обеих сторон поверхности ее называют поверхностью отрицательной гауссовой кривизны (рис. 6.3 б). Если один из радиусов равен бесконечности, то поверхность имеет нулевую гауссову кривизну (рис. 6.3 в).

По способу образования пространственные покрытия делятся на поверхности вращения и поверхности переноса. Поверхности двоякой кривизны могут быть

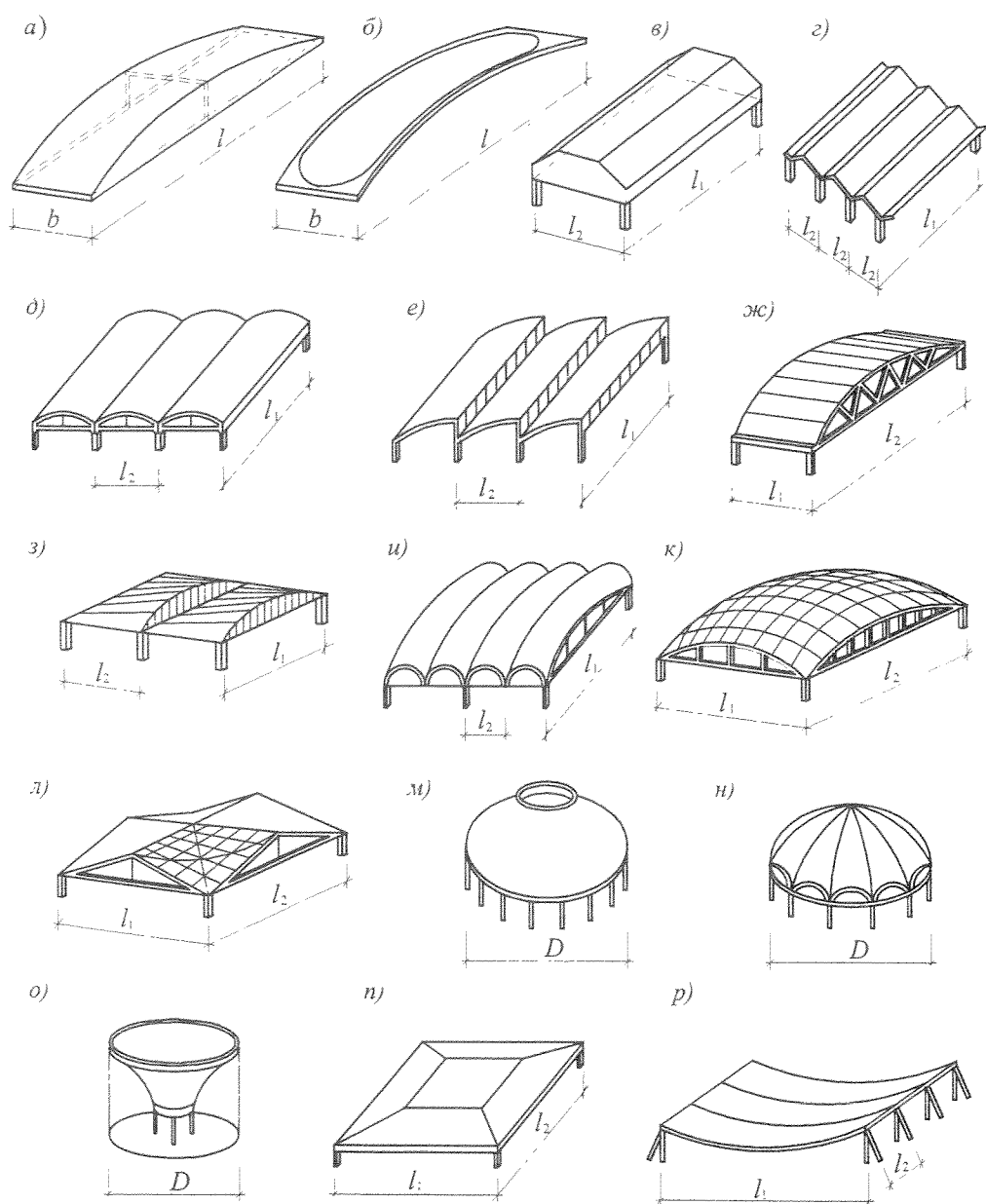


Рис. 6.1. Примеры тонкостенных пространственных покрытий:

a, б — настилы (сводчатый, гиперболический); *в, г* — складки (трапециевидная, треугольная); *д* — длинная цилиндрическая оболочка; *е* — то же, шедовая; *жс* — короткая цилиндрическая оболочка; *з* — коноидальная оболочка; *и* — волнистый свод; *к* — оболочка положительной кривизны; *л* — то же, отрицательной кривизны; *м* — купол гладкий; *н* — купол волнистый; *о* — оболочка-воронка; *п* — шатровое покрытие; *р* — висячая оболочка

образованы вращением плоской кривой (образующей) вокруг оси, находящейся с ней в одной плоскости (рис. 6.4 а, б) или способом переноса, т.е. поступательным перемещением криволинейной образующей по параллельным направляющим (рис. 6.4 в) или же перемещением прямолинейной образующей по двум непараллельным непересекающимся направляющим (рис. 6.4 г). Способом переноса можно построить поверхности двоякой кривизны с помощью кривых любой формы.

Поверхность одинарной кривизны может рассматриваться как частный случай поверхности вращения или переноса с прямолинейной образующей.

К тонкостенным покрытиям, очерченным по поверхности одинарной кривизны, относятся цилиндрические, конические и коноидальные оболочки. Близкими по работе к ним являются складки; при бесконечном количестве граней они становятся оболочками. К покрытиям, очерченным по поверхности двоякой кривизны, относятся купола, волнистые своды, оболочки переноса на прямоугольном плане, седловидные конструкции. Более сложными разновидностями пространственных покрытий являются грибовидные, воронкообразные оболочки, крестовые своды, шатровые конструкции, составные оболочки сложных форм и др.

Говоря о форме оболочки, имеют в виду геометрию срединной поверхности, которая делит толщину оболочки пополам. Срединную поверхность относят к декартовой системе координат, используя уравнение:

$$z = f(x, y),$$

где x, y, z — координаты точек поверхности. Различным поверхностям соответствуют уравнения, связывающие координаты точек данной поверхности (табл. 6.1).

В соответствии с относительной величиной стрелы подъема оболочки делят на пологие ($f/l < 1/5$) и подъемистые ($f/l \geq 1/5$).

По конструктивным признакам различают одно- и многопролетные, одно- и многоволновые системы.

Тонкостенные пространственные покрытия могут выполняться из железобетона, армоцемента, древесины, металла и пластмасс, в частности, стеклопластика. Применяют также комбинированные конструкции, например, железобетонные оболочки в сочетании со стальными диафрагмами и др.

Железобетонные покрытия могут быть монолитными и сборными. За рубежом их возводят, главным образом, в виде монолитных конструкций с применением опалубки. В нашей стране такие покрытия осуществляют преимущественно сборными. Экономия материалов (бетона и стали) составляет, примерно, 20...30 % по сравнению с плоскими конструкциями — фермами, арками, рамами. При больших пролетах экономический эффект достигает 50 %. Максимальный эффект снижения материалоемкости получается при проектировании монолитных конструкций покрытия, возводимых на эксплуатационной отметке в специальной опалубке. Железобетонные покрытия долговечны и огнестойки.

Значительный интерес представляют армоцементные конструкции (на мелком заполнителе с армированием тканевыми сетками). Такие покрытия имеют толщину плиты в пределах 10...30 мм, что позволяет снизить собственный вес покрытия.

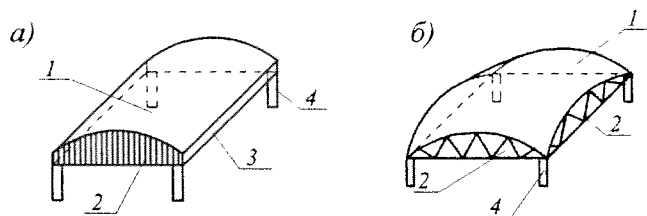


Рис. 6.2. Примеры оболочек различной кривизны:

a — одинарной кривизны (цилиндрическая оболочка); *б* — двойкой кривизны (оболочка переноса); 1 — оболочка (тонкостенная плита); 2 — диафрагма (плоская контурная конструкция); 3 — бортовой элемент; 4 — колонна

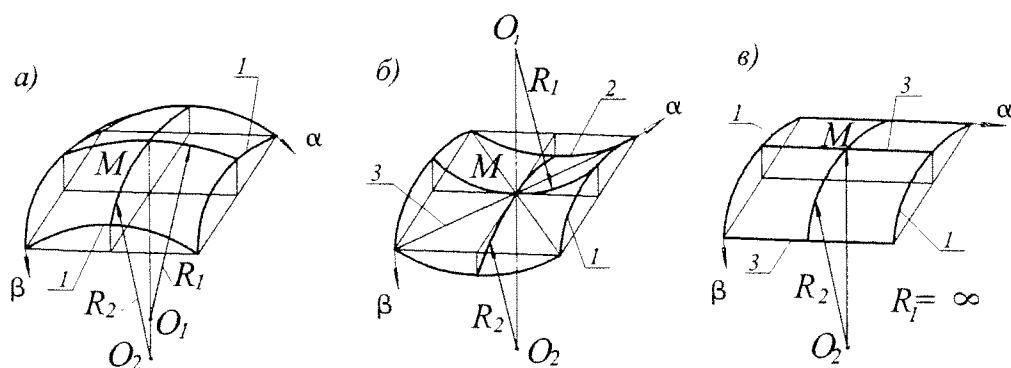


Рис. 6.3. Типы поверхностей с изображением криволинейных координат:

a — двойкой положительной кривизны (кривизны одного знака); *б* — двойкой отрицательной кривизны (кривизны разных знаков); *в* — одинарной кривизны (кривизна в направлении α — нулевая); 1 — выпуклая парабола; 2 — вогнутая парабола; 3 — прямая линия

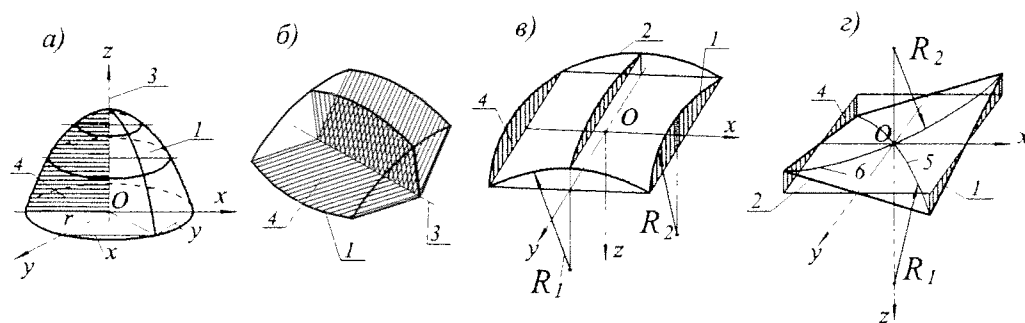
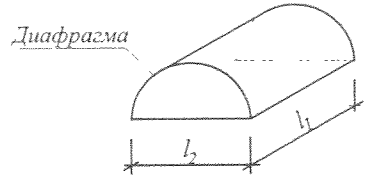
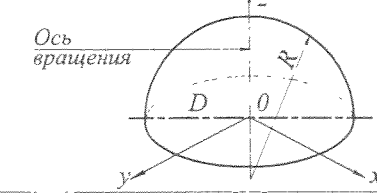
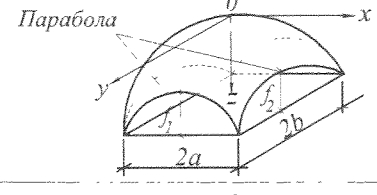
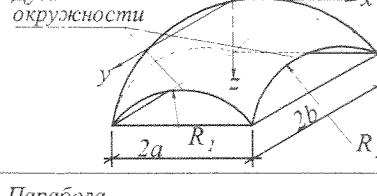
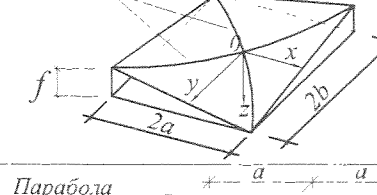
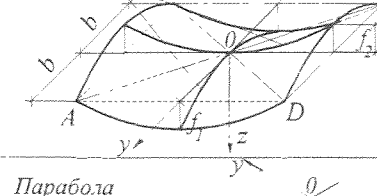
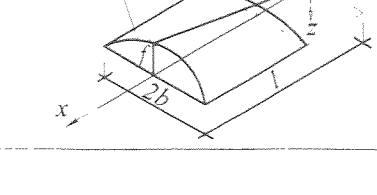


Рис. 6.4. Способы образования поверхностей:

a — поверхность вращения с вертикальной осью вращения; *б* — то же, с горизонтальной осью вращения; *в* — поверхность переноса положительной кривизны; *г* — то же, отрицательной кривизны; 1 — образующая; 2 — направляющая; 3 — ось вращения; 4 — плоскость образующей; 5 — главная парабола положительной кривизны; 6 — то же, отрицательной кривизны

Таблица 6.1

Тип поверхности	Уравнение поверхности
Диафрагма 	Цилиндрические оболочки: $l_1 / l_2 \geq 1$ – длинная оболочка $l_1 / l_2 < 1$ – короткая оболочка
Ось вращения 	Сферическая поверхность (купол): $x^2 + y^2 + z^2 - R^2 = 0$
Парабола 	Эллиптический параболоид: $z = \frac{f_1}{a^2} x^2 + \frac{f_2}{b^2} y^2$
Дуга окружности 	Поверхность переноса с круговыми направляющими и образующими: $z = R_1 + R_2 \sqrt{R_1^2 - x^2} - \sqrt{R_2^2 - y^2}$
Парабола 	Гиперболический параболоид: $z = \frac{f}{ab} xy$
Парабола 	Гиперболический параболоид: $z = \frac{f_1}{a^2} x^2 - \frac{f_2}{b^2} y^2$
Парабола 	Коноид с параболической направляющей: $z = \frac{f}{lb^2} xy^2$

Пространственные конструкции из древесины и пластмасс отличаются разнообразием видов и конструктивных особенностей. Их характеризует малая материалоемкость, а при агрессивности среды — большая долговечность.

Тонкостенные конструкции из металла чаще всего выполняют в виде оболочек отрицательной кривизны и висячих покрытий. В целом, они не получили достаточно широкого распространения в практике строительства.

В качестве основы для расчета большинства оболочек принята техническая теория. Согласно этой теории материал оболочек считается идеально упругим и при нагружении деформируется линейно.

Тонкостенные оболочки имеют малую жесткость на изгиб в сравнении с жесткостью против действия сил, развивающихся в срединной поверхности. Поэтому при действии вертикальной равномерно распределенной нагрузки в значительной области оболочки наблюдается безмоментное напряженное состояние. Изгибающие моменты возникают лишь в местах примыкания оболочки к контурной конструкции, резкого или скачкообразного изменения нагрузки или кривизны поверхности, а также в зонах приложения местных (в том числе сосредоточенных) нагрузок.

На стадии предварительного решения конструкции покрытия применяют приближенные способы расчета. В рабочем проектировании используют точные методы, ориентированные на реализацию вычислений посредством компьютеров.

Своды

Сводом называется пространственная конструкция с постоянным криволинейным профилем и прямолинейными образующими. Две из них (как правило, краевые) служат его опорами. Свод может быть очерчен любой выпуклой кривой — дугой окружности, параболой, цепной линией и др. Своды призматического (полигонального) очертания состоят из прямолинейных участков, вписанных в соответствующую кривую. По продольным краям (вдоль образующей) своды могут опираться на стены, колонны, рамы или фундаменты. Характер статической работы свода аналогичен арке. Распор должен быть воспринят либо опорами (стенами, ленточными фундаментами и т.п.), либо затяжками.

По форме поперечного сечения своды делятся на цилиндрические (с прямолинейной образующей поверхности), складчатые и волнистые (рис. 6.5). Прида-

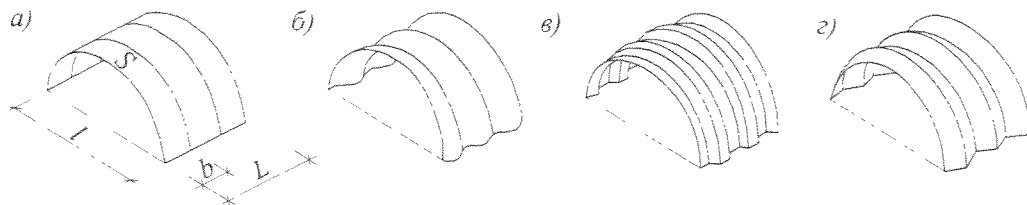


Рис. 6.5. Основные типы сводов:

а — гладкий; б — волнистый; в, г — складчатый

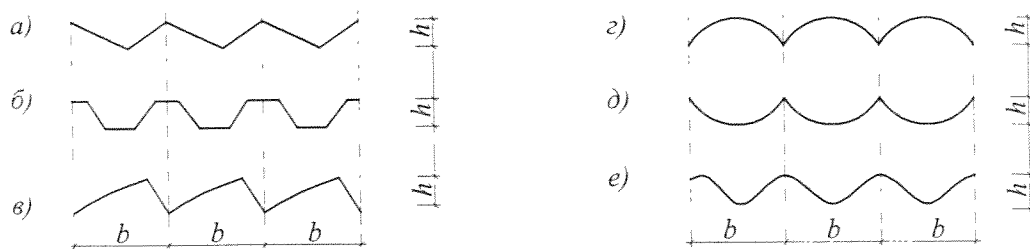


Рис. 6.6. Поперечные сечения сводов:
а, б — складчатые; в — шедовые; г, д, е — криволинейные

ние сечению сводов складчатого (треугольного, трапециевидного) или волнистого очертания повышает жесткость и несущую способность покрытия.

Цилиндрические гладкие своды сплошного сечения, которые в прошлом возводили из камня или кирпича, теперь встречаются редко. Чаще всего их проектируют железобетонными сборными. Складчатые и волнистые своды выполняются из железобетона, армоцемента и пластмасс. Эти покрытия являются, как правило, многоскладчатыми или многоволновыми с малыми размерами складок (волн) по сравнению с длиной пролета: $l/b \geq 4$, (рис. 6.6). Сводчатые покрытия проектируют для прямоугольных в плане одно- и многопролетных зданий. По статической работе и конструктивному решению своды, как и арки, бывают двухшарнирными, трехшарнирными и бесшарнирными.

Расчет свода

Приближенный метод статического расчета цилиндрических, волнистых и складчатых сводов основан на приеме расчленения их на ряд плоских арок пролетом l . За расчетную ширину b арки принимают шаг волны, складки или же (в случае цилиндрических сводов) единицу длины вдоль прямолинейной образующей (см. рис. 6.5). Основными условиями, делающими такой подход правомерным, являются равномерное нагружение свода по всей длине и отсутствие местных подкреплений в виде промежуточных стен, диафрагм и т.п. Рассматривать свод как систему плоских арок можно только при значительной его длине L , превышающей величину арочной дуги S примерно в 2,5 раза. Более короткие своды рассчитывают как пространственную конструкцию с учетом влияния промежуточных или торцевых диафрагм.

Каждая волна (складка) рассматривается как самостоятельная секция (полоса), поперечное сечение которой принимается недеформируемым, что справедливо для средних волн, а для крайних дает незначительную погрешность. Полосы рассчитывают как двух- или трехшарнирные арки соответствующего профиля (рис. 6.7 а). Геометрия некоторых волнистых и складчатых профилей свода приведена в [5], [18], однако в целях упрощения расчета поперечное сечение складки обычно приводят к эквивалентному прямоугольному или двутавровому (рис. 6.7 б).

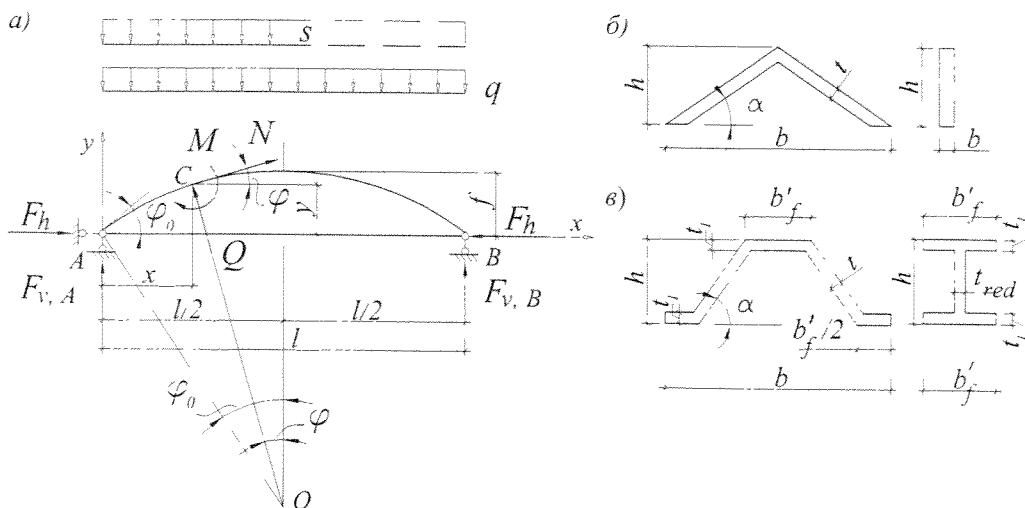


Рис. 6.7. Расчетная схема свода:

a — геометрические характеристики, нагрузки и усилия; *б, в* — поперечные сечения складчатых сводов (*б* — треугольное сечение, приведенное к прямоугольному, *в* — то же, трапециевидное, приведенное к двутавровому сечению)

Своды, как и арки, целесообразно принимать параболического очертания, наиболее близкого к кривой давления, но для упрощения производства работ их обычно выполняют круговыми.

Рассчитывают своды на равномерно распределенную нагрузку от покрытия (собственный вес свода и кровли), сплошную и одностороннюю (на половине пролета) нагрузку от снега и сосредоточенную нагрузку при наличии подвешного транспорта [12], [18]. При расчете сводов со стрелой подъема $f > 1/3$ следует учитывать дополнительную нагрузку, вызываемую уклоном покрытия, которая увеличивается в направлении от ключа к пятам свода. Для соответствующих загрузений в расчетных сечениях свода находят величины изгибающих моментов (M), поперечных и продольных сил (Q и N) как в арочной конструкции. По наиболее невыгодному сочетанию нагрузок определяют несущую способность принятого сечения как внецентренно сжатого элемента. Прочность свода проверяют в сечениях, расположенных в четвертях пролета, где при односторонней снеговой нагрузке возникают максимальные изгибающие моменты.

Несущие элементы свода испытывают совместное действие сжатия и изгиба, для оценки которого необходимо знать геометрические параметры A , I , W , i расчетных сечений. Они связаны с конструкцией свода и даны в соответствующей литературе [5], [18]. Расчет волны (складки) выполняют по общим правилам для внецентренно сжатых элементов.

В складчатых сводах каждая стенка складки испытывает изгиб от местной (снеговой) нагрузки, работая как балка пролетом, равным ширине одной грани (рис. 6.8).

Общую устойчивость свода проверяют по формуле, соответствующей арке.

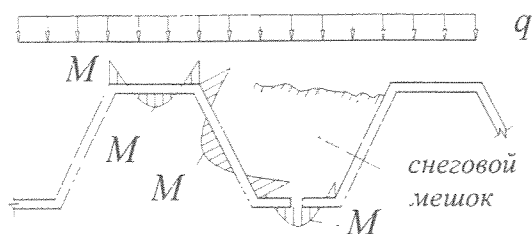


Рис. 6.8. Эпюры моментов в плитах складки, работающих в поперечном направлении по балочной схеме

Железобетонные своды

Сводчатые покрытия возводят в монолитном, сборном и сборно-монолитном железобетоне. Монолитные своды проектируются преимущественно цилиндрическими, а складчатыми и волнистыми — крайне редко. Толщина плиты монолитного свода должна быть не менее 40 мм, а сборного — не менее 30 мм.

Сборные цилиндрические своды выполняют из цилиндрических ребристых, а полигональные — из плоских ребристых плит с размерами сторон 1,5×6 м или 3×6 м. Разновидностью цилиндрических сводов являются трехшарнирные сегментные своды, собираемые из панелей-оболочек КЖС. В зависимости от количества сборных элементов своды бывают двух- или трехшарнирными. Покрытия до 24 м монтируют из двух половин со стыком в ключе (рис. 6.9).

Волнистые и складчатые своды из железобетона или армоцемента отличаются легкостью и экономичностью. Диапазон их пролетов — от 12 до 120 м. Стрелу подъема f (в ключе) в зависимости от назначения и размеров здания, способа восприятия распора, архитектурных требований и других условий принимают в пределах от $1/2$ до $1/10$ пролета l . Оптимальная ширина b складок (волн) составляет $(1/8 \dots 1/10)l$. При пролетах до 24 м ширина b обычно равна 3 м и менее, а для больших пролетов — 3...12 м. Высоту сечения h из условия устойчивости назначают равной $(1/30 \dots 1/60)l$. Приведенная толщина t плиты (стенки) свода составляет, примерно, $(1/400 \dots 1/600)l$.

Сборные своды проектируют из отдельных плоских плит, складчатых или волнистых элементов с прямолинейной или криволинейной осью. Поскольку в

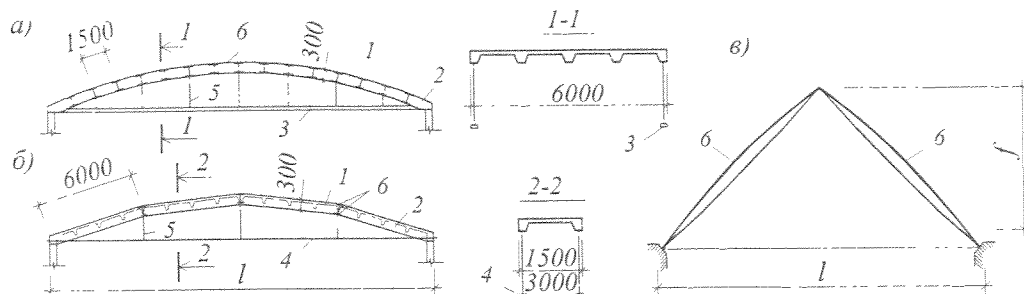


Рис. 6.9. Сборные железобетонные своды:

а, б — полигональные из ребристых плит; в — сегментный из панелей-оболочек КЖС: 1 — рядовая панель; 2 — опорная панель; 3, 4 — предварительно напряженная железобетонная или стальная затяжка; 5 — подвеска; 6 — панель КЖС

сводах возникают усилия внецентренного сжатия, их обычно собирают из ненапряженных панелей, размеры которых (из условий транспортирования) составляют по ширине не более 3 м, а по длине не более 12 м. По торцам их усиливают ребрами жесткости, затяжками, диафрагмами, обеспечивающими устойчивость поперечного сечения.

Складчатые своды с треугольным поперечным сечением (см. рис. 6.6 а) обычно применяют для пролетов до 80 м. Ширину b складки принимают, как правило, в соответствии с шагом колонн, т.е. 6...12 м, но иногда 3 м и менее по архитектурным соображениям. Высоту поперечного сечения h складки назначают равной $(1/4...1/10)b$. Сборную конструкцию свода проектируют из железобетонных ребристых панелей, где толщина полки панели $t \geq 30$ мм, высота ребер $h_p = 120...160$ мм ($\approx 1/20$ ширины панели) и шаг поперечных ребер 300...600 мм.

Складчатые своды с трапециевидным поперечным сечением (см. рис. 6.6 б) рекомендуется применять для пролетов до 36 м. Ширину b назначают не более 3 м, исходя из условия транспортирования элемента, а высоту h — $(1/4...1/6)b$, в зависимости от величины перекрываемого пролета. Длину сборных элементов свода принимают в пределах от 2 до 6 м. Толщина t_f горизонтальных полок, в которых устанавливается рабочая арматура, принимается не менее 60 мм, а наклонных стенок t — не менее 30 мм. Ширина b_f' горизонтальных полок составляет примерно $(1/8...1/10)b$.

В монолитной конструкции складчатого свода для уменьшения толщины стенок устраивают в поперечном направлении ребра с образованием квадратных или прямоугольных полей. В этом случае наклонные стенки рассчитывают на изгиб как плиты, опертые по контуру, или многопролетные неразрезные.

Ребристые панели сборного складчатого свода рассчитывают на изгиб от местной снеговой нагрузки в направлении короткого пролета. Панели, имеющие примерно одинаковые размеры по длине и ширине, рассчитывают на местную нагрузку как опертые по контуру. Сечение арматуры в продольных ребрах панелей определяют из условия прочности при их транспортировании и монтаже.

В волнистых сводах с криволинейным поперечным сечением отдельная волна может иметь очертание окружности, синусоиды, криволинейного лотка и др. (см. рис. 6.6 в, г, д, е). Ширина волны b может составлять 1,5...3 м, достигая иногда 6...12 м. Своды проектируют либо из тонкостенных панелей двойкой кривизны, либо из ребристых цилиндрических панелей, а также бортовых элементов. Длину панели принимают кратной длине свода.

Армирование стенки (плиты) свода осуществляется сварными сетками из проволоки класса Вр-I диаметром 3...4 мм и размерами ячейки 200×200 мм. Ребра сборных панелей армируют сварными каркасами с рабочей арматурой из стали класса А-III. В плитах толщиной 30...50 мм арматуру размещают в один ряд; при толщине плиты более 50 мм — в два ряда.

В сечениях железобетонных сводов применяют симметричную продольную рабочую арматуру вследствие возникновения вдоль пролета знакопеременных изгибающих моментов. Рабочую продольную арматуру из стали класса А-III или Вр-I устанавливают по верху и по низу складки (волны) вдоль пролета свода (рис. 6.10).

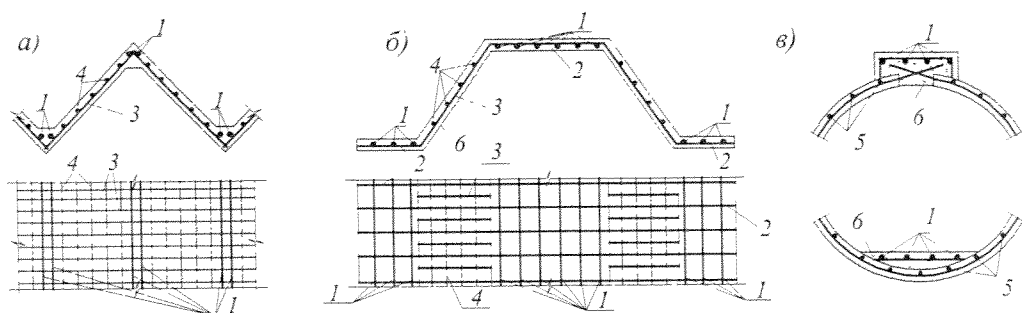


Рис. 6.10. Схемы армирования сводов:

а — с поперечным сечением треугольным; *б* — то же, с трапециевидным; *в* — то же, с криволинейным; 1 — рабочая арматура свода; 2 — рабочая арматура грани на действие местной нагрузки; 3, 4 — арматура наклонных граней на действие местной нагрузки; 5 — арматура оболочки свода; 6 — монолитный бетон

Сборные элементы соединяют между собой с помощью накладок, привариваемых к закладным деталям или выпускам арматуры с последующим замоноличиванием швов (рис. 6.11). Своды рекомендуется проектировать с учетом возможности их монтажа укрупненными блоками.

Для предварительных расчетов допускается принимать установленную практикой приведенную толщину бетона сводов: при пролетах до 30 м — 7 см; 30...48 м — 7,6 см; 60...72 м — 8 см; 80...96 м — 10...12 см.

Расход стали в сводах с затяжками составляет при пролетах до 30 м — 15...17 кг/м², для 60...72 м — 20...23 кг/м².

В сводах могут предусматриваться проемы различной формы для зенитных светоаэрационных фонарей, вытяжных шахт и др. Допускается подвешивание грузоподъемного оборудования, трубопроводов, площадок и др., размещая их в мес-

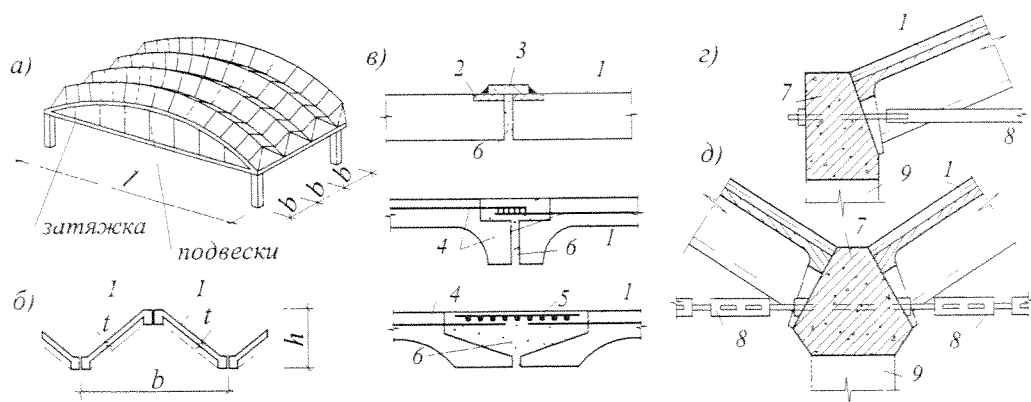


Рис. 6.11. Сборный железобетонный складчатый свод треугольного профиля:

а — общий вид; *б* — поперечное сечение; *в* — варианты стыка панелей; *г* — деталь опирания свода на крайнюю балку; *д* — то же, на среднюю балку; 1 — панель свода; 2 — закладные детали; 3 — накладка на сварке; 4 — выпуски арматуры; 5 — арматурная сетка в шве; 6 — бетон замоноличивания; 7 — опорная балка; 8 — затяжка; 9 — колонна

тах расположения ребер и переломов поверхности сводов. Кровля устраивается непосредственно по криволинейной поверхности покрытия после замоноличивания швов. Возможно изготовление на заводах панелей с теплоизоляционным слоем.

Армоцементные своды возводят, в основном, сборными из волнистых (складчатых) панелей, изготавливаемых машинным способом виброформования. Панели выполняют из мелкозернистого бетона, армированного ткаными сетками из тонкой стальной проволоки диаметрами 1...1,5 мм. Толщина такой оболочки может быть уменьшена до 10...15 мм вместо 30...40 мм в железобетонном варианте.

Своды из пластмасс, древесины и металла

Для покрытий с применением пластмасс чаще всего используют волнистые своды. Перекрываемые ими пролеты достигают до 40 м. Основным конструктивным материалом служит полиэфирный стеклопластик, одним из достоинств которого является светопрозрачность, достаточная для того, чтобы обходиться без световых проемов.

Однослойные ребристые своды лоткового профиля из стеклопластика предназначаются для неотапливаемых зданий без фонарей пролетом до 20 м. Элементы свода толщиной от 2 до 5 мм изготавливают в виде одно- и многоволновых профилей заданной кривизны шириной 0,75...1,5 м и высотой волны до 0,6 м. Из них обычно собирают трехшарнирные своды.

Имеются разработки волнистых сводов пролетами до 30 м из фанерных элементов двоякой кривизны.

Особый вид представляют двоякоскладчатые своды, поверхность которых имеет складки как по образующей, так и по направляющей линиям (рис. 6.12 а, б). Пространственную геометрическую основу таких сводов образуют правильные многоугольники *abcde*, расположенные в плоскостях, нормальных к общей продольной оси, и многоугольники *fghijk*, повернутые на половину одной стороны. Каждая пара смежных треугольников образует неплоский ромб с диагоналями, расположенными в разных плоскостях. Эти ромбы представляют собой удобные контуры для заполнения их панелями в виде гипаров из стеклопластика, алюминия, фанеры или армоцемента. Считается, что устойчивость такого свода обеспе-

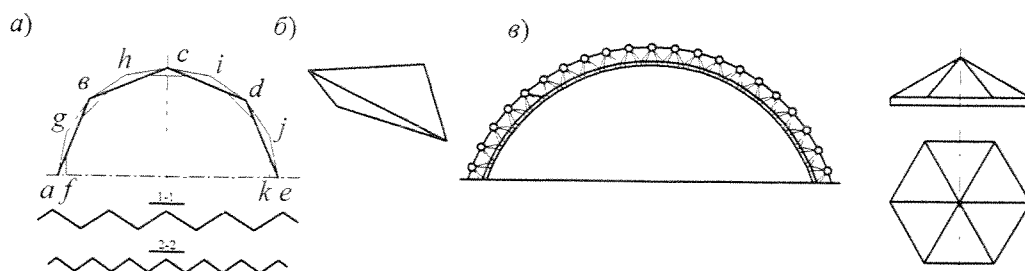


Рис. 6.12. Разновидности двоякоскладчатых сводов:

а — свод с профилем на базе вписанного в окружность многоугольника; б — ромбическая панель; в — структурный свод из шестигранных пирамид

чена при длине диагонали ромбической панели, равной стороне 5...8-угольника, вписанного в полную окружность свода.

Двоякоскладчатые своды, состоящие из треугольных панелей, рассчитывают, рассматривая каждую складку как расчетную полосу арки с постоянной площадью рабочего сечения вдоль образующей. Двоякоскладчатые своды, собираемые из ромбических алюминиевых листовых панелей, согнутых по большой диагонали, соединяют между собой болтами или заклепками по краям панелей. Приближенный расчет таких сводов основан на приведении сплошностенчатой системы к стержневой [5].

Разновидностью рассматриваемых выше конструкций являются структурные своды (рис. 6.12 в). Их собирают из тонкостенных пирамид, соединяя вершины стержнями кольцевого и продольного или косоуго (по винтовой линии) направлений. Материалом пирамид может служить листовой металл, фанера, пластмассы, реже армоцемент и железобетон. В результате возникает двухпоясная система, где одним поясом служит стержневая сетка, а другим — ребра пирамид, которыми они состыкованы. Ребра пирамид выполняют роль раскосов структуры, а их грани — ограждающей конструкции.

Существует другой вариант структурного свода (например, из стеклопластика), где пирамиды заменены ромбовидными в плане элементами с седловидной поверхностью (гипарами), которые обладают большей жесткостью формы, нежели плоские грани пирамид [5].

Сводчатые покрытия из древесины, пластмасс и металла не нашли в строительстве широкого применения, хотя обладают потенциальными возможностями и успешно выполняются в железобетоне и армоцементе.

7. ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ОБОЛОЧКИ

Общие сведения

Поверхность цилиндрической оболочки может быть образована скольжением прямой линии по произвольной криволинейной направляющей или вращением отрезка прямой вокруг некоторой оси (см. рис. 6.3 в). По геометрическому признаку это поверхность одинарной или нулевой гауссовой кривизны и может рассматриваться как поверхность переноса или вращения (см. раздел 6).

В зависимости от вида криволинейной направляющей различают круговые, параболические, эллиптические и другие типы оболочек; при этом наиболее распространенным, благодаря простоте изготовления, является круговое очертание.

Конструкция покрытия состоит из следующих основных элементов: тонкой плиты, очерченной по цилиндрической поверхности, бортовых элементов вдоль крайних образующих и поперечных диафрагм по криволинейным краям, опирающихся на колонны (рис. 7.1). Диафрагмы решаются в виде арок, сегментных

ферм, фронтовых стен или фахверков. Тонкостенная плита может быть гладкой или ребристой (обычно выполняемой из железобетона).

Основные параметры оболочки (см. рис. 7.1 а): l_1 — пролет (расстояние между осями опорных диафрагм); l_2 — длина волны (расстояние между бортовыми элементами); t — толщина плиты; h — полная высота, включая бортовой элемент; h_1 — высота бортового элемента; b — ширина бортового элемента; f — стрела подъема ($f = h - h_1$).

Направление по образующей, вдоль пролета l_1 , называется продольным, а по направляющей, вдоль волны l_2 , — поперечным.

Оболочки могут быть одно- и многопролетными, одно- и многоволновыми, а также консольными. На стыке многопролетных оболочек устраивают общие диафрагмы, а многоволновые оболочки имеют общие бортовые элементы.

Соотношение параметров l_1 и l_2 в значительной мере определяет характер работы покрытия. Поэтому цилиндрические оболочки условно делят на группы: длинные — $l_1/l_2 \geq 1$ и короткие — $l_1/l_2 < 1$ (см. рис. 7.1 а, з).

Длинную оболочку в первом приближении можно рассматривать как балку пролетом l_1 криволинейного поперечного сечения. Однако в действительности ее работа более сложная. В полой оболочке распор в поперечном направлении существенен и предпочтительны горизонтально расположенные бортовые элементы. В оболочках подъемистых распор меньше, и его можно передать вертикальным бортовым элементам, которые нередко конструктивно выполняют в виде утолщений краев оболочки.

Короткая оболочка характеризуется преобладанием «арочной» работы над «балочной».

Цилиндрические оболочки делают, в основном, из железобетона, но имеются примеры их выполнения из клееной древесины и пластмасс (стеклопластиков).

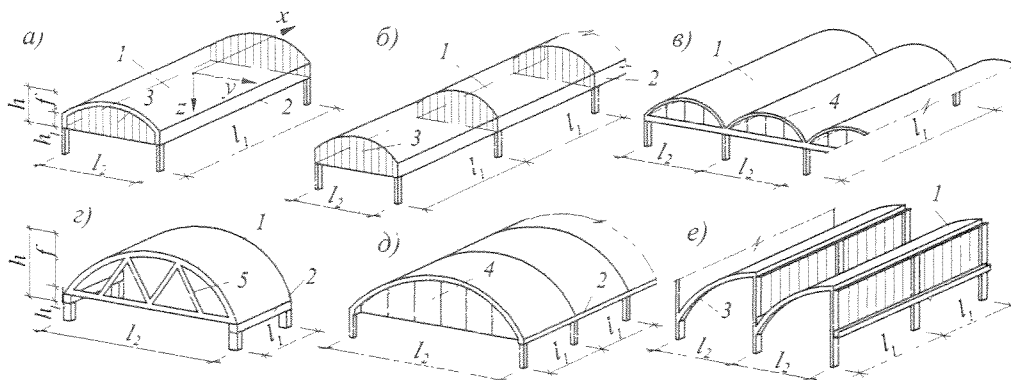


Рис. 7.1. Цилиндрические оболочки:

длинные: а — однопролетная; б — многопролетная; в — многоволновая; короткие: г — однопролетная; д — многопролетная; е — шедовая; 1 — оболочка; 2 — бортовой элемент; 3 — торцевая диафрагма в виде балки переменного сечения; 4 — то же, арки; 5 — то же, фермы

Железобетонные оболочки

Длинные оболочки

Использование длинных железобетонных цилиндрических оболочек ($l_1/l_2 \geq 1$) в качестве покрытий зданий позволяет достичь некоторой экономии материалов (например, до 15...20 % бетона) по сравнению с плоскими покрытиями. В то же время они характеризуются значительной строительной высотой, что увеличивает отапливаемый объем помещения.

По способу возведения различают: монолитные, сборные и сборно-монолитные конструкции оболочек. Диапазон пролетов длинных оболочек — от 15 до 36 м. Тем не менее известны случаи перекрытия пролетов до 50 м.

Основные параметры оболочек и их сечения назначают, исходя из конструктивных и технологических соображений. Практика проектирования показывает, что эти параметры рационально принимать в следующих пределах: $h = (1/10...1/15)l_1$; в предварительно напряженных оболочках она может быть меньше — $(1/20...1/25)l_1$; $f = (1/6...1/8)l_2$; $h_1 = (1/20...1/30)l_1$. Монолитные оболочки делают гладкими толщиной $t = (1/200...1/300)l_2$, но не менее 50 мм. Плиты сборных оболочек обычно выполняют ребристыми толщиной не менее 30 мм (по условиям изготовления). Классы бетона В20...В40. Схемы и размеры бортовых элементов даны на рис. 7.2.

Оболочки могут выполняться гладкими и усиленными ребрами. Для того, чтобы избежать потери местной устойчивости, в цилиндрической оболочке рекомендуется устраивать поперечные ребра с шагом $7\sqrt{Rt}$, где R — радиус кривизны плиты.

Точный метод расчета цилиндрических оболочек трудоемок, поэтому приемлем упрощенный способ, где длинная оболочка под действием внешних нагрузок рассчитывается как балка пролетом l_1 с криволинейным поперечным сечением шириной l_2 и высотой h (рис. 7.3). В нижней части оболочки возникает растяжение, а в верхней — сжатие. Для того, чтобы воспринять значительные растягивающие усилия и обеспечить жесткость оболочки в продольном направлении,

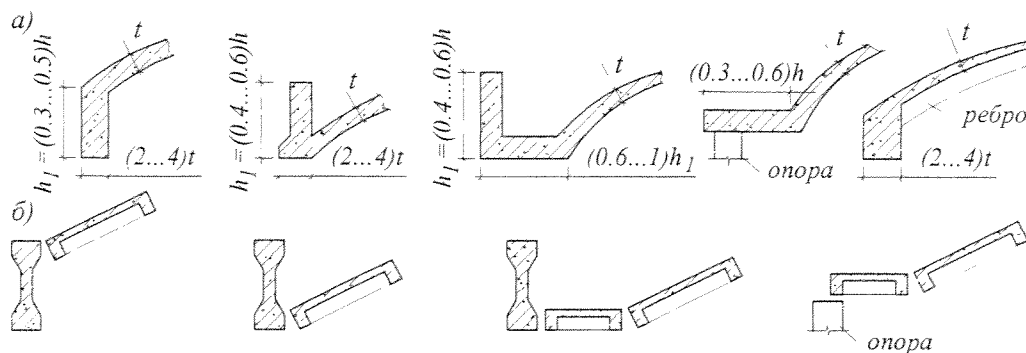


Рис. 7.2. Типы бортовых элементов железобетонных оболочек:

а — монолитные; б — сборные

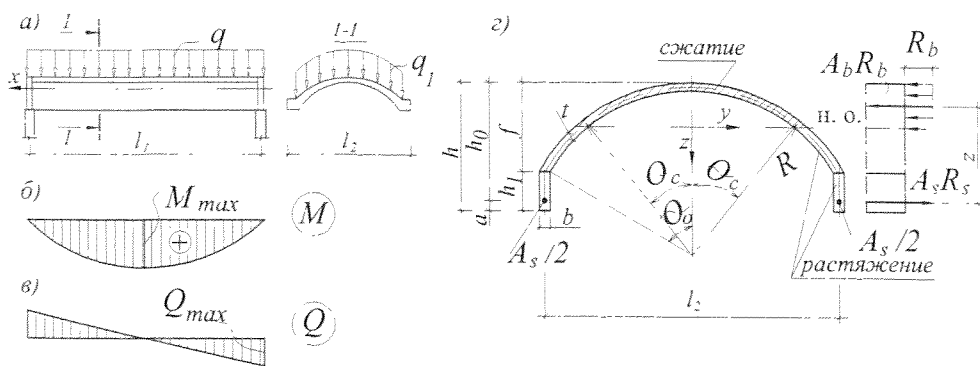


Рис. 7.3. К расчету цилиндрической оболочки:

a — расчетная схема; b, c — эпюры изгибающих моментов M и поперечных сил Q ; d — расчетное поперечное сечение оболочки и усилия в стадии предельного равновесия

бортовые элементы проектируют в виде балок прямоугольного или двутаврового поперечного сечения, как правило, с предварительно напряженной арматурой.

Расчет длинной оболочки в продольном направлении сводится к определению площади сечения растянутой арматуры в бортовых элементах. С этой целью находят расчетные усилия: изгибающий момент M и поперечную силу Q :

$$M = (q_1 l_2) l_1^2 / 8; \quad (7.1)$$

$$Q = (q_1 l_2) l_1 / 2, \quad (7.2)$$

где q_1 — нагрузка на 1 м^2 плана.

Растягивающее усилие, приходящееся на два бортовых элемента,

$$N_t = M / z = M / 0,8 h_0, \quad (7.3)$$

где h_0 — рабочая высота сечения; z — плечо внутренней пары продольных усилий, приблизительно равное $0,8 h_0$ ($0,8$ — опытный коэффициент условия работы).

Необходимая площадь сечения продольной растянутой арматуры, устанавливаемой в одном бортовом элементе:

$$A_s = N_t / 2 R_s. \quad (7.4)$$

Площадь арматуры в промежуточных бортовых элементах многоволновых оболочек удваивается.

Помимо балочных изгибающих моментов в оболочке действуют касательные усилия N_{xy} , достигающие наибольших значений на опорах (диафрагмах):

$$N_{xy} = \tau t = QS / J, \quad (7.5)$$

где Q — балочная поперечная сила в опорном сечении оболочки; τ — касательное напряжение; S — статический момент; J — момент инерции сечения.

Из общего количества продольной арматуры, определенной по формуле (7.4), в бортовом элементе располагают, примерно, 80 % площади сечения, причем

60 % концентрируют внизу (тип I). Остальную арматуру (20 %) размещают в растянутой зоне плиты, примыкающей к бортовому элементу.

Сжатую зону плиты оболочки армируют в продольном направлении конструктивно проволокой или стержнями (сталь класса Вр-I, А-III) диаметром 5...6 мм и шагом 200...250 мм, общим сечением не менее 0,2 % площади сечения бетона. Поперечную (вдоль волны) арматуру определяют расчетом плиты в этом направлении и укладывают стержни в соответствии со знаком эпюры моментов. В монолитных оболочках стержни обоих видов объединяют в сетку (тип II), которую размещают по всей оболочке. Плиту сборной оболочки армируют конструктивно сеткой из проволоки или стержней $\varnothing 4...6$ мм с шагом 100×150 мм. Расчетную арматуру вдоль волны устанавливают в контурных ребрах сборной плиты.

Бортовые элементы армируют стержнями из арматурной стали классов А-IV, А-V, А-VI и арматурных канатов.

Вблизи диафрагм касательные силы N_{xy} имеют максимальные значения. Они вызывают главные растягивающие напряжения δ_{mt} , направленные под углом 45° к прямолинейной образующей. Если $\delta_{mt} > R_{br}$, то ставят дополнительную арматуру — наклонные под углом 45° стержни или ортогональные сетки (тип III). Ее анкеруют в бортовых элементах и диафрагмах. В местах примыкания оболочки к диафрагмам предусматривают арматуру (тип IV), определяемую в соответствии с крайними изгибающими моментами. Армирование оболочки показано на рис. 7.4.

Устойчивость длинной цилиндрической оболочки считается обеспеченной, если нормальные и касательные напряжения не превосходят соответствующих значений, приведенных в работах [6], [12].

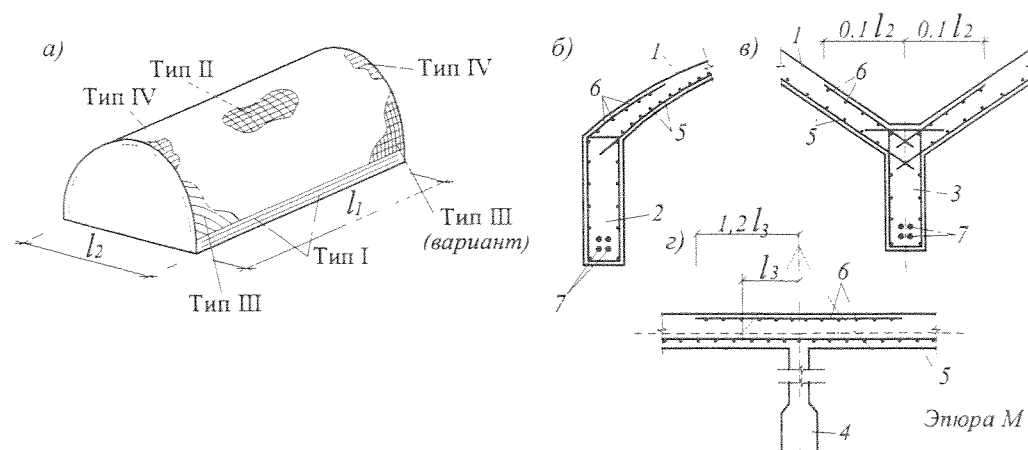


Рис. 7.4. Армирование длинной монолитной оболочки:

а — схема армирования; б, в — армирование оболочки, соответственно, у крайнего и промежуточного бортовых элементов; з — то же, над промежуточной диафрагмой: 1 — плита; 2 — бортовой элемент; 3 — бортовой элемент многоволновой оболочки; 4 — диафрагма многопролетной оболочки; 5 — основная арматура плиты; 6 — дополнительная арматура плиты; 7 — арматура бортового элемента

На диафрагму с оболочки передаются касательные силы N_{xy} , и рассчитывают ее, принимая во внимания взаимодействие с плитой оболочки. Статический расчет диафрагмы состоит в определении моментов M и сил N и Q от воздействия N_{xy} с учетом конструктивных особенностей диафрагмы и ее собственного веса. Например, в диафрагмах-фермах касательные силы N_{xy} со срединной поверхности оболочки переносят на ось верхнего пояса фермы с соответствующим моментом и приводят к узловым нагрузкам. Определение продольных сил в элементах ферм и их конструирование выполняют по обычным правилам строительной механики.

Арочные диафрагмы с затяжками по конструкции подобны обычным аркам. Под действием сил N_{xy} средняя часть арки испытывает внецентренное растяжение, приопорные части — внецентренное сжатие, а затяжка — растяжение.

Наибольшее сжимающее усилие у вершины оболочки:

$$N_{c,max} = -q_l l_1 R, \quad (7.6)$$

где $R = (l_2^2 + 4f^2) / 8f$ — радиус кривизны плиты.

В балочной диафрагме действует усилие той же величины, но обратного знака.

Если диафрагма выполнена в виде арки с затяжкой или сегментной фермы, то растягивающее усилие в затяжке или нижнем поясе фермы:

$$N_t = q_l l_1 l_2^2 / 16f. \quad (7.7)$$

Затяжку (нижний пояс) рассчитывают как растянутый элемент с напрягаемой арматурой, проверяя прочность его сечения на сжатие, вызываемое предварительным напряжением.

В условиях строительства по индивидуальным проектам и отсутствия производственной базы сборного железобетона возведение монолитных оболочек, несмотря на сложность опалубки и производства работ, себя оправдывает.

В сборных покрытиях применяют два варианта разрезки на сборные элементы (рис. 7.5). В первом варианте плиту оболочки и бортовой элемент объединя-

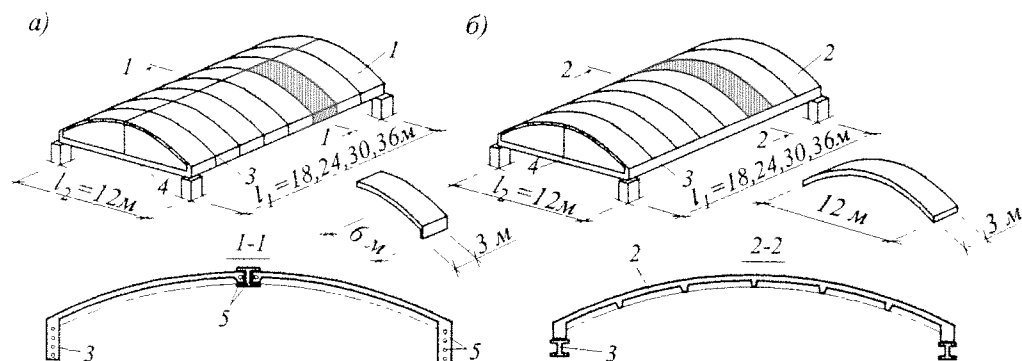


Рис. 7.5. Сборные длинные цилиндрические оболочки:

а, б — схемы разрезки оболочки на сборные элементы; 1 — полупанель, совмещенная с бортовым элементом; 2 — панель, отделенная от бортового элемента; 3 — бортовой элемент; 4 — затяжка; 5 — предварительно напряженная арматура (в каналах)

ют в одну систему напрягаемой арматурой, пропускаемой в продольных каналах бортового элемента. Монтаж такого покрытия сложен и дорог, нуждается в лесах и подмостях. Во втором варианте плиты оболочки отделены от бортового элемента, форма их проще, монтаж ведется без лесов (панели оболочки укладывают на бортовые элементы, подкрепленные на период монтажа стойками). Недостаток — в сложности шпоночных швов между плитами и бортовыми элементами, требующих качественного заполнения их бетоном.

В нашей стране сборные оболочки типизированы; серийно изготавливают изогнутые по образующей панели 3×6 и 3×12 м, из которых собирают оболочки размерами, в плане, 12×18 , 12×24 и 12×36 м. Их приведенная толщина составляет 8...9 см, расход арматуры 13...15 кг/м².

Оболочки допускают устройство в них продольных световых и аэрационных проемов шириной не более $(1/4 \dots 1/3)l_2$ при условии компенсации удаленной тонкостенной части плиты ребрами.

Короткие оболочки

В коротких железобетонных цилиндрических оболочках ($l_1/l_2 < 1$) размер l_2 может достигать 100 м. В то же время эта система вполне пригодна и для малых пролетов: $l_2 = 12, 18$ и 24 м.

Производственным опытом установлены рекомендации по конструированию монолитных коротких оболочек: $l_2 = 12 \dots 30$ м; $l_1 = 6 \dots 12$ м; $f \geq 1/7 l_2$. Здесь толщину t плиты без расчета принимают равной 50...60 мм при $l_1 = 6$ м и 70...80 мм при $l_1 = 9 \dots 12$ м. Бортовой элемент (без предварительного напряжения) назначают высотой $h_1 = (1/10 \dots 1/15)l_1$ и шириной $b = (1/5 \dots 1/2)h_1$. Толщина t ребристых плит сборных оболочек принимается равной 30...40 мм. Классы бетона — В20...В40.

Короткую оболочку в направлении l_1 рассчитывают упрощенно как балку с изгибающим моментом в середине пролета (см. рис. 7.1 з):

$$M = (q_1 l_2) l_1^2 / 8, \quad (7.8)$$

где q_1 — расчетная нагрузка на 1 м² плана с учетом веса бортовых элементов.

Необходимая площадь сечения продольной растянутой арматуры:

$$A_s = M / R_s z, \quad (7.9)$$

где $z \approx 0,55 (f + h_1)$ — плечо внутренней пары сил (здесь 0,55 — опытный коэффициент).

Эту арматуру укладывают в бортовые элементы (по $A_s/2$ в каждый). В промежуточных бортовых элементах многоволновых оболочек площадь сечения арматуры удваивается, т.е. равна A_s , а в крайних элементах — $A_s/2$. В средних пролетах многоволновых оболочек площадь сечения арматуры принимают вдвое меньшей, так как растягивающее усилие здесь уменьшается в два раза.

Продольные рабочие стержни бортовых элементов объединяют в сварные каркасы и поперечную арматуру в них ставят конструктивно.

В приближенном расчете усилия в плите оболочки не определяют. Ее конструктивно армируют сеткой из проволоки или стержней $\varnothing 4...6$ мм с шагом 100...150 мм (сталь класса Вр-I, А-III).

Вблизи бортовых элементов оболочку армируют дополнительными сетками. Над диафрагмами также ставят арматуру, которую заводят на длину $0,1l_1$ в каждую сторону от диафрагмы. Дополнительную арматуру в обоих случаях принимают такой же, как и в основной сетке.

В направлении пролета l_2 оболочка работает совместно с диафрагмой, причем в своей вершине оболочка сжата максимальным усилием $N_{c, max} = -q_1 l_1 R$ (где R — радиус кривизны плиты), а диафрагма растянута такой же по величине силой.

В направлении l_2 усилие в оболочке на 1 м длины бортового элемента можно приближенно определить в предположении работы свода как двухшарнирной арки.

Схема армирования короткой оболочки показана на рис. 7.6.

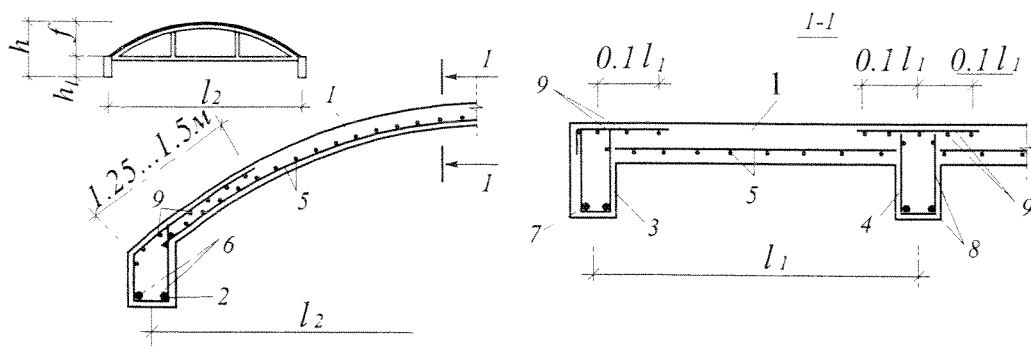


Рис. 7.6. Армирование короткой монолитной оболочки:

1 — плита оболочки; 2 — бортовой элемент; 3, 4 — крайняя и промежуточная диафрагмы; 5 — основная сетка оболочки; 6 — рабочая арматура бортового элемента; 7, 8 — арматура диафрагмы; 9 — дополнительная сетка

Сборные короткие оболочки состоят из диафрагм, ребристых панелей и бортовых элементов (рис. 7.7 а). Торцевая диафрагма выполняется в виде арки с затяжкой, реже в виде балки. Швы между панелями замоноличивают и перекрывают анкерными связями.

В отечественной практике сборные короткие оболочки применяют в качестве покрытий зданий с сеткой колонн 18×12 , 24×12 , 30×12 , 36×12 м. Совместную работу панелей, диафрагм и бортовых элементов обеспечивают шпоночные швы, выпуски арматуры из панелей и свариваемые закладные детали.

Еще одно конструктивное решение с использованием коротких оболочек реализуется в покрытии из пространственных блоков типа КЖС шириной 3 м, перекрывающих пролеты 12...24 м (рис. 7.7 б). Блоки представляют собой пологую цилиндрическую оболочку с кривизной в продольном направлении, подкреплен-

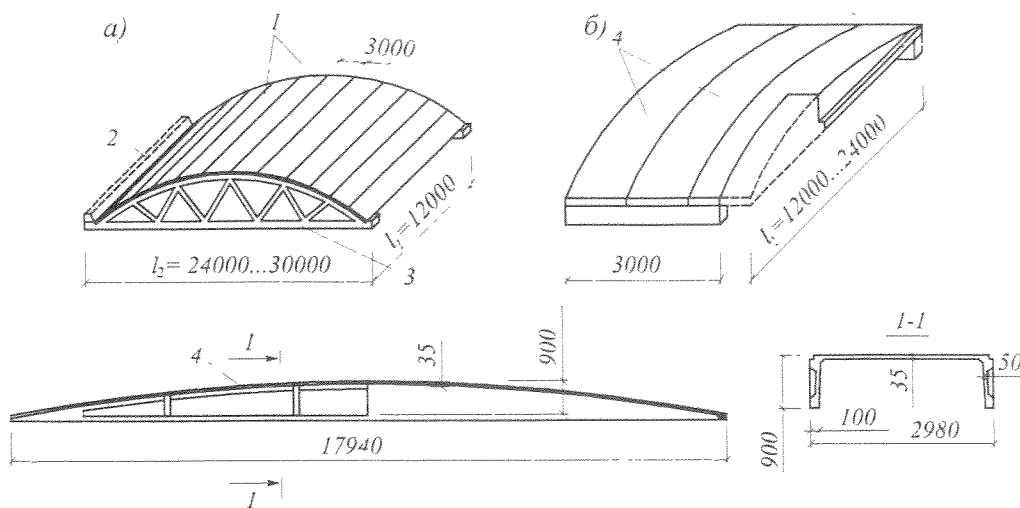


Рис. 7.7. Сборные короткие оболочки:

a — из ферм и ребристых панелей; *б* — из панелей КЖС; *l* — сборная ребристая панель; 2 — бортовой элемент; 3 — диафрагма-ферма; 4 — панель КЖС

ную двумя продольными ребрами (диафрагмами) сегментного очертания, в которых размещают предварительно напрягаемую рабочую арматуру. Это покрытие широко применяется в строительстве.

Оболочки из древесины и пластмасс

Для деревянной цилиндрической оболочки характерна однопролетная схема покрытия; для клефанерных и пластмассовых оболочек чаще применяют многоволновые решения.

Деревянные оболочки строят с использованием клееной древесины. Они бывают дощатыми (из нескольких слоев склеенных досок) и клефанерными. Оболочки из дощатых элементов на гвоздях являются конструкциями построечного изготовления. Они обладают повышенной деформативностью и в настоящее время не применяются. Индустриальные оболочки выполняют из криволинейных деревянных ребер, соединяемых с клефанерными криволинейными панелями. Примером является проект перекрытия катка короткими деревянными оболочками размерами 42×12 м. Оболочки состоят из сборных панелей, диафрагм в виде безраскосных ферм или арок с затяжкой, бортовых элементов — балок прямоугольного сечения и стержней косой арматуры, установленных в углах оболочек для восприятия главных растягивающих усилий.

Клефанерные и пластмассовые оболочки могут быть замкнутого и незамкнутого профиля. Первые применяют в качестве закрытых переходов, транспортных галерей, временных жилых помещений. Клефанерная конструкция оболочки состоит из каркаса в виде продольных, поперечных (арочных) и бортовых ребер (рис. 7.8) [5].

Рис. 7.8. Клеефанерная цилиндрическая оболочка:

1 — фанерная обшивка; 2 — продольное ребро; 3 — поперечное ребро; 4 — бортовой элемент; 5 — затяжка; 6 — кровля

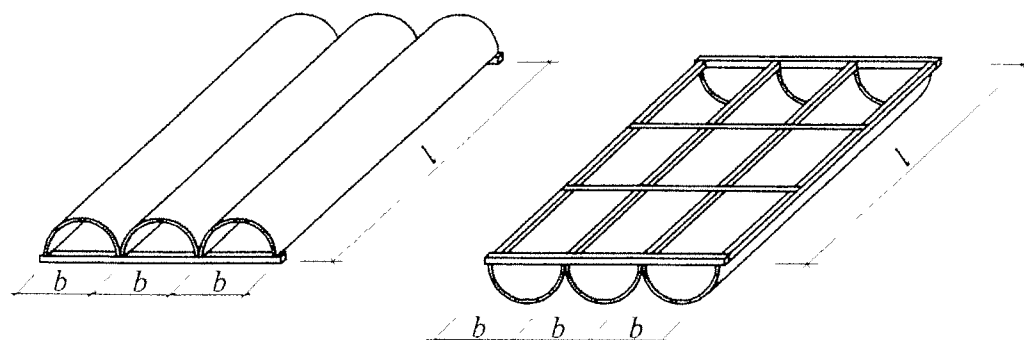
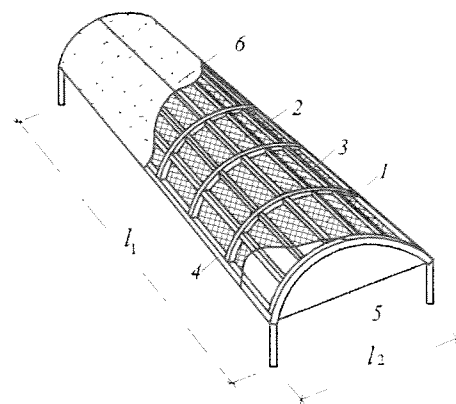


Рис. 7.9. Пластмассовые многоволновые цилиндрические оболочки

Пластмассовые оболочки из полиэфирного стеклопластика толщиной 4...6 мм обычно применяют в многоволновом варианте, перекрывая пролеты до 12 м (рис. 7.9). Оболочки структурного типа из стеклопластиковых пирамидальных элементов на клею с толщиной стенки 3...4 мм способны перекрывать пролеты 26 м и более.

8. СКЛАДКИ

Общие сведения

Складчатое покрытие представляет собой систему, образованную из наклонных к горизонту (обычно не менее 30°) плоских элементов — граней, верхние и нижние кромки которых соединены по длинным сторонам и работают совместно. Форма поперечного сечения складок может быть треугольной, трапецевидной, полигональной (рис. 8.1, 8.2, 8.5).

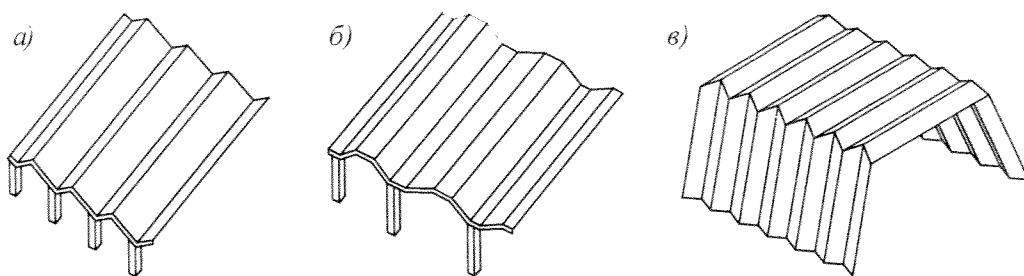


Рис. 8.1. Разновидности складчатых конструкций:

а, б — складчатые покрытия с плоскими гранями; *в* — здание со складчатой структурой покрытия и стен

Архитектурные композиции из складок весьма разнообразны. Плоские плиты (панели) в различных комбинациях способны перекрывать прямоугольные, многоугольные и круговые планы зданий. В последнем случае складки располагаются радиально.

По расходу материалов складчатые конструкции уступают другим формам покрытия, но им присущи архитектурная выразительность и относительная простота изготовления. Достоинством складок является их регулярность, определяющая повышенные эстетические качества, которые способствуют применению этих систем без подвесного потолка. Их целесообразно использовать в качестве шедовых покрытий для зданий производственного и общественного назначения.

Складки могут опираться на колонны или стены сооружения. По коротким сторонам они имеют торцевые диафрагмы или ребра.

В большинстве случаев складки проектируют в виде однопролетных систем; при необходимости их проектируют многопролетными и консольными. В поперечном направлении складки бывают многоволновыми, реже одноволновыми.

Складки могут использоваться в качестве ригеля двух- или трехшарнирной рамы.

Складчатые системы применяют не только в покрытиях, но и в стеновых ограждениях, позволяя создавать сооружения в едином конструктивном стиле.

В практике строительства чаще всего применяют призматические складки с треугольной или трапециевидной формой поперечного сечения. Выполняют складки обычно из железобетона, реже из армоцемента. Имеются примеры реализации их в клееной древесине и пластмассах. Складки из металла делают решетчатыми [5].

Железобетонные складки

Складчатые покрытия возводят из монолитного, сборного и сборно-монолитного железобетона или армоцемента. Они образуются из наклонных плит-граней, жестко связанных по ребрам, бортовых элементов и диафрагм. Ребрами являются утолщения в местах сопряжения плит. Размеры перекрываемых пролетов — от 12 до 36 м.

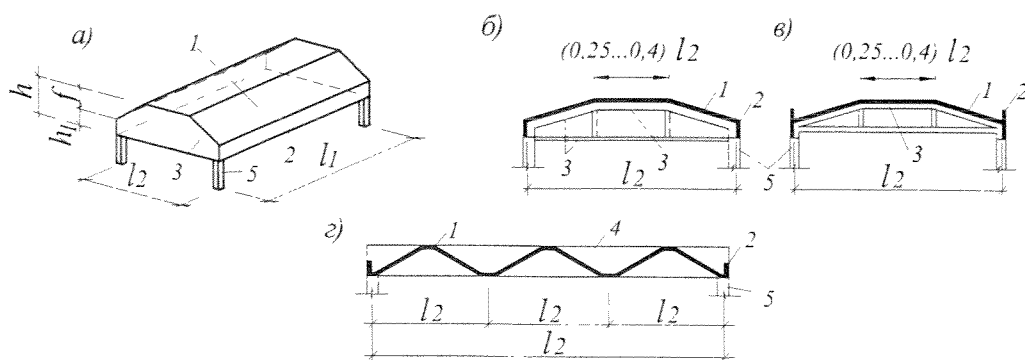


Рис. 8.2. Складчатые покрытия:

a — общий вид; *б, в, г* — типы поперечных сечений железобетонных складок: 1 — складка; 2 — бортовой элемент; 3, 4 — диафрагма; 5 — колонна

Основные параметры складок и формы поперечных сечений показаны на рис. 8.2. Пролет складки — l_1 ; длина волны — l_2 . Высота h складки без предварительного напряжения назначается равной $(1/7...1/10)l_1$; с предварительным напряжением — $(1/15...1/20)l_1$. Рекомендуемая высота сечения бортового элемента $h_1 = (1/20...1/30)l_1$. Отношение h_1/h может изменяться от 0,3 до 0,6. Толщина t плиты монолитной складки — $(1/200...1/300)l_2$, но не менее 50 мм по технологическим условиям. Для плиты сборной складки величина t принимается не менее 30 мм. Толщина армоцементных стенок составляет 20...30 мм. Плита складки бывает гладкой или ребристой.

Ширину граней монолитной складки рекомендуется назначать не более 3,5 м, чтобы толщина плиты получалась менее 10 см. Для сборных покрытий ширину граней принимают из условия изготовления, транспортирования и монтажа. Размеры элементов не должны превышать: по длине — 24 м, ширине — 3,2 м, весу — 15 т.

Ширина верхней грани складки назначается равной $(0,25...0,4)l_2$. При указанной ширине грани длина волны l_2 монолитной складки может быть не более 12 м. В трехгранной складке длина волны $l_2 = 9...12$ м. При величине $l_2 > 12$ м целесообразно проектировать полигональные складки или усиливать грани поперечными ребрами, образующими поля, близкие к квадрату.

Различают складки одно- и многопролетные, одно- и многоволновые. Иногда их проектируют с небольшим консольным свесом на одну или обе стороны покрытия.

Расчет складок

В направлении пролета l_1 складка рассчитывается как балка треугольного или трапециевидного (полигонального) сечения (рис. 8.3). Для упрощения это сечение заменяется эквивалентным прямоугольным, тавровым или двутавровым с приведенной толщиной стенки профиля $t_{red} = 2t / \sin \alpha$ для всех схем, показанных на рис. 8.3 *з, д*.

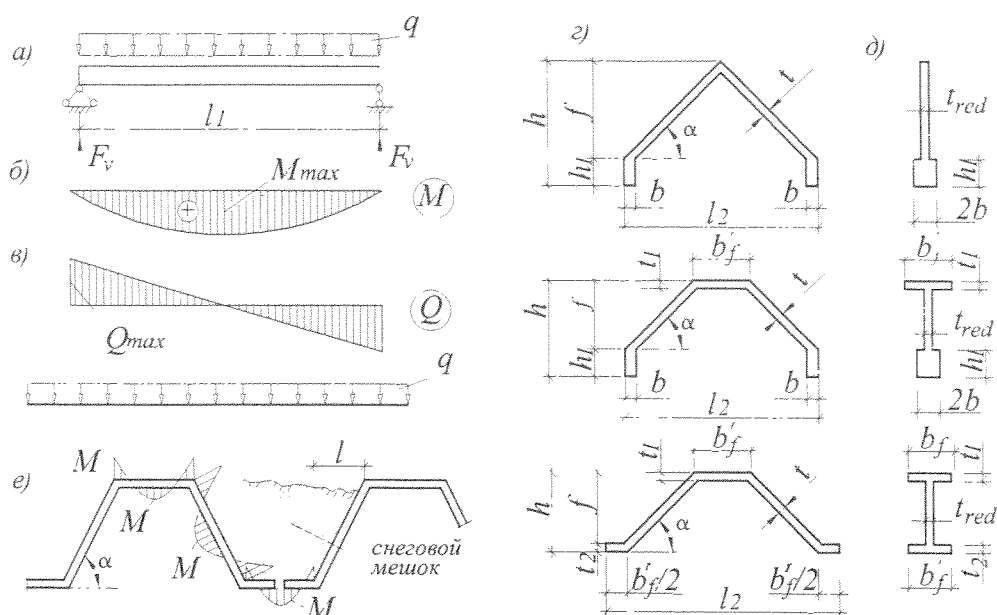


Рис. 8.3. К расчету складок:

а — расчетная схема складки в продольном направлении; б, в — эпюры изгибающих моментов M и поперечных сил Q ; г — поперечные сечения железобетонных складок (проектные); д — то же, приведенные для расчета; е — расчетная схема складки в поперечном направлении

Расчетный изгибающий момент в однопролетной складке:

$$M_{max} = (q_1 l_2) l_1^2 / 8, \quad (8.1)$$

где q_1 — равномерно распределенная нагрузка на 1 м² покрытия.

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{max} = (q_1 l_2) l_1 / 2. \quad (8.2)$$

Дальнейший расчет складки, включая расчет наклонных сечений, выполняют по обычной для железобетонных балок методике, изложенной в справочной литературе.

Под действием изгибающих моментов в верхней зоне складки возникают сжимающие усилия, воспринимаемые бетоном, а в нижней зоне — растягивающие усилия, воспринимаемые арматурой. Количество растянутой продольной арматуры складки определяют расчетом в направлении пролета l_1 .

Основную растянутую арматуру рекомендуют проектировать предварительно напряженной из высокопрочных стержней классов А-IV, А-V и т.п. или арматурных канатов. Сжатую арматуру в продольном направлении назначают конструктивно из стержней $\varnothing = 5...8$ мм с шагом 200...250 мм.

В складках треугольного очертания растянутая арматура A_s концентрируется в утолщении нижнего узла складки или в бортовых элементах, а в складках трапециевидного очертания располагается по всей ширине нижней полки. Сжатая арматура A'_s устанавливается в верхнем узле или в верхней полке складки.

В поперечном направлении грани подвергаются действию местной нагрузки от снега, испытывая изгиб подобно многопролетным балочным плитам (рис. 8.3 е). Это условие заставляет принимать толщину граней складки не менее $1/25 \dots 1/30$ их ширины.

Учитывая защемление концов наклонных граней, расчетный изгибающий момент в поперечном направлении определяется, с достаточной степенью точности, по формуле:

$$M = \pm ql^2 / 16, \quad (8.3)$$

где q — суммарная нагрузка на единицу длины грани складки в интервале между точками перелома конструкции; l — горизонтальная проекция грани.

При необходимости уменьшения толщины граней по длине складки в поперечном направлении устраивают ребра с образованием квадратных или прямоугольных полей. В этом случае наклонные грани рассчитывают на изгиб как плиты, опертые по контуру, или многопролетные неразрезные.

В наклонных гранях ставится арматура, полученная расчетом плиты в поперечном направлении, а на опорах добавляется арматура для восприятия главных растягивающих напряжений, определяемых из расчета складки как балки условного (приведенного) поперечного сечения. Армируют грани одинарными или двойными сварными сетками, располагаемыми в соответствии с эпюрой поперечных изгибающих моментов.

В армоцементных складках грани армируют ткаными сетками.

Примеры армирования складок показаны на рис. 8.4.

Вследствие наклона граней в поперечном направлении складки от нагрузки возникает распор, для погашения которого на опорах, а иногда в пролете, устраивают сплошные или сквозные диафрагмы.

Возведение призматических складок пролетом $12 \dots 18$ м осуществляется из элементов полной заводской готовности. При больших пролетах складки монти-

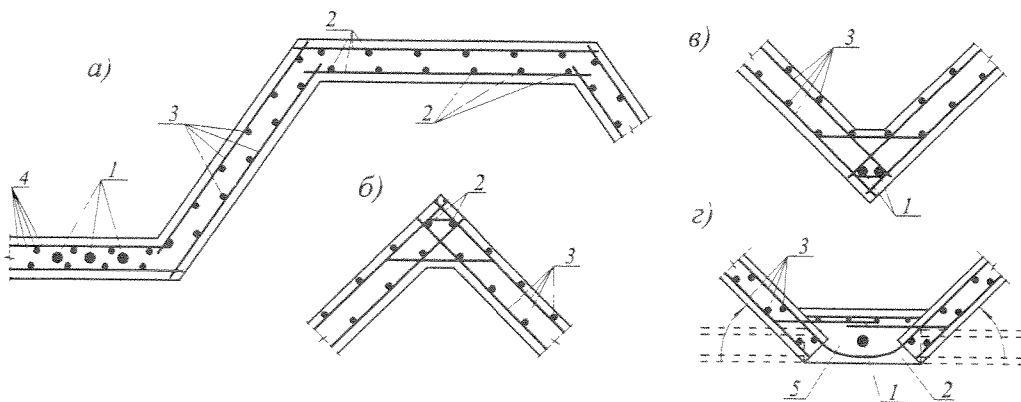


Рис. 8.4. Армирование складок:

a — трапециевидной; $b, в$ — треугольной; c — то же, изготовляемой погибом: 1 — арматура складки рабочая; 2 — то же, конструктивная; 3 — арматура наклонных граней; 4 — то же, горизонтальных граней; 5 — бетон замоноличивания сборно-монолитной складки

руют путем сопряжения отдельных плит на сварке арматурных выпусков или закладных деталей. Сборные элементы плоские, треугольного или трапециевидного сечения проектируют, как правило, длиной 2...6 м в зависимости от их вида и размеров сечения.

Складки шириной l_2 менее 3 м опирают на подстропильные балки, фермы или стены, а складки шириной 3 м и более можно устанавливать непосредственно на колонны.

Одним из конструктивных решений рассматриваемых покрытий является складка с призматической поверхностью, вписанной в цилиндрическую. Ее поперечное сечение имеет полигональное очертание (рис. 8.5). Такие складки условно подразделяют на длинные ($l_1/l_2 \geq 1$) и короткие ($l_1/l_2 < 1$). Они бывают монолитными, сборными и сборно-монолитными. Разработаны конструкции сборных предварительно напряженных длинных складок для пролетов $l_1 = 18...24$ м, шириной $l_2 = 12$ м. Состоят они из бортовых балок длиной «на пролет», арок-диафрагм по длине волны и плоских гладких или ребристых плит размерами 3×6 , 3×12 м. Основная продольная рабочая арматура устанавливается в нижней части бортового элемента. Если бортовые элементы находятся выше края складки, то часть арматуры может размещаться в плите. Кроме основной, в бортовом элементе устанавливается поперечная арматура. Сборные конструкции длинных складок сложны и поэтому применяются редко.

Короткие складки используются в покрытиях пролетами $l_2 = 18...36$ м. Они состоят из плоских ребристых плит, бортовых элементов и диафрагм. Иногда функцию бортовых элементов выполняют продольные ребра крайних плит покрытия. Для образования призматической поверхности используют плиты размерами 3×6 , 3×12 м. Полку плит армируют сварными сетками из стали класса Вр-I. В качестве предварительно напряженной арматуры продольных ребер плит, бортовых



Рис. 8.5. Железобетонные призматические складки:

а — длинная; б — короткая; в — стык плит; г — сопряжение диафрагмы с плитой складчатого покрытия; 1 — плита гладкая; 2 — то же, ребристая; 3 — диафрагма; 4 — бортовой элемент; 5 — колонна

элементов и нижних поясов ферм-диафрагм применяют стержни классов А-Шв, А-IV, А-V и арматурные канаты класса К-7. Если вышеуказанные элементы не напрягают, то для армирования используются сварные каркасы из стали А-III.

Короткие складки целесообразно выполнять сборно-монолитными. Сборные элементы свариваются между собой на монтаже, а швы между ними замоноличиваются.

Диафрагмы складчатых покрытий проектируют в виде ферм сегментного очертания, безраскосных ферм или арок с железобетонной или стальной затяжкой. Диафрагмы пролетом 18...24 м изготавливают, как правило, цельными. Для пролетов 30...36 м применяют составные диафрагмы, монтируемые из отдельных блоков. Торцевые диафрагмы могут быть вертикальными и наклонными.

Складки проектируют из бетона классов В20...В40, приведенная толщина которых составляет 8...18 см. Расход стальной арматуры — 10...25 кг/м².

В складчатых покрытиях допускается устройство светоаэрационных и зенитных фонарей с шириной проема, равной $(1/2...1/3)l_2$. Их рекомендуется устраивать в верхних горизонтальных гранях.

Складки из древесины и пластмасс

Складки изготавливают из древесины и полимерных материалов. Граниями складки могут служить клееные, клефанерные, древесностружечные, дощатогвоздевые балочные элементы и плоские трехслойные пластмассовые панели. Для повышения поперечной жесткости складок используют распорки, ребра жесткости и затяжки, устанавливаемые по длине складки. Пролет деревянных складок, обычно треугольного профиля, составляет 20...25 м. Складчатыми покрытиями клефанерной конструкции можно перекрывать пролеты до 30 м. Высота h складок из древесных материалов находится в пределах $(1/2...1/10)l_1$, а из полимерных материалов — $(1/10...1/15)l_1$. Угол наклона граней к горизонту $\alpha = 20^\circ...45^\circ$. Ширина l_2 складок из древесины — 1,8...6,8 м, из полимерных материалов — до 1 м. Толщину грани принимают не менее $(1/20...1/30)l_1$.

По своей конструкции грани складок из древесины могут представлять собой стенки дощатогвоздевых, дощатоклееных или клефанерных двутавровых

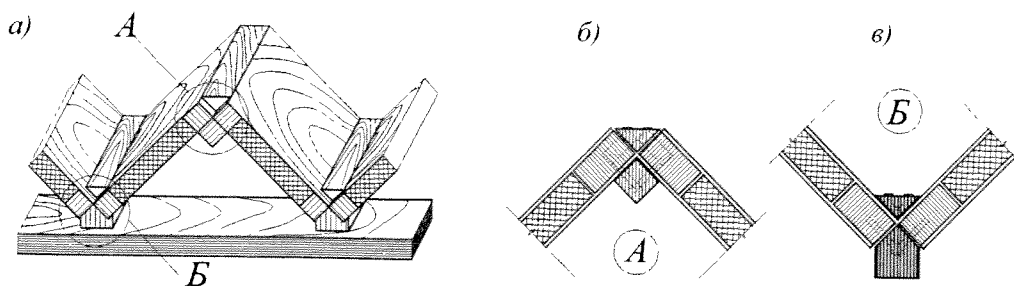


Рис. 8.6. Деревянное складчатое покрытие треугольного профиля:
а — трехслойная складка с фанерной облицовкой на клеештыревых соединениях; б, в — верхний и нижний узлы (А и В)

балок. Наиболее типичны трехслойные элементы в виде панелей, обшитых с обеих сторон фанерой, стеклопластиком или жестким поливинилхлоридом и средним слоем из пенопласта. В таких складках $h = 1/8 I_f$.

Каркас клефанерной панели состоит из продольных, поперечных и диагональных ребер, пустоты между которыми заполняют теплоизолирующим материалом (рис. 8.6). Отдельные элементы соединяются между собой болтами, на гвоздях, клеем и т.п. Наиболее сложными конструктивными деталями таких складок являются коньковые ребра и ендовы. Эти узлы могут быть жесткими или шарнирными с последующим ужесточением и гидроизоляционным уплотнением. В последнем варианте иногда используют шарнирно-петлевое соединение, что дает возможность складывать конструкции покрытия при транспортировке и разворачивать их при монтаже [5].

9. КУПОЛА

Общие сведения

Купол — одна из наиболее эффективных форм тонкостенных пространственных конструкций. Его многообразные конструктивные решения обладают архитектурной выразительностью и позволяют перекрывать пролеты до 150 м. Типичная форма купола — это поверхность двоякой кривизны с вертикальной осью вращения (см. рис. 6.4 а), которая может быть задана уравнением вида:

$$z = f(r) = f(\sqrt{x^2 + y^2}). \quad (9.1)$$

Купольные покрытия применяют для круглых, эллиптических или полигональных в плане зданий и сооружений различного назначения.

Поверхность купола с круговым основанием получается вращением вокруг вертикальной оси меридиональной кривой (образующей) — дуги круга, эллипса, параболы, циклоиды или комбинации из них (рис. 9.1). Образующей может служить прямая, при вращении которой получается конус. Купола с эллиптическим планом имеют более сложную поверхность. Могут применяться также волнистые, складчатые, а при многоугольном плане — многогранные купола.

При выборе очертания купольного покрытия учитывают архитектурные и технологические требования, а также технико-экономические, включающие: минимальный расход материала на возведение купола; простоту, удобство изготовления и монтажа элементов; долговечность, возможность ухода за конструкцией; соответствие конструктивного решения купола характеру действующих нагрузок.

Купола бывают пологими и подъемистыми. Пологим считается купол при отношении стрелы подъема f к диаметру основания D от $1/5$ до $1/10$. В некоторых случаях по архитектурным, технологическим или иным соображениям их проектируют подъемистыми — с $f/D > 1/5$.

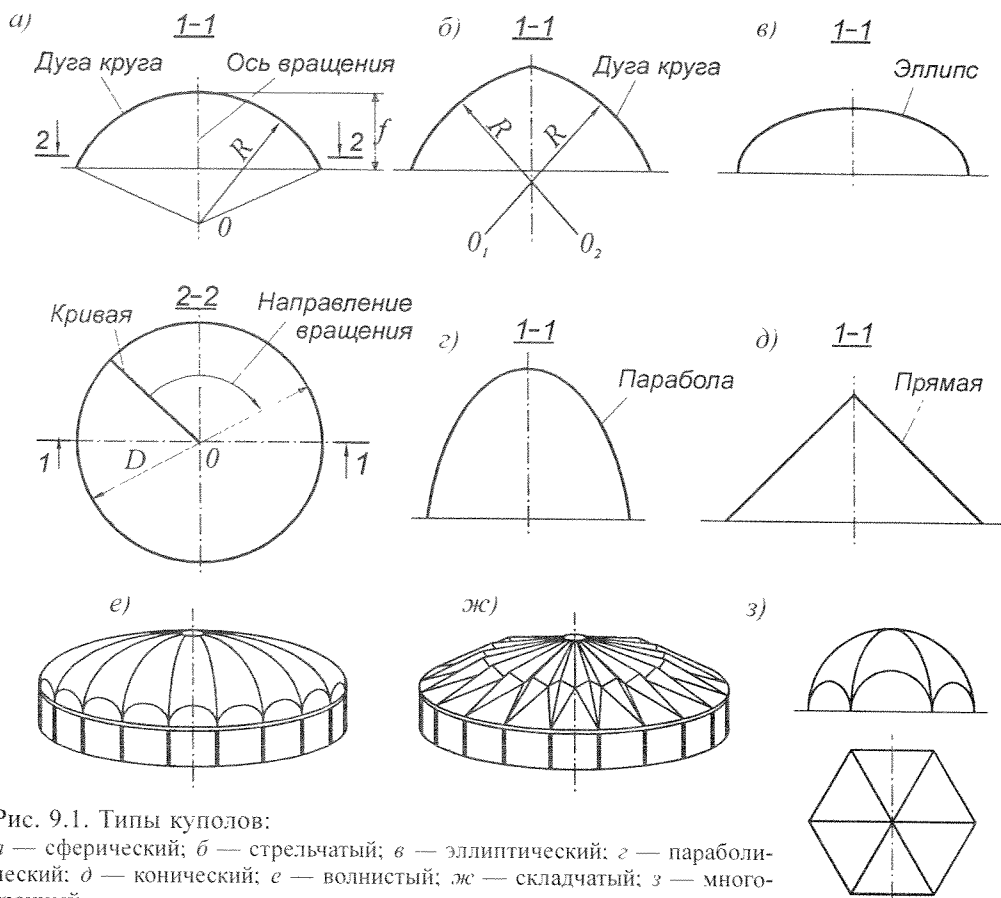


Рис. 9.1. Типы куполов:

a — сферический; *б* — стрельчатый; *в* — эллиптический; *г* — параболический; *д* — конический; *е* — волнистый; *ж* — складчатый; *з* — многогранный

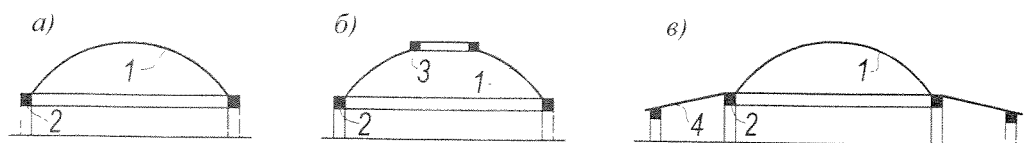


Рис. 9.2. Конструктивные схемы тонкостенных купольных покрытий:

a — с полным куполом; *б* — с куполом, усеченным для центрального проема; *в* — с куполом, объединенным с плоским кольцевым перекрытием пристройки; *1* — оболочка купола; *2* — опорное кольцо; *3* — кольцо центрального проема; *4* — плоское кольцевое перекрытие

Конструкция купола состоит из оболочки (плиты) и нижнего опорного кольца, воспринимающего распор. При наличии центрального светового или аэрационного проема устраивают верхнее кольцо (рис. 9.2).

Материалами для тонкостенных куполов могут служить железобетон, армоцемент, клееная древесина, конструкционные пластмассы, в частности, стеклопластик.

Расчет купола

Методика расчета купола зависит от его типа и вида нагрузки — осесимметричной и неосесимметричной. К первой относится собственный вес конструкции, сплошной снеговой покров и симметрично подвешенное оборудование. Ко второй — ветровая нагрузка, односторонняя снеговая нагрузка и несимметрично расположенное оборудование. При отношении $f/D \leq 1/4$ ветровой напор создает на поверхности купола отсос, который разгружает купол и может не учитываться. Однако легкие, например, пластмассовые купола необходимо проверять расчетом на действие отсоса ветра.

На стадии определения конструктивного решения тонкостенного купола применяют приближенные способы расчета. Они дают вполне достоверные результаты, зачастую с точностью выше реальных допусков, практикуемых при подборе сечений элементов купола. В рабочем проектировании пользуются точными методами, ориентированными на реализацию вычислений с помощью компьютера.

Тонкостенные купола можно рассчитывать по безмоментной теории, условиями применения которой являются: плавность изменения толщины оболочки, радиуса кривизны ее меридиана, интенсивности нагрузки; свободное перемещение оболочки в радиальном и кольцевом направлениях. Безмоментное опирание купола по внешнему контуру представляется как непрерывное, шарнирно-подвижное, образуемое стерженьками-опорами, направленными по касательным к меридиональным сечениям оболочки. В этом случае оболочка будет статически определима (рис. 9.3). При нарушении названных условий напряженное состояние купола должно определяться с учетом действия изгибающих моментов в краевых зонах.

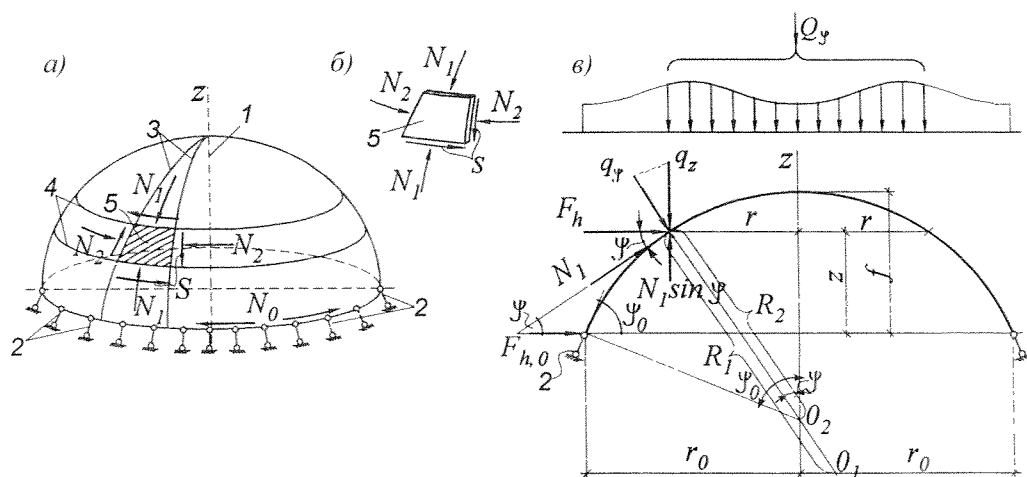


Рис. 9.3. Схема купола с шарнирно-подвижным опиранием по контуру:

a — общий вид; *б* — единичный элемент купола с действующими на него внутренними усилиями; *в* — часть купола, отделенная плоскостью, параллельной основанию; 1 — ось вращения; 2 — шарнирно-подвижные опоры по периметру; 3 — меридиональное сечение; 4 — кольцевое сечение; 5 — единичный элемент (1 × 1 м)

В безмоментном напряженном состоянии оболочка купола работает как тонкая мембрана и поэтому подвержена только нормальным усилиям, действующим в ее срединной поверхности. На практике это положение можно принять в отношении всего купола кроме приопорной зоны, где появляются изгибающие моменты.

Рассмотрим купол произвольного очертания, двоякая кривизна которого в каждой точке определяется двумя радиусами кривизны R_1 и R_2 . В общем случае элемент оболочки купола, ограниченный двумя меридиональными и двумя кольцевыми сечениями, находится под воздействием нормальных усилий — меридионального N_1 и кольцевого N_2 , а также касательного усилия S , отнесенных к единице длины сечения (см. рис. 9.3 а). При загрузении купола осесимметричной нагрузкой (собственный вес, снег на всей поверхности) усилие $S = 0$, а усилия N_1 и N_2 определяют из условий статики как функции только угловой координаты φ (широты).

Напряженное состояние купола при осесимметричной нагрузке характеризуется следующим уравнением равновесия:

$$N_1/R_1 + N_2/R_2 = q_\varphi, \quad (9.2)$$

где q_φ — нормальная к поверхности купола составляющая внешней нагрузки q (на 1 м² поверхности купола).

Для определения меридионального усилия N_1 кольцевым горизонтальным сечением отсекается верхняя часть купола и рассматривается ее равновесие (см. рис. 9.3 в). На отсеченный сегмент действует сжимающая сила Q_φ , которая представляет собой сумму всех нагрузок, приложенных выше рассматриваемого сечения. Исходя из условия $\sum Z = 0$, она должна уравниваться меридиональными усилиями N_1 по периметру кольцевого сечения радиуса r :

$$Q_\varphi - N_1 \sin \varphi \, 2\pi r = 0, \quad (9.3)$$

где φ — текущая угловая координата (отсчитывается от оси вращения); $r = R_2 \sin \varphi$.

Следовательно,

$$N_1 = Q_\varphi / (2\pi r \sin \varphi) = Q_\varphi / (2\pi R_2 \sin^2 \varphi). \quad (9.4)$$

Кольцевое усилие N_2 находят из уравнения (9.2):

$$N_2 = R_2 (q_\varphi - N_1/R_1). \quad (9.5)$$

Распор купола определяется как горизонтальная проекция меридионального усилия N_1 :

$$F_h = N_1 \cos \varphi = (Q_\varphi / 2\pi r) \operatorname{ctg} \varphi. \quad (9.6)$$

Распор в уровне опорного кольца ($\varphi = \varphi_0$):

$$F_{h,0} = N_{1,0} \cos \varphi_0 = (Q_{\varphi,0} / 2\pi r_0) \operatorname{ctg} \varphi_0, \quad (9.7)$$

где $N_{1,0}$ — меридиональное усилие в уровне опорного кольца; φ_0 — половина центрального угла дуги оболочки в меридиональном направлении; r_0 — радиус опорного кольца; $Q_{\varphi,0}$ — нагрузка, действующая на купол.

Распор F_h действует на опорное кольцо в радиальном направлении, поэтому растягивающее усилие в опорном кольце:

$$N_0 = F_{h,0} r_0 = N_{1,0} \cos \varphi_0 r_0 = (Q_{\varphi,0} / 2\pi) \operatorname{ctg} \varphi_0. \quad (9.8)$$

Сжимающее усилие в верхнем кольце от нагрузки q при соответствующей текущей координате φ определяется аналогично (9.8).

Под действием вертикальной нагрузки купол сжат, а вблизи опорного кольца растянут. Существует нейтральное кольцевое сечение («параллель»), вдоль которой усилия N_2 равны нулю. Координата этой параллели определяется формой купола и видом нагрузки. Ее можно вычислить, приравняв к нулю выражение в скобках в формуле (9.5).

Дальнейшее рассмотрение оболочки вращения под действием конкретных нагрузок проведем на примере сферического купола. Геометрически он наиболее прост, а основные выводы качественного порядка, сделанные для сферы, могут быть распространены на купола других форм.

Для сферы $R_1 = R_2 = R$ формулы (9.4) и (9.5) приобретают вид:

$$N_1 = Q_{\varphi} / (2\pi R \sin^2 \varphi); \quad (9.9)$$

$$N_2 = q_{\varphi} R - N_1. \quad (9.10)$$

Формулы расчета сферических куполов на действие нагрузок от собственного веса g (кН/м² поверхности купола) и снега s (кН/м² перекрываемой куполом площади) приведены в [5], [6], [17]. Распределение меридиональных и кольцевых усилий в полусферическом куполе от вертикальных нагрузок показано на рис. 9.4.

Угол φ , при котором кольцевые усилия в куполе меняют знак, превращаясь из сжимающих в растягивающие, равен $\approx 52^\circ$ при действии собственного веса и 45° — при полной снеговой нагрузке. Для того, чтобы избежать растягивающих кольцевых усилий, стрела подъема купола f не должна превышать $1/5D$. Более подъемистые купола нуждаются в специальных кольцевых затяжках в нижних

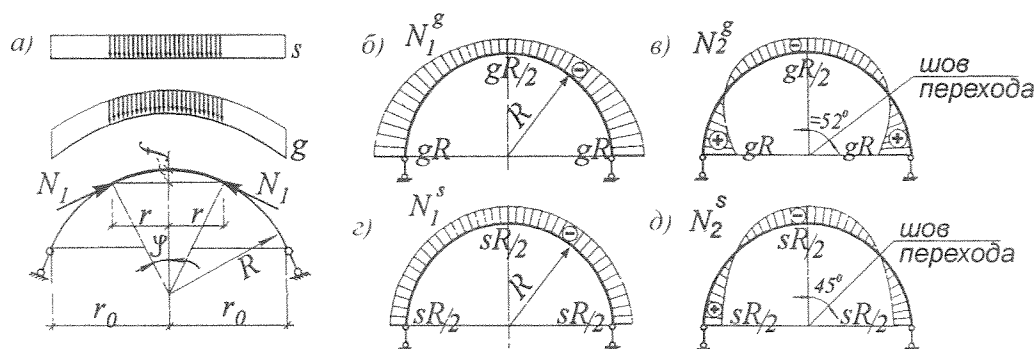


Рис. 9.4. Усилия в куполе от вертикальных нагрузок:

a — расчетная схема; $b, в$ — эпюры меридиональных N_1 и кольцевых N_2 усилий в полусферическом куполе от веса покрытия; $г, д$ — то же, от снеговой нагрузки

Примечание: $\ominus$ — сжатие; $\oplus$ — растяжение.

приконтурных зонах. Аналогичные вычисления усилий и критических величин углов могут быть выполнены для куполов вращения других очертаний.

При действии горизонтальных сил (ветер, сейсмика) и несимметричных нагрузок (одностороннее расположение снега) напряженное состояние купола характеризуется, кроме нормальных усилий N_1 и N_2 , также касательными (сдвигающими) усилиями S . Расчет существенно усложняется и его выполняют по специальной методике.

Усилия N_1 и N_2 в гладкой оболочке купола, как правило, невелики, поэтому ее толщина определяется, главным образом, конструктивными или технологическими соображениями.

Особое внимание уделяют устойчивости купола. Формулы ее проверки, характерные для каждого материала, даются при рассмотрении особенностей куполов из различных материалов.

Волнистые и складчатые купола составляют особую группу. С архитектурной точки зрения они весьма эффектны, обладают богатой пластикой и немалыми конструктивными достоинствами, связанными с жесткостью формы. Будучи сплошностенчатыми (гладкими) или решетчатыми, они могут быть отнесены, соответственно, к тонкостенным или ребристым куполам. В железобетоне выполняют волнистые и складчатые купола, а из клееной древесины — чаще складчатые.

Железобетонные купола

Для железобетонных тонкостенных куполов характерны гладкие или волнистые (складчатые) формы, описываемые, в целом, поверхностью вращения. Область эффективных пролетов таких покрытий — от 25 до 120 м. Однако известны уникальные сооружения, имеющие более крупные пролеты, например $D = 132$ м (г. Урбана, США).

В зависимости от отношения стрелы подъема f к диаметру D опорного контура различают купола пологие — $f/D = 1/5 \dots 1/10$ и подъемистые — $f/D > 1/5$. Наибольший экономический эффект получается при $f/D = 1/3 \dots 1/5$, однако в целях уменьшения поверхности покрытия рекомендуется принимать $f/D = 1/6 \dots 1/7$.

Основными конструктивными элементами купола являются оболочка и нижнее опорное (растянутое) кольцо, воспринимающее распор (см. рис. 9.2 а). При наличии центрального проема устраивают верхнее (сжатое) кольцо (см. рис. 9.2 б). Если по периметру купола $D \leq 30$ м имеется плоское кольцевое перекрытие, распор воспринимается последним (см. рис. 9.2 в). Железобетонные купола могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Оболочки монолитных куполов выполняют, преимущественно, гладкими, а сборных — ребристыми из цилиндрических или плоских панелей.

На стадии предварительного проектирования толщину t гладкой оболочки принимают равной $1/600 \dots 1/800$ радиуса кривизны купола в вершине, но не менее 50 мм по технологическим условиям, с постепенным увеличением ее к опорному и фонарному кольцу. В последующем расчете толщину оболочки уточняют

проверкой условия устойчивости. В том случае, когда гладкая оболочка не проходит по устойчивости или на нее действуют сосредоточенные нагрузки, поверхность купола усиливается меридиональными, а при необходимости и кольцевыми ребрами, высота h которых принимается равной $(1/100...1/150)D$.

Конические купола имеют толщину оболочки $t = (1/100...1/150)D$, а следовательно, значительно уступают сферическим по технико-экономическим показателям.

Купол конструируют в соответствии с усилиями, полученными расчетом. Оболочка купола, за исключением приопорной зоны, сжата. Сжимающие усилия воспринимаются полностью бетонным сечением оболочки, поэтому ее армируют конструктивно в количестве не менее 0,2 % площади сечения бетона.

В монолитном куполе арматура располагается по меридианам и concentрическим окружностям (параллелям). Гладкую оболочку толщиной до 70 мм армируют одиночной сеткой из проволоки или стержней (классы стали Вр-I, А-II, А-III) диаметром 4...6 мм и шагом 150...200 мм, располагаемой в середине сечения оболочки. При большей толщине устанавливают две сетки. В месте примыкания оболочки к нижнему опорному кольцу ставят дополнительную меридиональную арматуру для восприятия краевого изгибающего момента, по которому расчетом определяют количество стержней и заводят их в опорное кольцо. В этой же зоне размещают кольцевую арматуру для восприятия местных растягивающих кольцевых усилий (рис. 9.5).

Способ возведения монолитных куполов любого очертания на сплошных лесах и подмостях, повторяющих геометрию купола, сложен, требует больших затрат и поэтому применяется редко. Такие покрытия предпочтительно сооружать промышленными методами с использованием сборно-разборной или пневматической опалубки.

Наиболее распространены купола из сборных железобетонных элементов (рис. 9.6). При их возведении стрелу подъема целесообразно выбирать такой, чтобы в оболочке возникали только усилия сжатия.

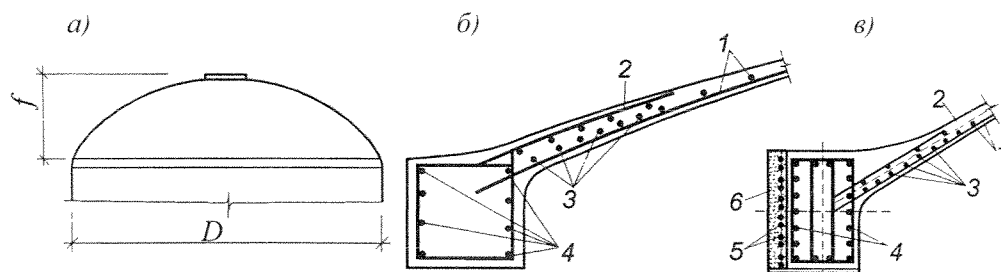


Рис. 9.5. Монолитные купола:

a — схема купола; *б* — сопряжение оболочки купола и нижнего кольца с обычным армированием; *в* — то же, с предварительным напряжением арматуры; 1 — конструктивная арматурная сетка; 2 — дополнительные стержни меридионального направления, рассчитанные по крайнему моменту M_x ; 3 — кольцевая арматура, рассчитанная по усилию N_2 ; 4 — ненапрягаемая арматура кольца; 5 — напрягаемая арматура кольца; 6 — бетон замоноличивания

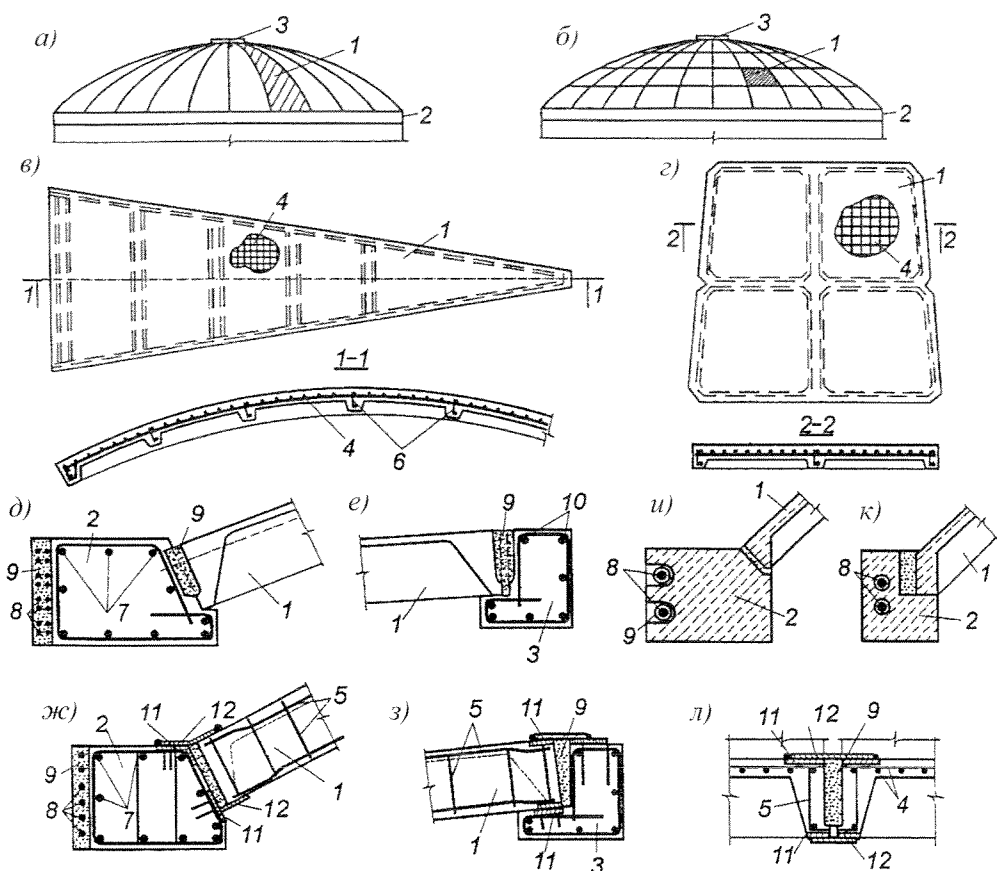


Рис. 9.6. Сборные купола:

а, б — разрезка на сборные элементы (соответственно, меридиональная и меридионально-кольцевая); в, г — ребристые панели — секторная и трапециевидная (план); д — шарнирное сопряжение панели с нижним опорным кольцом; е — то же, с верхним; ж — жесткое сопряжение панели с нижним кольцом; з — то же, с верхним; и, к — варианты установки напрягаемой пучковой арматуры в наружных желобах и каналах; л — стык панелей; 1 — панель; 2 — нижнее опорное кольцо; 3 — верхнее кольцо; 4 — арматурная сетка панели; 5, 6 — сварные каркасы продольного и поперечного ребра панели; 7 — обычная арматура нижнего кольца; 8 — предварительно напряженная арматура нижнего кольца; 9 — бетон замоноличивания; 10 — арматура верхнего кольца; 11 — стальные закладные детали; 12 — накладка на сварке

В сборном или сборно-монолитном варианте купол состоит из криволинейных или плоских трапециевидных плит (панелей) толщиной не менее 30 мм, усиленных по краям продольными ребрами, размеры и армирование которых назначают в соответствии с требованиями транспортирования и монтажа. Высота сечения h ребер плиты принимается равной $1/20 \dots 1/30$ их длины l , а ширина $b = (0,25 \dots 0,5)h$, но не менее 40 мм. В кольцевом направлении в плите устраиваются ребра через 2...3 м. Поле плиты армируют сварной сеткой из проволоки класса Вр-I или стерж-

ней классов А-II, А-III с шагом 100...200 мм. Ребра плиты армируют сварными каркасами с рабочими стержнями из стали классов А-II, А-III. В приопорной зоне плиту утолщают. Для замоноличивания купола по линиям сопряжения сборных элементов оставляют зазоры шириной 40...100 мм. Соединение элементов выполняют на сварке стальных закладных деталей из пластин, уголков и т.п. Прочность закладных деталей и соединительных накладок проверяют расчетом. Бетон оболочки и швов замоноличивания должен быть не ниже класса В-20.

Нижнее опорное кольцо может быть монолитным или сборным. Его рабочую арматуру рассчитывают на центральное растяжение без учета работы бетона. При небольшом диаметре купола (до 30 м) опорное кольцо может выполняться без предварительного напряжения и армироваться кольцевыми стержнями из стали классов А-II, А-III, А_Т-III, диаметром 20...30 мм, стыкуемыми по длине на сварке. В куполах большего диаметра для повышения трещиностойкости опорного кольца и уменьшения размеров его сечения используют предварительное напряжение высокопрочной стержневой арматурой классов А-IV, А-V или проволочной арматурой классов В-II, В_р-II в виде пучков, прядей и др. Рабочую арматуру размещают либо в массиве опорного кольца (в каналах, впоследствии инъецируемых раствором), либо в криволинейных пазах на его поверхности. Напрягаемую арматуру закрывают торкрет-бетоном толщиной 20 мм.

Купола могут опираться на различные конструкции — стены, колонны, фундаменты. В оболочке купола допускается устройство отверстий и проемов для освещения и аэрации в пределах расстояния между ребрами. Отверстия могут быть круглыми, овальными или многоугольными.

Примеры конструирования монолитных и сборных куполов даны на *рис. 9.5* и *9.6*, а также в [5], [17] и др.

Сжимающие напряжения в оболочке купола σ_c не должны превышать R_b , а растягивающие напряжения $\sigma_t - 0,3R_b$. Приопорные участки, где $\sigma_t > R_{bt}$, армируют, исходя из условия полного восприятия арматурой растягивающих усилий. При $\sigma_t \geq 3R_{bt}$ толщину оболочки увеличивают.

При безмоментном решении сопряжение оболочки купола с нижним кольцом komponуют так, чтобы меридиональное усилие от нагрузки проходило через центр тяжести поперечного сечения кольца, вызывая в нем лишь осевое растяжение без изгиба (*рис. 9.7 а, б*). В реальной конструкции оболочка упруго закреплена в опорном кольце. Поэтому безмоментное напряженное состояние ее в этой зоне нарушается, а вдоль меридиана возникают местные изгибающие моменты M_θ («краевой эффект»), которые быстро уменьшаются по мере удаления от края оболочки (*рис. 9.7 в*). Определяют их различными методами, изложенными в [6], [17] и др.

Устойчивость гладких куполов считается обеспеченной при условии, что интенсивность полной расчетной нагрузки:

$$q \leq 0,2E_{b,def} (t/R)^2, \quad (9.11)$$

где $E_{b,def}$ — модуль деформации бетона, принимаемый равным $(0,319...0,212)E_b$ в зависимости от его относительной влажности; E_b — модуль упругости бетона;

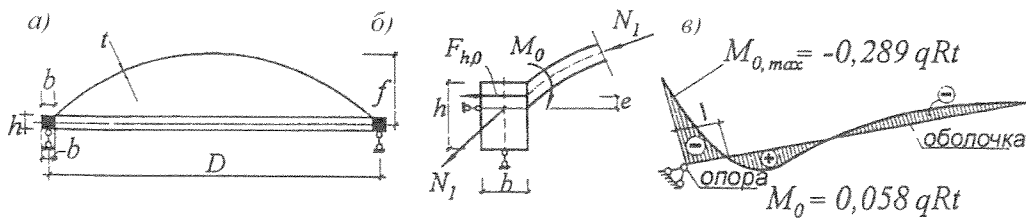


Рис. 9.7. Купол, упруго закрепленный по контуру:

a — геометрическая схема; *б* — усилия в опорном узле; *в* — эпюра краевых изгибающих моментов M_0 в куполе при упругом закреплении на контуре

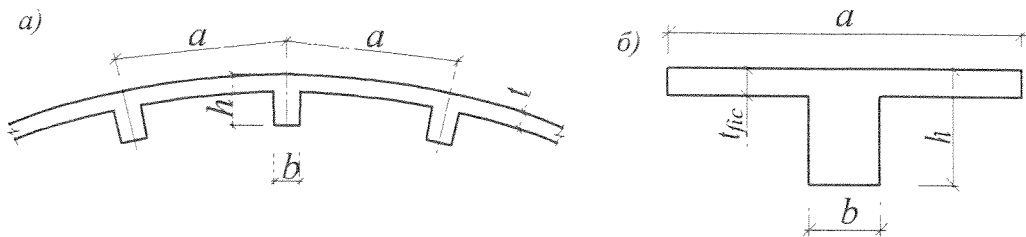


Рис. 9.8. К определению толщины ребристой оболочки:

a — плита оболочки; *б* — приведенное тавровое сечение

t — толщина оболочки; R — наибольший из двух радиусов главных кривизн поверхности.

Устойчивость сборных ребристых куполов проверяют по этой же формуле, используя условные (фиктивные) значения t и E_b :

$$t_{fic} = \sqrt{12J / A} : E_{b, fic} = E_b A / (at_{fic}), \quad (9.12)$$

где a — расстояние между ребрами; A , J — площадь и момент инерции таврового сечения, состоящего из ребра и полки шириной a (рис. 9.8).

Деревянные купола

Деревянные тонкостенные купола проектируют диаметром основания $D = 12...36$ м. Они, как правило, имеют сферическое очертание. Купол состоит из кольцевого и косоугольного дощатых настилов, подкрепленных легкими меридиональными ребрами (арочками), верхнего и нижнего опорного кольца (рис. 9.9).

Меридиональные ребра воспринимают сжимающие усилия в оболочке по направлению меридиана и передают их на верхнее и нижнее кольца. Ребра состоят из нескольких слоев склеенных или сшитых гвоздями досок общей высотой поперечного сечения не менее $1/250D$, принимаемой из условия жесткости. Шаг ребер по нижнему опорному кольцу назначают равным $0,75...1,5$ м для обеспечения устойчивости купола.

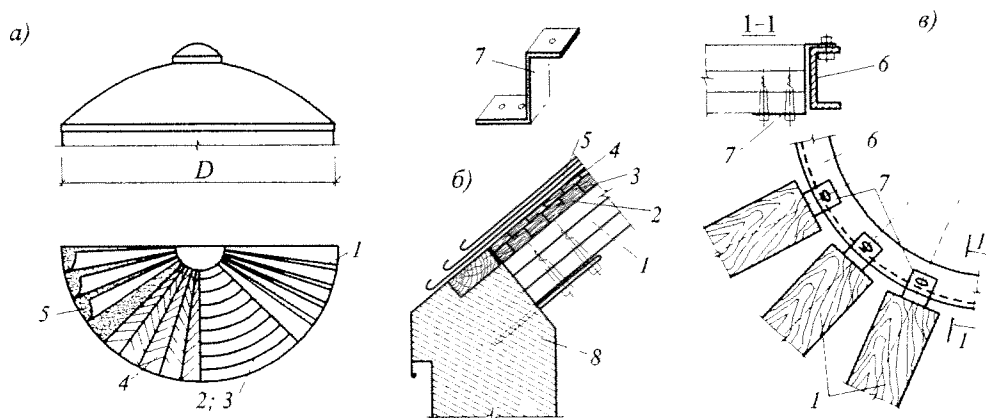


Рис. 9.9. Тонкостенный деревянный купол:

a — разрез и план; *б* — примыкание ребер к нижнему кольцу; *в* — то же, к верхнему кольцу (план); *1* — дощатые ребра; *2* — кольцевой настил, нижний слой; *3* — то же, верхний слой; *4* — косой настил; *5* — рулонная кровля; *6* — верхнее стальное кольцо; *7* — стальная деталь крепления ребер; *8* — нижнее железобетонное кольцо

Кольцевой настил воспринимает усилия, действующие в кольцевом направлении оболочки. Толщину досок этого настила принимают равной 19...25 мм. В нижней части купола, где могут возникать растягивающие кольцевые усилия (при $f/D > 1/5$), настил выполняют из двух слоев досок. Оба слоя прибивают гвоздями. В верхней части купола, где действуют сжимающие кольцевые усилия, настил выполняют из одного слоя досок толщиной, равной двойному нижнему кольцевому настилу.

Косой настил воспринимает сдвигающие усилия, которые возникают при несимметричной нагрузке на купол. Он состоит из одного слоя досок толщиной 16...25 мм, укладываемого сверху кольцевого настила под углом 45° к меридиональным ребрам (в виде «елочки»).

Нижнее опорное кольцо воспринимает распор меридиональных ребер и работает на растяжение. Оно может быть железобетонным, деревянным или металлическим в зависимости от вида нижних опорных конструкций (железобетонные фундаменты, металлические или деревянные стойки и др.). Концы ребер анкеруют в опорном кольце, а последнее надежно соединяется с нижележащими конструкциями.

Верхнее кольцо изготавливают металлическим или деревянным. Деревянные кольца могут быть клееными или кружальными на гвоздях.

Тонкостенные купола могут быть выполнены из крупнопанельных клефанерных элементов, что значительно снижает трудоемкость возведения покрытия. Купола собирают с помощью лесов.

Статический расчет тонкостенной оболочки купола производят по безмоментной теории. Ребра рассчитывают на меридиональное усилие $F_m = aN_I$, где a — длина дуги между ребрами на рассматриваемой широте, определяемой угловой координатой φ ; N_I — меридиональное усилие, определяемое по формуле (9.9).

Кольцевой настил рассчитывают на усилие N_2 , приходящееся на единицу длины меридионального ребра по формуле (9.10). Расчет нижнего и верхнего колец на прочность ведется по формулам, приведенным в ([5], раздел 6).

Устойчивость тонкостенного сферического купола проверяют по формуле критического напряжения:

$$\sigma_{cr} = Et / (1,7R) \leq \Sigma \sigma_c, \quad (9.13)$$

где $\Sigma \sigma_c$ — суммарное сжимающее напряжение от всех видов нагрузки; E — модуль упругости материала; t — толщина оболочки; R — радиус кривизны купола.

Купола из пластмасс

В качестве материала для тонкостенных гладких куполов могут использоваться пластмассы, обладающие свето- и радиопрозрачностью. Область применения — фонари из светопрозрачного органического стекла («плексигласа»), цельные небольших размеров или составные диаметром до 10 м при толщине оболочки до 20 мм; купола обтекателей радиолокационных антенн диаметром до 60 м и высотой до 40 м. Легкость, прочность, удобоформуемость стеклопластиков позволяют использовать их для изготовления панелей сборных куполов.

Купола-оболочки бывают однослойными, двух- и трехслойными. Однослойные купола изготавливают из оргстекла, полиэфирного светопрозрачного стеклопластика и пенопласта (пенополистирола и др.). Двухслойная оболочка состоит из наружного стеклопластикового слоя и внутреннего пенопластового. Трехслойные купола общей толщиной от 15 до 50 мм имеют стеклопластиковые обшивки толщиной до 3 мм и средний слой из пенополистирола, пенополиуретана, сотопласта и просто воздушной прослойки.

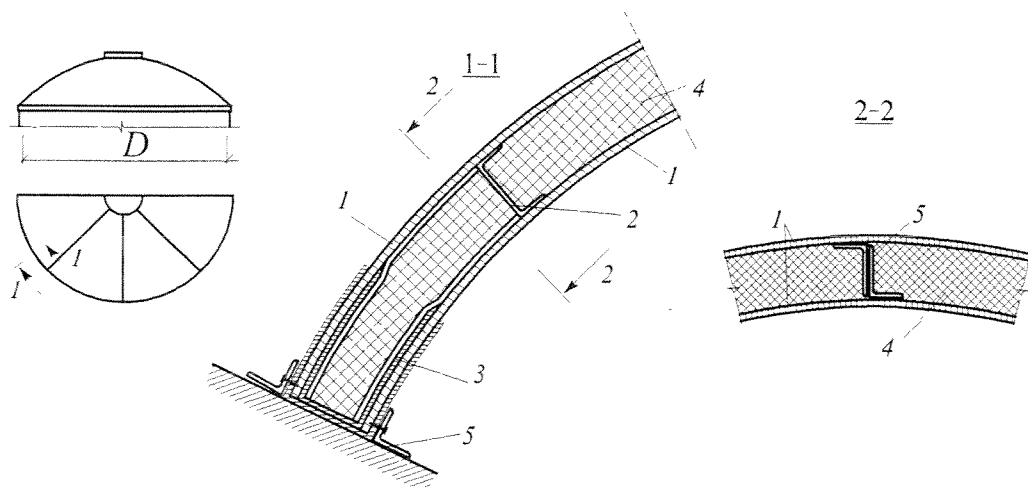


Рис. 9.10. Детали сферического пластмассового купола из трехслойных панелей — схема купола (разрез, план):

1 — внешний слой стеклопластика; 2 — швеллер из стеклопластика (ребро жесткости); 3 — швеллер опорной кромки панели; 4 — средний слой из пенопласта; 5 — стальные опорные уголки

Диаметр и толщина однослойных куполов из органического стекла достигают, соответственно, 10 м и 20 мм; из стеклопластика — 9 м и 6 мм; из пенопласта — 24 м и 200 мм. Параметры двухслойных куполов аналогичны однослойным стеклопластиковым, так как внутренний пенопластовый слой, в основном, выполняет функцию утеплителя. Трехслойные купола возводят диаметром до 25 м и общей толщиной оболочки до 50 мм.

Однослойные панели сборных куполов могут быть лотковой, треугольной или трапециевидной формы (плоской или выпуклой). Они имеют отбортовки (фальцы), удобные для болтовых соединений. При необходимости в швах прокладывают металлические полосы жесткости или кромки панелей усиливают уголками. Таким панелям можно придавать любые формы [5]. Детали трехслойной панели типа «сэндвич» показаны на *рис. 9.10*.

10. ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ НА ПРЯМОУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

Общие сведения

Покрытия с оболочками положительной кривизны на прямоугольном (квадратном) плане являются весьма прогрессивными конструкциями. По расходу материалов они экономичны, допускают редкое размещение опор, благодаря чему создаются благоприятные условия для эксплуатации помещений производственного и общественного назначения. В основном, они предназначены для перекрытия планов с отношением сторон $I_x / I_y = 1 \dots 1,5$ (*рис. 10.1 а*). Диапазон пролетов таких конструкций — от 12 до 120 м. Оболочки могут быть одиночными или многоволновыми в одном или обоих направлениях. Покрытия этого типа возводят, преимущественно, в железобетоне, реже деревянными.

Наибольшее распространение получили пологие оболочки ($f / l_{min} \leq 1/5$ или $f_x / a \leq 1/10$ и $f_y / b \leq 1/10$), достоинством которых является небольшая строительная высота, возможность применения в железобетоне унифицированных элементов, экономичность. К настоящему времени в разных странах построено много зданий с применением оболочек положительной кривизны, выполненных в монолитном и сборном железобетоне. Примеры осуществленных покрытий даны в [6], [15] и др.

Рассматриваемая оболочка принадлежит к поверхностям двоякой равнозначной кривизны (центры ее кривизны с радиусами R_x и R_y лежат по одну сторону поверхности). Геометрию такой оболочки можно строить на основе различных поверхностей: трансляционных (параллельного переноса образующих кривых — параболы, дуги окружности, синусоиды и т.п. по одностипным направляющим) и вращения (сферической, тороидальной), показанных на *рис. 6.4* (см. раздел 6).

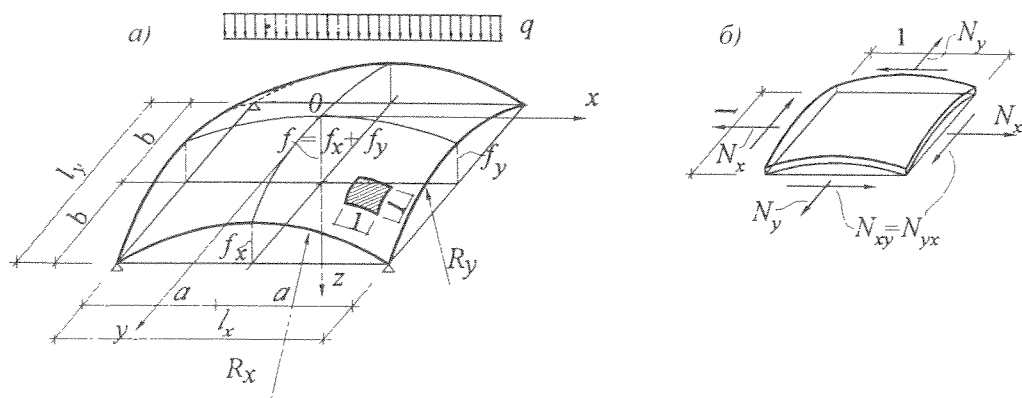


Рис. 10.1. Пологая оболочка переноса положительной кривизны: *а* — расчетная схема; *б* — элемент единичных размеров, выделенный из оболочки, и усилия безмоментного напряженного состояния

При выборе вида поверхности руководствуются соображениями удобства реализации формы оболочки, в том числе сокращения количества типоразмеров панелей, если конструкция делается сборной.

Срединную поверхность оболочки, учитывая возможность упрощения расчетной процедуры, удобно представить эллиптическим параболоидом вида:

$$z = f_x (x/a)^2 + f_y (y/b)^2, \quad (10.1)$$

где *a*, *b* — полустороны прямоугольного плана; f_x , f_y — стрелы подъема соответствующих парабол. При $f_x = f_y$ и $a = b$ получаем параболоид вращения.

В пологих оболочках поверхность эллиптического параболоида и круговая поверхность переноса при одном и том же основании и одинаковом подъеме почти совпадают и в практике проектирования и строительства могут быть взаимозаменяемы. Например, пологая поверхность эллиптического параболоида может быть при возведении оболочки заменена более простой — круговой, а круговая поверхность переноса может быть заменена более простой для расчета — эллиптической. Рассчитывая оболочки с другими поверхностями как параболоиды, особых ошибок не совершают, так как пологость оболочек сглаживает

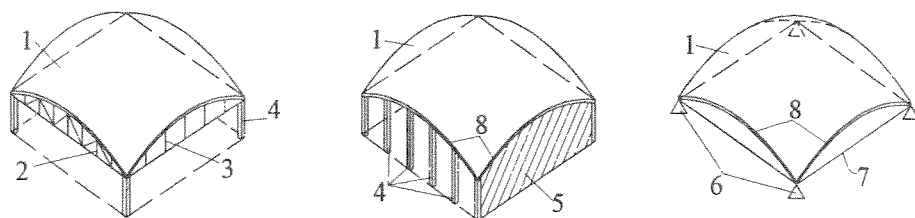


Рис. 10.2. Оболочка, опертая по сторонам на различные контурные конструкции: 1 — оболочка; 2 — ферма; 3 — арка; 4 — колонна; 5 — стена; 6 — опора; 7 — затяжка; 8 — криволинейная балка

геометрические расхождения. Данный тип оболочки имеет много общего с куполами — ее зачастую можно представить как купол с отсеченными сегментами, представляющий пространственную форму, опирающуюся в четырех углах.

Тонкостенная оболочка опирается по контуру на жесткие поддерживающие конструкции — диафрагмы, роль которых выполняют арки, сегментные фермы, криволинейные балки, стены с закругленными фронтонами (*рис. 10.2*). Диафрагмы работают с оболочкой совместно, воспринимая усилия сдвига, развивающиеся по ее контуру.

Расчет оболочки

Для покрытий чаще всего применяют пологие оболочки, что определяется удобством изготовления и условиями возведения.

Существуют два вида расчетов пологих оболочек: предварительные, упрощенные — для оценки технических решений и вариантов конструкции и рабочие — для решения конкретных задач проектирования и обоснования рабочих чертежей. В первом случае расчет оболочки может производиться по безмоментной теории, во втором — по моментной теории.

При расчете пологой оболочки переноса используется ряд допущений: в частности, она рассматривается как слегка искривленная пластинка; геометрия срединной поверхности заменяется геометрией на плоскости, в силу этого длину элемента оболочки приближенно принимают равной его проекции на плоскость плана; влиянием гауссовой кривизны, вследствие ее малости, пренебрегают. Вместо криволинейных координат используются ортогональные координатные линии. Материал оболочки считают однородным, изотропным; вертикальную, равномерно распределенную нагрузку принимают нормальной к поверхности. На основании введенных предпосылок расчет оболочки значительно упрощается.

Безмоментная теория построена на предположении, что в единичном элементе оболочки действуют только нормальные N_x , N_y и касательные N_{xy} силы, которыми преимущественно и уравниваются внешние нагрузки, а изгибающими, крутящими моментами и поперечными силами, вследствие их малости, пренебрегают (*см. рис. 10.1 б*).

В оболочках, загруженных равномерно распределенными нагрузками (собственный вес, снег), в значительной их области возникает безмоментное напряженное состояние, а моментное — в местах примыкания оболочки к контурным конструкциям, резкого изменения нагрузки или кривизны поверхности и в зоне приложения местных нагрузок. Поэтому 80...90 % площади оболочки испытывает лишь действие сжимающих сил.

Безмоментная теория с учетом изгибающих моментов, возникающих в опорных зонах, может быть использована в предварительных расчетах шарнирно-опертых гладких оболочек при равномерно распределенной нагрузке. В рабочем проектировании пользуются методом расчета на основе моментной теории, учитывающей конструктивные особенности оболочек: ребра, отверстия, переломы поверхностей, тип контурной конструкции и т.п. Стандартные программы

расчета по моментной теории позволяют получить довольно точное решение. Справочные материалы в виде графиков и таблиц существенно облегчают процесс статического расчета оболочки.

Для вычисления усилий пользуются уравнением равновесия безмоментного напряженного состояния пологой оболочки при равномерно распределенной нагрузке q :

$$k_x N_x + 2k_{xy} N_{xy} + k_y N_y = -q, \quad (10.2)$$

где для эллиптического параболоида параметры $k_x = 2f_x / a^2$; $k_y = 2f_y / b^2$ и $k_{xy} = 0$ (оси координат совпадают с направлениями главных кривизн оболочки).

Нормальные N_x , N_y и касательные N_{xy} усилия записываются с помощью функции напряжений, которая может быть выражена алгебраическими, тригонометрическими полиномами и должна удовлетворять одновременно условию равновесия оболочки и граничным условиям задачи. Зная функцию напряжений, определяют значения внутренних усилий в любой точке оболочки [6].

Главные растягивающие усилия N_{mt} и главные сжимающие усилия N_{mc} находят по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} N_{mt} \\ N_{mc} \end{array} \right\} = (N_x + N_y) / 2 \pm \sqrt{(N_x - N_y)^2 / 4 + N_{xy}^2}. \quad (10.3)$$

Полученные этим методом эпюры усилий в основных сечениях оболочки позволяют оценить ее напряженное состояние.

Для однопролетной оболочки с квадратным планом при равных постоянных кривизнах в обоих направлениях и равномерно распределенной нагрузке, т.е. при $a = b$; $f_x = f_y = f$; $R_x = R_y = R$; $k_x = k_y = 2f/a^2 = 1/R$ и $q = const$, значения усилий в отдельных точках оболочки могут быть определены по эпюрам, представленным на рис. 10.3. При этом предполагается, что контурными конструкциями могут служить железобетонные криволинейные балки, стены, фермы, арки с развитым верхним поясом. Они обладают достаточной жесткостью в своей плоскости и могут считаться практически недеформируемыми вдоль сторон контура. На контуре оболочки нормальные усилия $N_x = 0$ ввиду податливости опорной диафрагмы из своей плоскости. Здесь же усилия $N_y = 0$, поскольку оболочка не может деформироваться вдоль контура вследствие значительной его жесткости. Нагрузка передается на диафрагму силами сдвига N_{xy} .

Из графиков видно, что большая часть оболочки подвержена сжимающим усилиям в двух взаимно перпендикулярных направлениях (область двухосного сжатия). В центре оболочки нормальные усилия (кН/м) в обоих направлениях равны: $N_x = N_y = -0,5 qR$. На расстоянии, приблизительно равном $1/4 l$, $N_x = -0,87 qR$. В угловых зонах возникают наибольшие усилия: в одном направлении (от центра к углу) — главные сжимающие ($N_{mc} = -1,35 qR$), в другом (по нормали к ним) — главные растягивающие ($N_{mt} = +1,35 qR$). Сдвигающие усилия на контуре имеют максимальные значения также в углах ($N_{xy} = -1,35 qR$) и равны нулю в середине

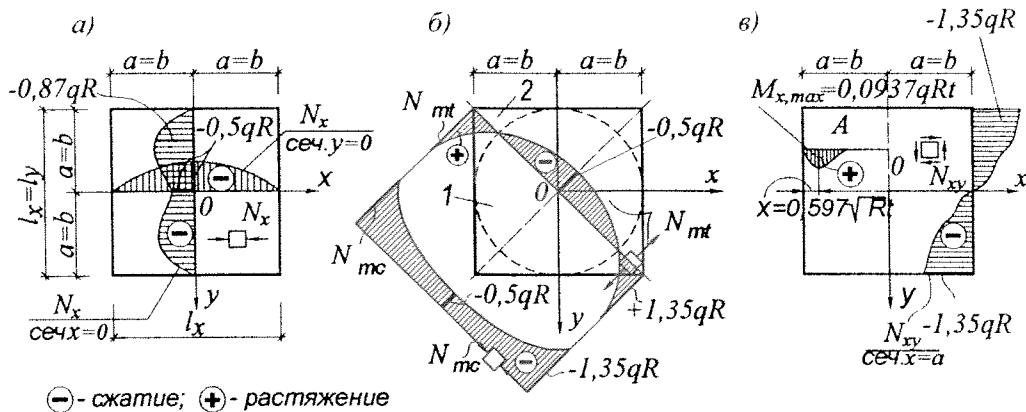


Рис. 10.3. Эпюры усилий в полой оболочке, квадратной в плане:
 а — усилия N_x для сечений $x = 0, y = 0$; б — главные усилия N_{mt} и N_{mc} для сечения $x = y$; в — усилия N_{xy} для сечения $x = a$ и моменты M_x в зоне местного изгиба у контура оболочки; 1 — область двухосного сжатия; 2 — область сжатия в одном направлении, растяжения — в другом. (Эпюры усилий N_y аналогичны N_x , но в плане повернуты на 90°)

сторон контура вследствие симметрии оболочки. Все внутренние усилия вычисляются для элемента оболочки размерами 1×1 м.

Пологую оболочку переноса можно также рассчитать приближенным методом, предполагая, что она является элементом сферы. Отсекая в центральной зоне горизонтальной плоскостью часть оболочки и рассматривая ее в равновесии, определяют внутренние усилия. При этом сохраняется вполне удовлетворительная степень точности результатов вычислений, за исключением контура покрытия, где напряженное состояние оболочки существенно отличается от купола [5], [15].

Изгибающие моменты в приопорных (контурных) зонах невелики, но при конструировании они учитываются (см. рис. 10.3 в). Действующий в зоне местного изгиба на расстоянии от края $x = 0,579\sqrt{Rt}$ момент равен:

$$M_{max} = 0,0937qRt, \quad (10.4)$$

где R и t — соответственно, радиус кривизны и толщина оболочки.

Устойчивость оболочки считается обеспеченной, если интенсивность расчетной нагрузки не превышает критической величины:

$$q_{cr} = Et^2 / (20R_x R_y), \quad (10.5)$$

где R_x и R_y — радиусы главных кривизн поверхности; E — модуль упругости материала.

Усилия в основных элементах диафрагмы могут быть определены по формулам:

в нижнем поясе фермы или затяжке арки

$$F_{n.n.} = ql^2 / (24f); \quad (10.6)$$

в верхнем поясе фермы или арки

$$F_{в.п.} = -F_{п.п.} / \cos \varphi, \quad (10.7)$$

где q — линейная нагрузка (Н/м); l — длина стороны оболочки; f — стрела подъема диафрагмы; φ — угол между поясами диафрагмы у опоры.

В швах оболочки между плитой и диафрагмой возникают сдвигающие усилия. Совместная их работа должна быть обеспечена связями, сопротивляющимися сдвигу по линии контакта. Рассчитывают их на касательное усилие N_{xy} .

Приближенный способ расчета непологих оболочек положительной кривизны приведен в [15].

Железобетонные оболочки

Железобетонное покрытие с оболочкой положительной кривизны состоит из тонкостенной плиты (скорлупы) и контурной конструкции. В практике строительства используют преимущественно пологие оболочки пролетами 18...100 м. Примером является покрытие торгового центра размерами 102×102 м в Челябинске.

В зависимости от способа возведения оболочки могут быть монолитными и сборными. Стрела подъема f принимается равной $(1/10...1/5)l$. Толщина t оболочки назначается равной $(1/500...1/600)l$, но не менее 40 мм по конструктивным требованиям.

Монолитные оболочки могут быть гладкими или ребристыми. Толщину средней зоны гладкой оболочки, где возникают только сжимающие усилия, назначают конструктивно и проверяют расчетом на устойчивость. В приконтурных и угловых зонах плита оболочки утолщается на величину от $0,5t$ до t в целях размещения дополнительной арматуры и восприятия действующих усилий.

Для увеличения жесткости оболочки (пролетом более 40 м) можно устраивать ребра прямоугольного сечения с шириной b ребра, не меньшей высоты его сечения $h = (1/100...1/120)l$. Шаг ребер определяют расчетом плиты оболочки на прочность и устойчивость. Переход от плиты к ребрам и бортовым элементам делается плавным.

Толщину t оболочки в угловой зоне проверяют расчетом, соблюдая условия:

$$\sigma_{mt} = N_{mt} / bt \leq 0,3R_b; \quad \sigma_{mc} = N_{mc} / bt \leq R_b, \quad (10.8); (10.9)$$

где σ_{mt} и σ_{mc} — соответственно, главные растягивающие и главные сжимающие напряжения; R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (умножается на коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,9$); N_{mt} и N_{mc} — главные растягивающие и сжимающие усилия; $b = 1$ м.

Устойчивость гладких и ребристых оболочек проверяют по формулам (9.11) и (9.12). Во избежание местной потери устойчивости расстояние между ребрами не должно превышать $7\sqrt{Rt}$ (где R — меньший из двух радиусов главных кривизн оболочки).

Бортовые элементы оболочек проектируют, как правило, прямоугольного или квадратного сечения высотой не менее $1/80$ пролета.

Бетон монолитных оболочек должен быть не ниже класса В20. Расход бетона на оболочку (без контурных конструкций) составляет 0,08...0,10 м³ на 1 м² основания; расход арматуры — 8...11 кг/м².

Для возведения монолитных оболочек необходимо устройство опалубки и поддерживающих лесов. Выполнение на месте строительства опалубочных, арматурных, бетонных и других работ индустриальными методами затруднительно. Поэтому для отечественной практики возведение таких оболочек не характерно, тогда как сборные покрытия получили широкое распространение.

Конструктивное решение сборной пологой оболочки зависит от способа возведения и членения на сборные элементы. Чаще всего для нее используют поверхности вращения (сферическую, тороидальную) или круговую поверхность переноса. Сборная оболочка состоит из тонкостенных плит (панелей) и контурных элементов. По форме поверхности плиты могут быть плоскими, цилиндрическими и двойной кривизны.

В отечественной практике сборные покрытия выполняются по трем конструктивным схемам (рис. 10.4). В одной схеме (см. рис. 10.4 а) оболочка переноса выполнена из плоских панелей размерами 3×3 м, усиленных по контуру ребрами. В средней части оболочки применены квадратные, а в крайних областях — ромбовидные панели. В угловых панелях предусмотрены диагональные ребра с каналами для предварительно напрягаемой арматуры. В другой схеме (см. рис. 10.4 б) сферическая оболочка выполнена из цилиндрических панелей размерами 3×12 м и контурных конструкций, имеющих наклонную плоскость. В третьей схеме (см. рис. 10.4 в) оболочка вращения (с горизонтальной осью) разделена на три пояса: средний, состоящий из однотипных цилиндрических ребристых плит, прямоугольных в плане, с размерами 3×6 м, и два крайних пояса — из однотипных цилиндрических плит трапециевидной формы. В качестве контурной конструкции принята сегментная ферма — безраскосная или треугольной решеткой.

Конструктивные размеры сборных панелей устанавливаются таким образом, чтобы ширина швов в различных местах оболочки не превышала 10...12 см. Панели проектируют с контурными и промежуточными ребрами. В цилиндрических панелях размерами 3×6 м устраивается одно поперечное ребро; в панелях размерами 3×12 м — два или три поперечных ребра. Такая система ребер обеспечивает прочность и жесткость плиты в стадии транспортирования и устойчивости оболочки в стадии эксплуатации, возможность устройства проемов для светоаэрационных фонарей и подвесок для крановых путей.

Толщина t плиты составляет не менее 30 мм, а для больших пролетов (свыше 40 м) увеличивается до 40...50 мм. Высота сечения h ребер плиты назначается не менее $1/20$ их длины, а ширина сечения b — $(0,25...0,5)h$, но не менее 40 мм. Для удобства изготовления плит высоту продольных и поперечных ребер принимают одинаковой. Толщина плит может быть переменной, плавно изменяющейся между ребрами.

В плитах угловых зон, имеющих большую толщину (6...10 см), предусматриваются диагональные ребра с каналами для предварительно напрягаемой арма-

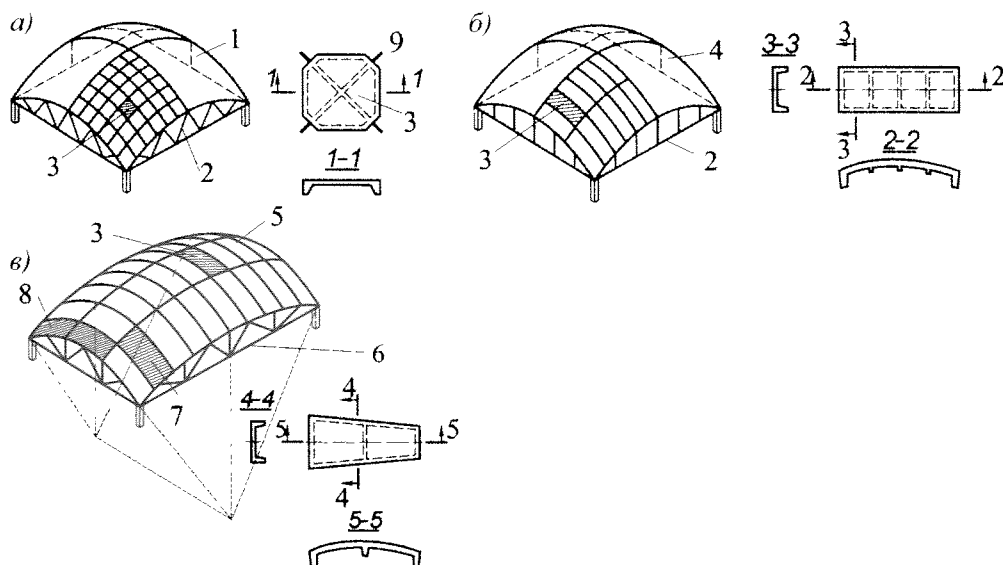


Рис. 10.4. Конструктивные схемы покрытий с пологими оболочками положительной кривизны, образованными поверхностями:

a — переноса (из плоских панелей 3×3 м); *б* — сферы (из цилиндрических панелей 3×12 м); *в* — вращения (из цилиндрических панелей 3×12 м); 1 — поверхность переноса; 2 — контурная конструкция; 3 — панель оболочки; 4 — сферическая поверхность; 5 — поверхность вращения с горизонтальной осью вращения; 6 — сегментная ферма; 7 — панель крайнего пояса оболочки; 8 — приконтурный элемент; 9 — выпуски арматуры

туры. Утолщение плиты в угловых зонах можно выполнять также с помощью слоя армированного монолитного бетона, укладываемого по сборным плитам.

Пологие оболочки армируют в соответствии с действующими усилиями (рис. 10.5). В средней (сжатой) зоне устанавливается конструктивная арматура в виде сетки из проволоки или стержней классов Вр-I, А-III, диаметром 3...6 мм и шагом 100...200 мм (тип I). Эта арматура ставится в количестве не менее 0,2 % площади сечения бетона. Для восприятия главных растягивающих усилий N_{mt} в углах оболочки укладывают косую арматуру (тип II), которую приваривают к закладным деталям верхних поясов контурных элементов. При пролетах более 40 м косая арматура предварительно натягивается. В краевых зонах, по периметру оболочки и перпендикулярно контуру, устанавливается дополнительная арматура (тип III), воспринимающая местные изгибающие моменты M_{max} .

Арматурные сетки укладывают в один или два ряда. При толщине плиты 9 см и более армирование выполняют двойными сетками. В краевых зонах устанавливают также двойные сетки, как правило, из стержней диаметром 6...10 мм и шагом не более 200 мм. Основная арматура в угловых зонах проектируется двойной, в виде стержней или сеток. Сетку сборной плиты проверяют на монтажные нагрузки. Ребра плиты, размеры которых назначают в соответствии с требованиями транспортирования и монтажа, армируют сварными каркасами с рабочими

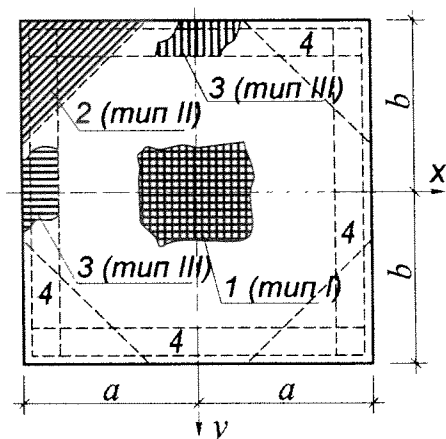


Рис. 10.5. Схема армирования пологой оболочки:

1 — конструктивная арматура в зоне сжимающих усилий (тип I); 2 — рабочая арматура для восприятия растягивающих усилий (тип II); 3 — арматура для восприятия местных изгибающих моментов (тип III); 4 — зона утолщения оболочки

стержнями из стали классов А-II, А-III. По периметру плит предусматривают шпонки, воспринимающие после замоноличивания швов сдвигающие усилия. Плиты изготавливают из бетона не ниже класса В-30.

Для восприятия растягивающих усилий в контурных элементах (затяжках, брусках) предусматривается напрягаемая арматура в виде канатов и пучков, которая располагается в каналах или пазах с последующим замоноличиванием.

Детали соединений элементов оболочки даны на рис. 10.6.

Приведенная толщина покрытия при размерах плана от 24×24 м до 60×60 м колеблется в пределах 8...15 см, а расход арматурной стали — от 14 до 22 кг/м².

В оболочках допускается устройство отверстий и проемов различной формы для освещения и аэрации.

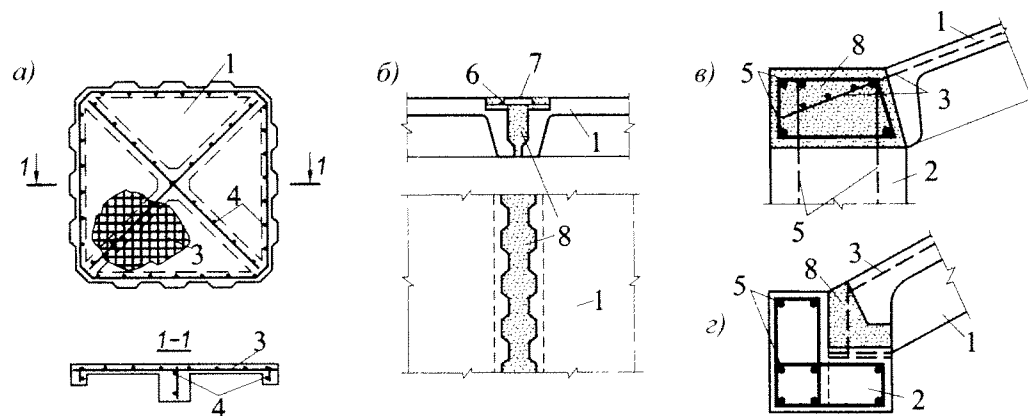


Рис. 10.6. Схемы соединений элементов оболочек:

а — план средней панели; б — сжатый стык панелей; в — стык панели и диафрагмы в сборно-монолитной конструкции оболочки; г — то же, в сборной; 1 — панель; 2 — диафрагма; 3 — арматура плиты; 4 — арматура ребер; 5 — арматура диафрагмы; 6 — закладная деталь; 7 — наклад-ка; 8 — монолитный бетон

Контурные конструкции оболочек выполняются в виде арок, ферм, балок, стенок, криволинейных брусьев и систем стоек или устоев (с.м. рис. 10.2). Арки и сегментные фермы применяются, как правило, в многоволновых покрытиях, в которых каждая оболочка опирается на четыре угловые колонны. В одноволновых оболочках, опертых по контуру на ряд колонн, применяют неразрезную балку, а при опирании по периметру на стены используют криволинейный монолитный пояс. Контурные балки могут устанавливаться также по наружным рядам колонн многоволновых оболочек. Железобетонные (раскосные и безраскосные) фермы используются для пролетов 18...24 м, а при больших пролетах целесообразны железобетонные арки или стальные фермы.

Отдельно стоящая оболочка может опираться только по углам, но несущая способность такой конструкции в несколько раз ниже опертой по всему контуру. Подобный вариант возможен в том случае, если это продиктовано архитектурным решением.

Оболочки из древесины и пластмасс

Пологие деревянные оболочки могут быть квадратными и прямоугольными в плане. Пролет их достигает 30 м. Опорами служат контурные диафрагмы в виде арок, сегментных ферм или криволинейных элементов.

Сплошная деревянная оболочка состоит из нескольких (не менее трех) склеенных между собой слоев тонких досок, опирающихся на контурные диафрагмы. Для таких многослойных дощатых оболочек чаще применяют поверхность переноса (круговую или эллиптический параболоид), так как здесь снижается трудоемкость изготовления оболочки.

Для сборных конструкций предпочтительна тороидальная поверхность, которая при членении радиальными линиями отсекает внутри поверхности оболочки равновеликие полосы, что способствует сокращению типоразмеров сборных элементов при максимальном их увеличении. Примером сборной ребристой оболочки из клееных деревянных элементов служит покрытие цеха шитового паркета, состоящее из трех пологих оболочек двоякой кривизны размерами 20×20 м (г. Волоколамск). При этом сборные элементы изготавливались «на пролет», не требуя подмостей при монтаже. Разработаны также сборные клеефанерные пологие оболочки размерами, в плане, до 42×42 м. Конструкция оболочки представляет собой многогранник из плоских ребристых панелей открытого или коробчатого сечения, вписанный в часть сферической поверхности и ограниченный квадратным или прямоугольным планом. Панели, соединенные на основе клеевых композиций, в пересечении швов усилены стержневой арматурой. Опорный контур может быть в виде балок, ферм или криволинейных брусьев [8].

В целом, деревянные оболочки положительной кривизны заметного распространения не получили. К их недостаткам следует отнести необходимость, в большинстве случаев, предварительного возведения подмостей, лесов и кружальной опалубки для укладки первых слоев досок, а также неизбежность построения способа изготовления.

Пластмассовые эллиптические оболочки из полиэфирного стеклопластика однослойной конструкции имеют небольшие пролеты — 6 м при толщине оболочки 2...2,5 мм. Замкнутые эллиптические пластмассовые оболочки изготавливают, как правило, трехслойными и применяют в качестве служебных или жилых помещений (домики, коттеджи горнолыжников и др.). Например, оболочку пролетом 8 м собирают на болтах из 16 сегментов меридионально-кольцевой разрезки шириной до 314 мм. Обшивка из полиэфирного стеклопластика имеет толщину 2,5 мм, а средний слой из пенополиуретана — 40 мм.

В зависимости от ряда факторов — степени пологости, вида нагрузки, условий опирания и конструктивных особенностей — расчет оболочек можно проводить по безмоментной или моментной теориям.

Металлические оболочки

Металлические пологие оболочки положительной кривизны по форме поверхности в определенной мере аналогичны сплошным оболочкам, например, железобетонным с поверхностью переноса. Тонкостенными они не выполняются, а проектируются из прямолинейных металлических стержней с узловыми элементами и относятся уже к разряду решетчатых (сетчатых) конструкций, которые можно рассматривать как изогнутые по заданной поверхности перекрестно-стержневые системы [5], [9].

11. ОБОЛОЧКИ ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ

К оболочкам отрицательной кривизны относятся гиперболический параболоид и однополостной гиперболоид вращения, важнейшим свойством которых является линейчатость поверхности.

Гиперболический параболоид (гипар)

Гипары получили распространение благодаря архитектурным и конструктивным особенностям форм, большой жесткости и несущей способности, хорошим экономическим и эксплуатационным качествам, возможности формообразования различных систем, используемых при проектировании объемно-пространственных композиций зданий. Такие оболочки применяют для покрытий общественных, производственных зданий, панелей стен и в малых архитектурных формах. Размеры перекрываемого плана находятся в пределах от 10 до 70 м, достигая иногда 100 м.

Гипары возводятся, главным образом, из железобетона [5], [16]. Линейчатость поверхности позволяет упростить опалубку и армирование конструкции. В последние годы нашли применение деревянные, металлические и пластмассовые оболочки, а также комбинации из этих материалов.

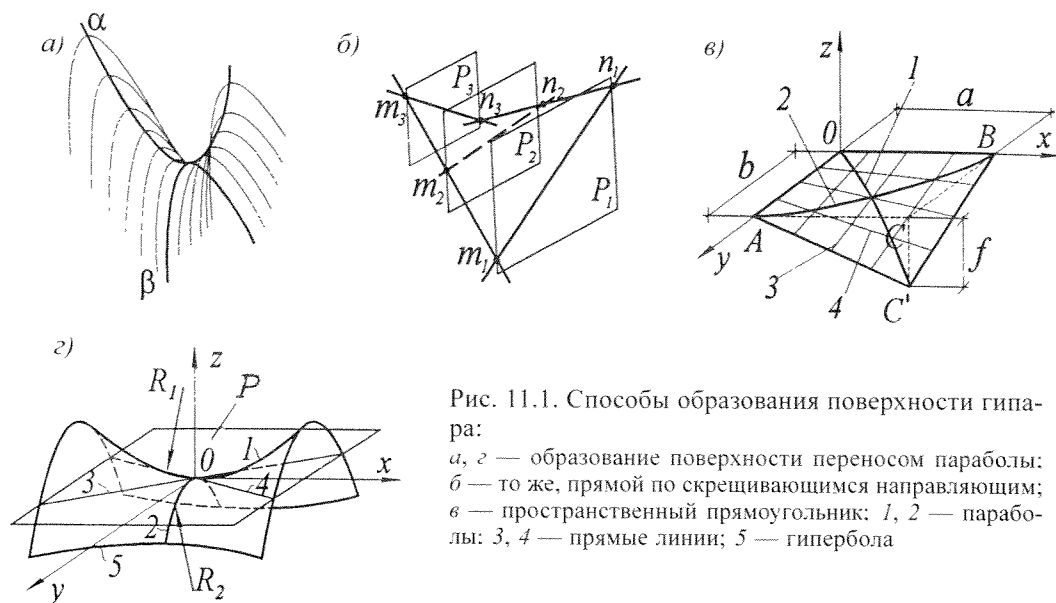


Рис. 11.1. Способы образования поверхности гипара:

а, с — образование поверхности переносом параболы;
 б — то же, прямой по скрещивающимся направляющим;
 в — пространственный прямоугольник: 1, 2 — параболы;
 3, 4 — прямые линии; 5 — гипербола

Гипар принадлежит к поверхностям двоякой разнозначной кривизны — центры его кривизны лежат по разные стороны поверхности. Используют три способа его графического построения (рис. 11.1). Поверхность гипара может быть образована:

- плоскопараллельным перемещением образующей параболы по направляющей параболе (параболы имеют кривизны разного знака);
- скольжением образующей прямой n_1m_1 по двум скрещивающимся в пространстве прямолинейным направляющим n_1n_3 и m_1m_3 ;
- смещением по вертикали углов плоского четырехугольника, который становится пространственным.

В сечениях гипара плоскостями, параллельными координатным плоскостями xOz и yOz , лежат параболы; в сечениях плоскостями, параллельными плоскости xOy , — гипербола. Отсюда название поверхности — гиперболический параболоид.

Покрытия из гипаров бывают одиночными и составными, в виде сочетаний нескольких элементов оболочки, одно- и многопролетными (рис. 11.2). Вдоль линий сопряжения, называемых коньками, устраивают ребра жесткости.

В архитектурной практике чаще всего используются гипары с прямолинейным контуром. Известны также покрытия с криволинейным контуром из трех и более элементов (рис. 11.3).

Гипары имеют две разновидности: в одном случае линии главных кривизн поверхности направлены вдоль диагоналей основания (рис. 11.4 а), в другом — линии главных кривизн параллельны сторонам основания (рис. 11.4 б).

Уравнениями их поверхностей будут, соответственно:

$$z = fxy / (ab); \quad (11.1)$$

$$z = f_1x^2/a^2 - f_2y^2/b^2. \quad (11.2)$$

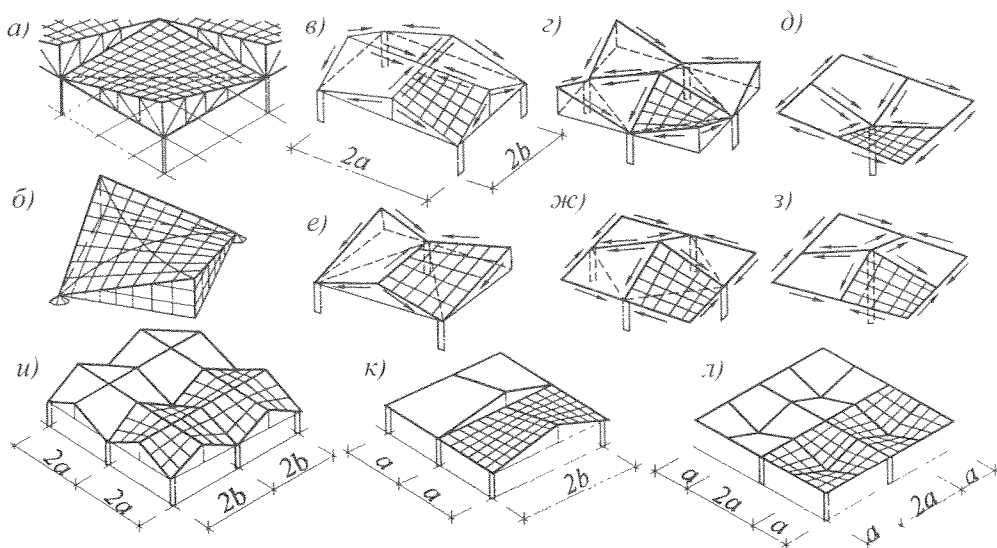


Рис. 11.2. Схемы покрытий из гирдов с прямолинейными краями:
 а, б — одиночные гирды; в—з — составные однопролетные гирды; и—л — составные многопролетные гирды

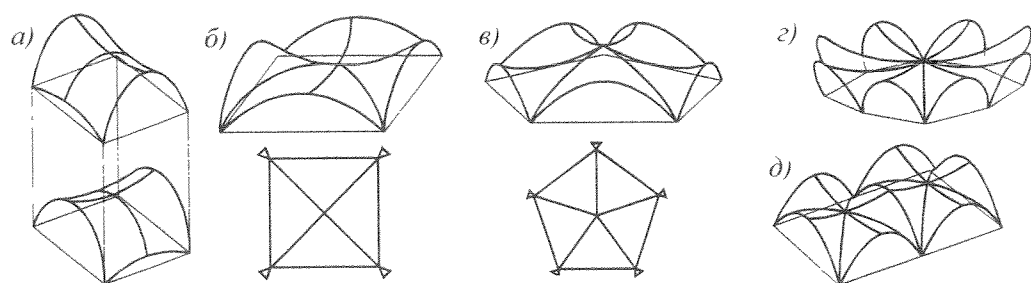


Рис. 11.3. Схемы покрытий из гирдов с криволинейным контуром:
 а — схема образования крестового свода; б, в, г — однопролетные оболочки; д — многопролетная оболочка

Безмоментная теория, используемая для предварительной оценки технических решений и вариантов конструкции, построена на предположении, что в оболочке действуют только нормальные усилия N_x , N_y и касательные усилия N_{xy} , а изгибающими, крутящими моментами и поперечными силами вследствие их малости пренебрегают. Моменты учитывают только в местах примыкания оболочки к контурным конструкциям, резкого изменения нагрузки или кривизны поверхности и в зонах приложения местных нагрузок.

Для покрытий чаще всего применяют пологие оболочки ($f/2a < 1/5$), что определяется возможностями унификации сборных элементов и условиями возведения оболочек. При упрощенном расчете такой оболочки используют ряд допущений: ее

срединная поверхность считается плоской; длину элемента оболочки приближенно принимают равной его проекции на плоскость плана; влиянием кривизны вследствие ее малости пренебрегают. Материал оболочки считают однородным, изотропным. Вертикальную равномерно распределенную нагрузку принимают нормальной к поверхности. При уточненных расчетах пользуются методами моментной теории, учитывающими вид нагрузки и конструктивные особенности оболочек — наличие ребер, переломов поверхности, отверстий и т.п. Стандартные программы расчета оболочек по моментной теории позволяют получить достаточно точное решение. Существует ряд графиков и таблиц, облегчающих расчет гипаров.

Гипары проектируют с опиранием по контуру на стены, фермы, арки, рамы, балки и другие конструкции, называемые диафрагмами, кроме того, они могут иметь точечное опирание в углах на пилоны (контрфорсы) или фундаменты.

Оболочки в покрытиях деформируются совместно с диафрагмами, которые в своей плоскости обладают большой жесткостью или не деформируемы вообще. Диафрагмы из своей плоскости считаются гибкими. Поэтому значения действительных усилий в приконтурных зонах покрытия получаются различными, так как зависят от способа опирания оболочки.

Расчет гипаров

Гипары первой разновидности (см. рис. 11.4 а), рассчитывают, используя уравнение поверхности (11.1). В любом сечении, параллельном диагональному, представляющем собой параболу, параметр $k_{xy} = z/(xy) = const$. Для начала координат $k_{xy} = f/(ab)$.

Из уравнения равновесия безмоментного напряженного состояния пологого гипара при равномерно распределенной нагрузке q [6], [16]:

$$2k_{xy}N_{xy} = -q \quad (11.3)$$

следует, что касательное усилие на единицу длины поверхности:

$$N_{xy} = -q/(2k_{xy}) = -qab/(2f). \quad (11.4)$$

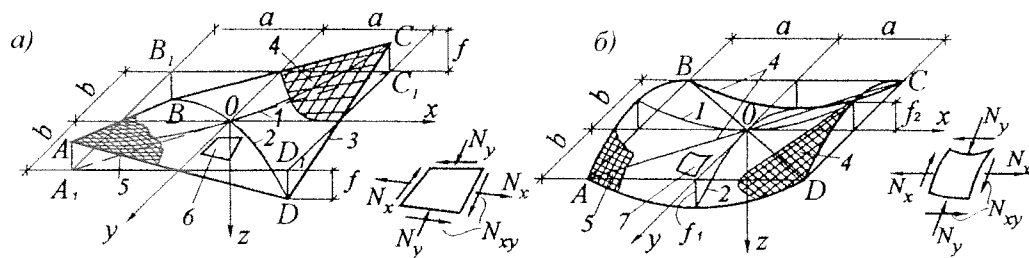


Рис. 11.4. Разновидности оболочек гипаров на прямоугольном (квадратном) плане и усилия безмоментного напряженного состояния в единичном элементе:

а — линии главных кривизн поверхности направлены вдоль диагоналей основания; б — линии главных кривизн параллельны сторонам основания; 1 — главная вогнутая параболка; 2 — то же, выпуклая; 3 — прямолинейная образующая; 4 — прямые линии поверхности; 5 — кривые линии поверхности; 6, 7 — единичные элементы оболочки

Нормальные усилия $N_x = 0$; $N_y = 0$ (кривизны в направлении прямолинейных образующих $k_x = 0$ и $k_y = 0$), т.е. безмоментное напряженное состояние гипара характеризуется только касательными усилиями постоянной интенсивности.

Главные усилия (вдоль линий главных парабол), определяемые по формуле (10.3) в разделе 10, численно равны касательным усилиям N_{xy} и постоянны по всей оболочке: одно из них — в направлении вогнутой параболы — растягивающее (N_{mt}); другое — в направлении выпуклой параболы — сжимающее (N_{mc}):

$$N_{mt} = -N_{mc} = \pm N_{xy} = \pm qab/(2f). \quad (11.5)$$

В контурных (бортовых) элементах одиночных гипаров (рис. 11.5) под действием сдвигающих усилий N_{xy} возникает сжатие, достигающее наибольшей величины у опоры. Максимальное сжимающее усилие N_b в бортовом элементе гипара с учетом угла φ его наклона к горизонти определяется как сумма сдвигающих усилий N_{xy} по длине элемента:

$$N_b = 2N_{xy}a / \cos \varphi. \quad (11.6)$$

Вертикальная опорная реакция при опирании одиночного гипара на две опоры составляет:

$$F_v = 2qa^2. \quad (11.7)$$

Распор, направленный по опорной диагонали одиночного гипара,

$$F_h = 2N_{xy}a\sqrt{2}. \quad (11.8)$$

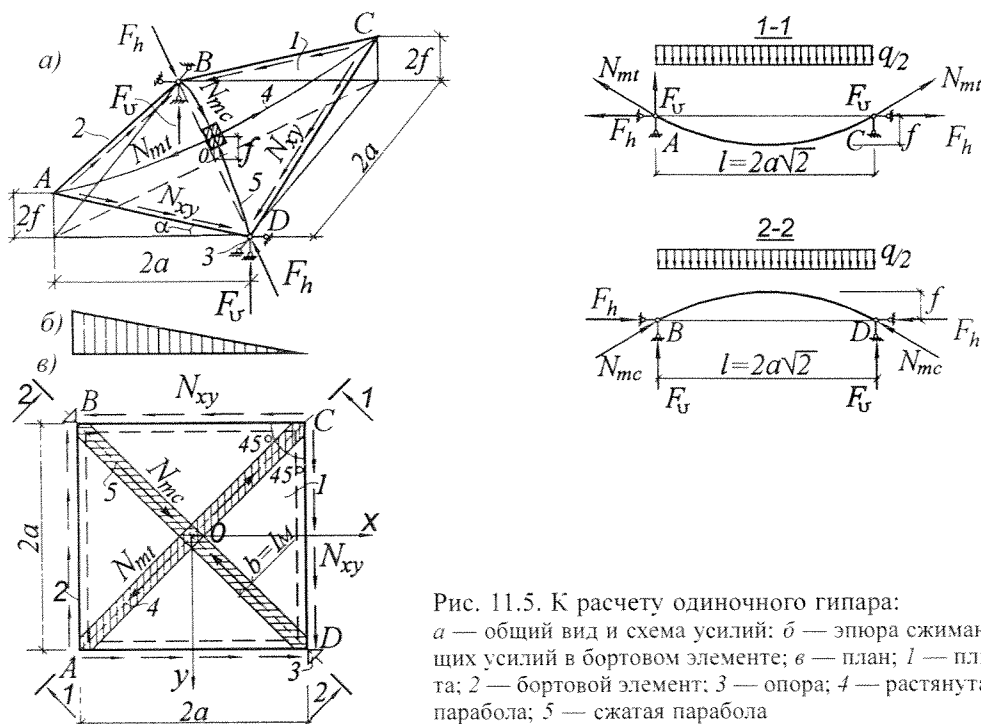


Рис. 11.5. К расчету одиночного гипара:
 а — общий вид и схема усилий; б — эпюра сжимающих усилий в бортовом элементе; в — план; 1 — плита; 2 — бортовой элемент; 3 — опора; 4 — растянутая парабола; 5 — сжатая парабола

В составном покрытии, загруженном равномерно распределенной нагрузкой, каждая оболочка может быть рассчитана в первом приближении как одиночная.

Сдвигающие усилия от каждой оболочки передаются на коньковые ребра и элементы наружного контура, которые, в зависимости от типа покрытия, могут быть сжатыми или растянутыми (см. рис. 11.2). Например, в составном «четырехлепестковом» гипаре на квадратном плане (рис. 11.6 а) горизонтальные коньковые ребра следует рассчитывать на суммарное усилие от двух оболочек:

$$N_b = 0,85 \cdot 2N_{xy}a, \quad (11.9)$$

где 0,85 — коэффициент, учитывающий краевой эффект при сочленении оболочек.

В наклонных контурных элементах усилие вычисляется по формуле:

$$N_b = N_{xy}a / \cos \varphi. \quad (11.10)$$

Усилие в наклонных коньковых ребрах покрытия (рис. 11.6 б):

$$N_b = 0,85 \cdot 2N_{xy}a / \cos \varphi, \quad (11.11)$$

а в горизонтальных контурных элементах:

$$N_b = N_{xy}a. \quad (11.12)$$

Вертикальная опорная реакция и усилие в затяжке при опирании составного гипара на четыре опоры (см. рис. 11.6 б), соответственно, равны:

$$F_v = qa^2; \quad (11.13)$$

$$F_h = N_{xy}a. \quad (11.14)$$

Диафрагмы в виде ферм, арок, рам рассчитывают на касательные усилия, передающиеся с оболочки, и вертикальные нагрузки, включая собственный вес диафрагмы.

Напряженное состояние пологих гипаров на прямоугольном плане с криволинейными краями (см. рис. 11.4 б) характеризуется нормальными сжимающими усилиями N_y , направленными вдоль главной параболы положительной кривизны, растягивающими усилиями N_x — вдоль главной параболы отрицательной кривизны и касательными усилиями N_{xy} переменной интенсивности с макси-

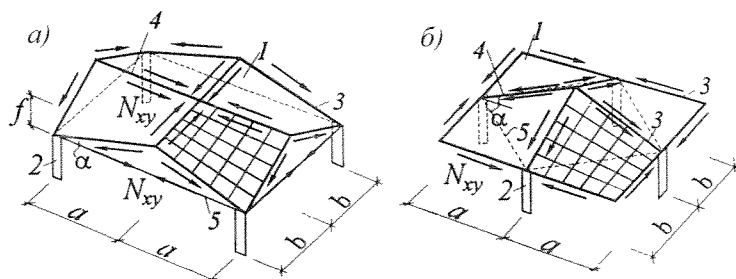


Рис. 11.6. К расчету составных гипаров:

а, б — варианты покрытий; 1 — оболочка; 2 — опора; 3 — контурный (бортовой) элемент; 4 — коньковое ребро; 5 — затяжка

мальным значением на контуре оболочки. Их можно рассматривать как оболочки с поверхностью переноса и рассчитывать методом, разработанным для оболочек положительной кривизны [6], [16].

Железобетонные гипары

Железобетонные гипары бывают монолитными, сборными и сборно-монолитными. Сборные составные покрытия размерами, в плане, 18×6 , 18×12 , 18×18 , 24×24 , 30×30 , 36×36 , 48×48 , 60×60 м имеют достаточно высокие технико-экономические показатели: приведенную толщину бетона — 6...15 см, расход стали — 6...24 кг/м². Достоинством их является индустриальность изготовления однотипных сборных элементов, недостатком — сравнительно высокая трудоемкость монтажа и значительный объем бетонирования швов между плитами, ширина которых составляет 60...120 мм.

Стрелу подъема пологих одиночных гипаров обычно назначают в пределах от $1/10$ до $1/5$ пролета, а подъемистых и одиночных оболочек в составных покрытиях — от $1/5$ до $1/2$ пролета.

Плиты монолитных гипаров обычно выполняют гладкими толщиной t , равной $1/400 \dots 1/600$ пролета, но не менее 40 мм по конструктивным соображениям. С целью повышения жесткости оболочки пролетом более 36 м в плите предусматривают ребра высотой $h = (1/100 \dots 1/120)l$ и шириной $b = (0,2 \dots 0,5)h$. По периметру гипара проектируют контурные (бортовые) элементы прямоугольного сечения высотой не менее $1/80$ пролета. Сопряжение плиты с бортовыми элементами или ребрами делается плавным, с утолщением шириной до $10t$. Подъемистые одиночные гипары с криволинейным контуром и небольшим пролетом (до 30 м) могут не иметь бортовых элементов.

Армирование плиты можно выполнять в двух вариантах (рис. 11.7): сетками с криволинейными стержнями — рабочими вдоль вогнутой параболы и конструктивными — вдоль выпуклой параболы (тип I) или сетками с рабочими стержнями в обоих направлениях, расположенными по прямолинейным образующим (тип II).

Плиты монолитных гипаров армируют сетками из проволоки класса Вр-I или стержней класса А-III диаметром 4...6 мм и шагом 100...200 мм; их укладывают в один—два ряда в направлении прямолинейных или криволинейных образующих. При использовании сеток типа II нижние углы гипаров следует армировать косы-

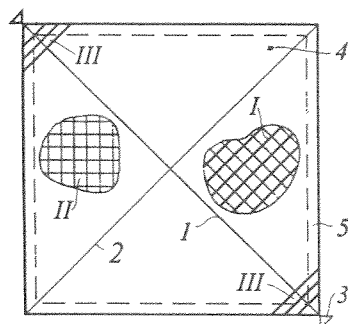


Рис. 11.7. Схема армирования гипара:

I — сетка со стержнями вдоль главных парабол; II — сетка со стержнями вдоль контура; III — угловая арматура; 1 — главная парабола положительной кривизны (сжатие); 2 — то же, отрицательной кривизны (растяжение); 3 — опора; 4 — оболочка; 5 — бортовой элемент

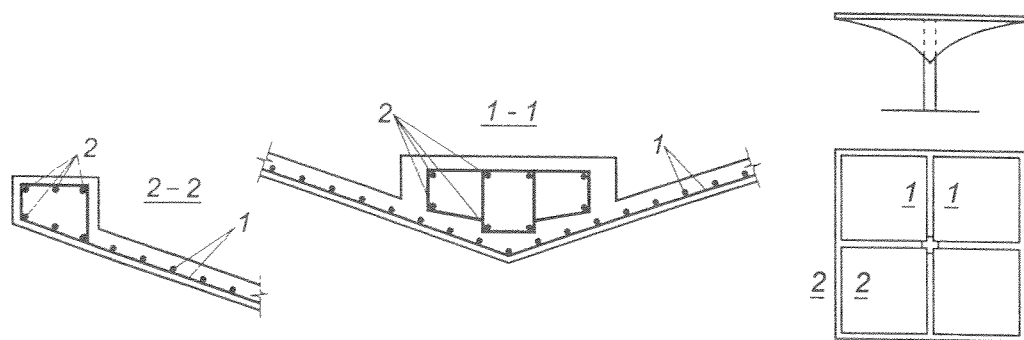


Рис. 11.8. Конструкция и армирование монолитного гипара:
1 — арматура плиты; 2 — арматура контурного и конькового ребер оболочки

ми стержнями (тип III), воспринимающими главные растягивающие усилия. Зону сопряжения плит с контурными элементами армируют двойными сетками из стержней 6...10 мм с шагом не более 200 мм. Бортовые элементы армируют сварными каркасами. Бетон монолитных оболочек должен быть не ниже класса В20.

Пример конструирования монолитного гипара приведен на *рис. 11.8*.

В гипарах больших пролетов (свыше 60 м) возникают значительные растягивающие усилия, которые могут стать причиной чрезмерного раскрытия трещин в бетоне плиты. Поэтому такие оболочки выполняются предварительно напряженными.

Сборные гипары выполняют из разнотипных элементов. Укрупненные тонкостенные панели покрытий не должны превышать по длине 24 м, ширине 3,2 м, весу 15 т. Допускается изготовление крупноразмерных элементов большепролетных и уникальных конструкций на строительной площадке.

Сборную составную оболочку компонуют из плит (панелей) с поверхностью гипара, коньковых и контурных элементов. По направлениям прямолинейных образующих оболочку разрезают на плиты размерами, в плане, 3×3, 3×6, 3×9, 3×12, 3×15, 3×18 м и толщиной t не менее 30 мм (*рис. 11.9*). Плиты по краям окаймляются ребрами, размеры и армирование которых назначают в соответствии с требованиями транспортирования и монтажа. Высота сечения h ребер плиты принимается не менее $1/20$ их длины, а ширина b равной $(0,25...0,5)h$, но не менее 40 мм. Поле плиты армируют сварной сеткой, как правило, из проволо-

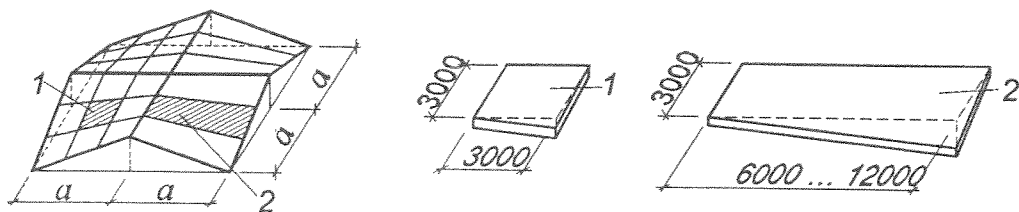


Рис. 11.9 Варианты разрезки оболочки на сборные элементы:
1 — сборные элементы на квадратном плане; 2 — то же, на прямоугольном плане

ки класса Вр-I с шагом стержней 100...200 мм. Ребра армируют сварными каркасами с рабочими стержнями из стали классов А-II, А-III. Плиты изготавливают из бетона класса не ниже В30. В приконтурной зоне плита, при необходимости, утолщается слоем монолитного армированного бетона.

Для передачи сдвигающих усилий по периметру плит устраивают шпонки различной формы. Соединение арматуры в стыках осуществляется сваркой или перепуском стержней сеток (рис. 11.10).

Коньковые элементы могут быть монолитными, сборными (в виде ферм) или образованы бортовыми ребрами панелей, соединенных сваркой закладных деталей (рис. 11.11).

Контурные элементы выполняют в виде ферм, рам или монолитных железобетонных балок. Фермы могут быть железобетонными или стальными [5], [16].

В гипарах допускается устройство отверстий и проемов различной формы для освещения и аэрации.

Несущая способность плиты оболочки в направлении действия сжимающих усилий определяется из условия прочности (без учета армирования) по формуле для расчета внецентренно сжатых бетонных элементов:

$$N_{mc} \leq R_b \gamma_{b2} A_b, \quad (11.15)$$

где N_{mc} — сжимающее усилие в плите оболочки вдоль выпуклой параболы; R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность); γ_{b2} — коэффициент условий работы бетона; A_b — площадь сечения бетона сжатой полосы плиты шириной $b = 100$ см и толщиной t , определяемая с учетом случайного эксцентриситета $e_a = 1$ см продольного усилия N_{mc} :

$$A_b = bt (1 - 2e_a/t). \quad (11.16)$$

Площадь сечения сжатой арматуры A'_s в направлении выпуклой параболы назначается не менее 0,2 % от площади сечения бетона A_b .

Площадь сечения растянутой арматуры A_s вдоль вогнутой параболы определяют расчетом. При армировании плиты оболочки стержнями, ориентированными вдоль диагоналей поверхности, площадь сечения арматуры в направлении растяжения определяется из условия прочности центрально растянутых железобетонных элементов:

$$A_s = N_{mt} / R_s, \quad (11.17)$$

где N_{mt} и A_s — соответственно, растягивающее усилие и площадь сечения арматуры в направлении вогнутой параболы на участке плиты шириной 1 м; R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению.

При армировании плиты стержнями, ориентированными вдоль образующих поверхности гипара с квадратным планом, условие прочности проверяют по формуле:

$$N_{mt} \leq A_{s,I} R_s \sqrt{2}, \quad (11.18)$$

где $A_{s,I}$ — площадь сечения стержней, ориентированных вдоль образующих оболочки одного направления на участке шириной 1 м.

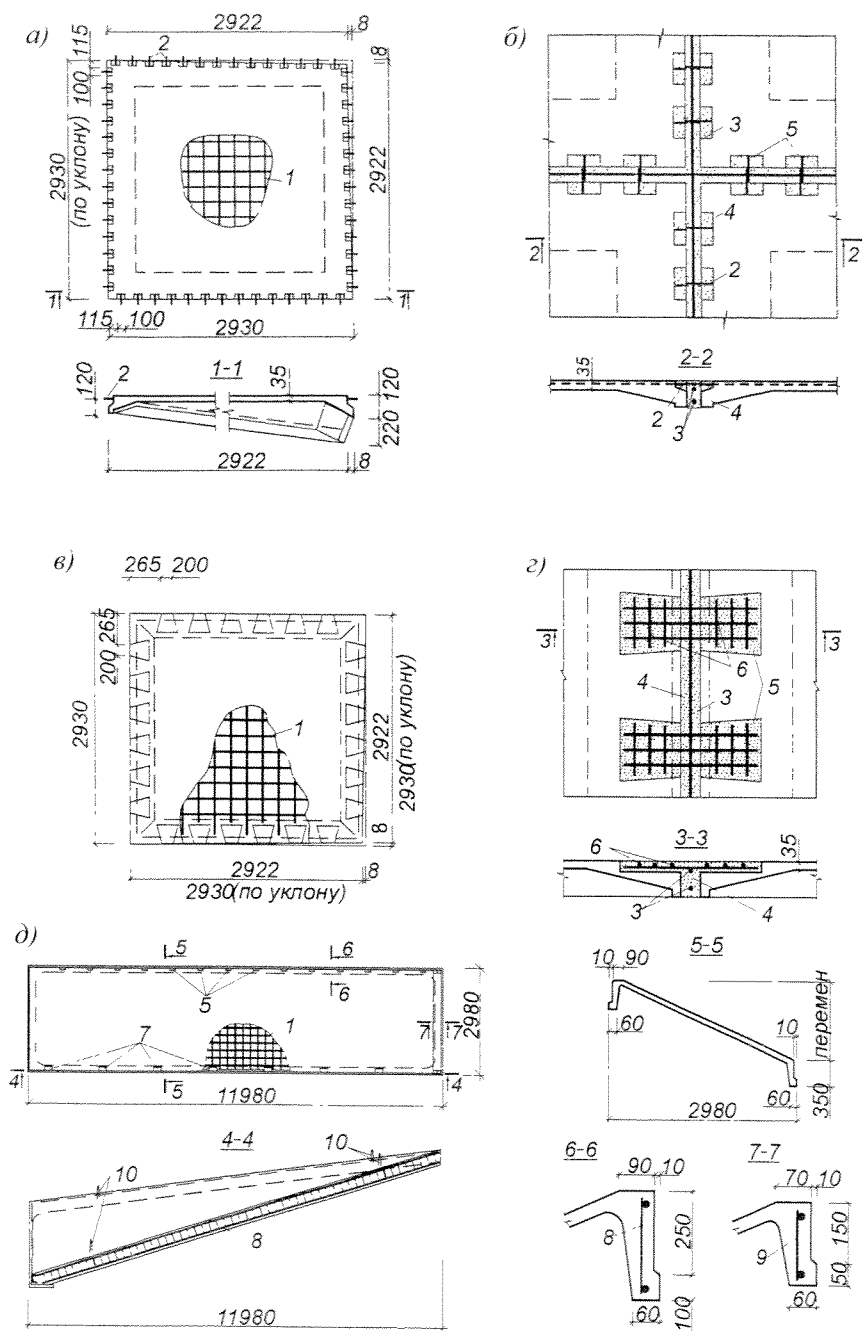


Рис. 11.10 Плиты для сборных гипаров:

a — плита $3,0 \times 3,0$ м для сварного стыка; *в* — то же, для стыка типа «ласточкин хвост»; *б, з* — сопряжение плит; *д* — плита $3,0 \times 12,0$ м; 1 — арматура плиты; 2 — выпуски арматуры; 3 — арматура в шве; 4 — монолитный бетон; 5 — пазы; 6 — арматура в пазах; 7 — закладные детали; 8, 9 — арматура ребер; 10 — петли для подъема плиты

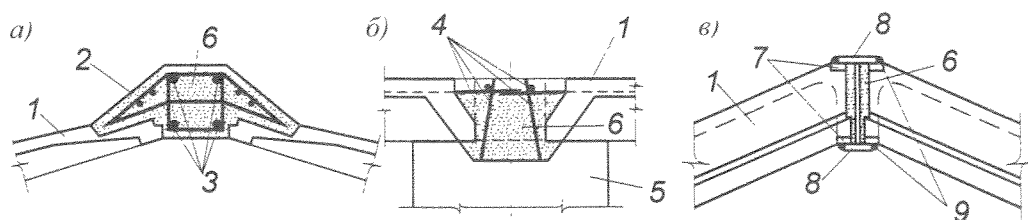


Рис. 11.11. Сопряжение сборных плит гипаров в коньке покрытия:

a — с монолитным коньковым элементом; *б* — со сборным элементом (ферма); *в* — стык на коньке, образованный поперечными ребрами сборных плит: 1 — плита; 2 — коньковый элемент; 3 — арматура конькового элемента; 4 — выпуски арматуры; 5 — ферма; 6 — монолитный бетон; 7 — закладные детали; 8 — накладка; 9 — сварка

Количество рабочей арматуры в каждом направлении:

$$A_{s,l} = N_{mt} / (R_s \sqrt{2}). \quad (11.19)$$

Прочность плиты проверяют на действие касательных усилий:

$$N_{xy} \leq 2 R_{bt} \gamma_{b2} b t, \quad (11.20)$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

Площадь сечения сжатого бортового элемента можно приближенно определить по максимальному сжимающему усилию N_b :

$$A_b = N_b / (R_b \gamma_{b2}). \quad (11.21)$$

Внецентренно сжатые и внецентренно растянутые бортовые элементы, а также коньковые ребра гипаров, рассчитывают в соответствии с методикой, изложенной в ([5], раздел 4) и [16].

При опирании гипаров на колонны или фундаменты распор воспринимают стальные или железобетонные затяжки.

Площадь сечения арматуры затяжки:

$$A_s = F_h / R_s, \quad (11.22)$$

где F_h — распор; R_s — расчетное сопротивление арматуры.

Металлические гипары

Металлические гипары проектируют в виде сетчатых (решетчатых) конструкций. Они рассматриваются в работах [5], [9]. Напряженное состояние таких гипаров подобно сплошным оболочкам и погонные усилия в них вычисляют по формулам (11.4) и (11.5). Расчет прочности и устойчивости стержней конструкции гипара выполняют в соответствии с методикой, изложенной в ([5], раздел 2).

Конструктивная схема покрытия с применением тонколистовых металлических оболочек может быть образована из отдельных панелей «на пролет». Каждая панель имеет размеры в плане $3 \times (12 \dots 36)$ м и состоит из замкнутого опорного контура, пролетной конструкции в форме гипара и элементов жест-

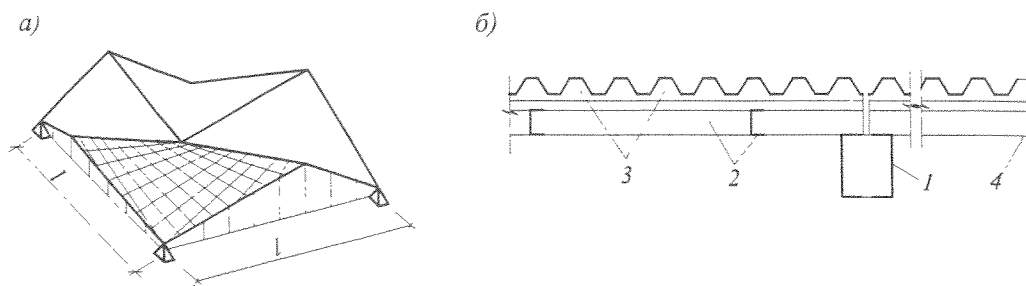


Рис. 11.12. Конструктивное решение металлической оболочки:
 а — общий вид; б — деталь покрытия; 1 — коньковый элемент; 2 — прогоны; 3 — стальной профилированный настил; 4 — контурный элемент

кости (рис. 11.12). На строительной площадке панели объединяются в монтажные блоки, количество панелей в них зависит от шага колонн. Металлических оболочек-гипаров построено немного, поскольку они дороже железобетонных и деревянных.

Деревянные гипары

Деревянные гипары — разновидность деревянных оболочек двоякой кривизны. Благодаря линейчатости поверхности они могут быть выполнены из прямолинейных элементов — досок, брусков, фанерных полос и т.п. Наибольшие из них достигают размеров по диагонали 60 м. Деревянные гипары легки и достаточно прочны, способны воспринимать значительные усилия. Малая теплопроводность древесины во многих случаях дает возможность обходиться без теплоизоляционного слоя. Такие оболочки просты в производстве.

Наиболее часто в покрытии применяют оболочки с прямолинейными бортовыми элементами. Оболочку гипара при пролетах до 12 м делают из двух слоев досок 20...25 мм. При больших пролетах применяют два, три слоя и более (рис. 11.13). В самой распространенной трехслойной конструкции доски среднего слоя направляют параллельно диагонали, соединяющей приподнятые углы оболочки.

В основе методики приближенного расчета лежит положение, что доски, идущие параллельно диагонали, которая соединяет приподнятые углы оболочки, работают на растяжение вдоль волокон как гибкие нити. Доски, идущие параллельно сторонам, образуют арки и работают на сжатие, действующее под углом 45° к направлению их волокон. Значение усилия N_b в бортовом бруске определяется по формуле (11.6).

Условие прочности бортового бруса при сжатии:

$$\sigma = N_b / A_n \leq R_c \gamma_c, \quad (11.23)$$

где A_n — площадь поперечного сечения элемента, нетто; R_c — расчетное сопротивление сжатию древесины; γ_c — коэффициент условий работы.

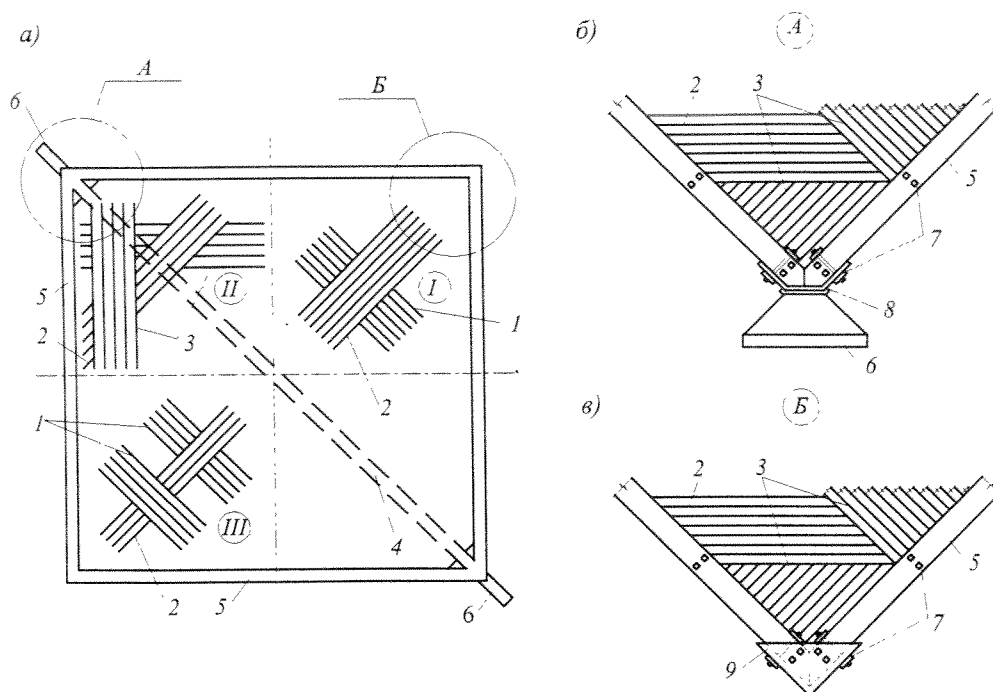


Рис. 11.13. Варианты конструктивной схемы деревянной оболочки:

a — план оболочки; *б, в* — соответственно, планы опорного и верхнего узлов (узлы *A* и *Б*): *I* — двухслойная оболочка; *II, III* — трехслойная оболочка; *1* — доски оболочки, расположенные в направлении выпуклой диагонали; *2* — то же, вогнутой диагонали; *3* — то же, прямолинейных образующих; *4* — затяжка; *5* — бортовые элементы; *6* — угловые опоры; *7* — болты; *8* — опорная стальная пластина; *9* — стальная накладка

Средний слой досок проверяется на растяжение силой $+N$. Условие прочности:

$$\sigma = +N/t_{mt} \leq R_t \gamma_c, \quad (11.24)$$

где t_{mt} — толщина доски среднего слоя; R_t — расчетное сопротивление растяжению древесины; γ_c — то же, что в (11.23).

Доски нижнего и верхнего наружного слоев проверяют на сжатие силой $-N$. Продольный изгиб не учитывается в связи со стабилизирующим действием среднего растягиваемого слоя.

Если направление сжимающей силы $-N$ составляет с направлением волокон досок угол 45° , то они проверяются на смятие под этим углом.

Условие прочности:

$$\sigma = -N/(t_{inf} + t_{sup}) \leq R_{cm,45} \gamma_c. \quad (11.25)$$

где t_{inf} , t_{sup} — толщина досок нижнего и верхнего наружных слоев с учетом их острожки с обеих сторон; $R_{cm,45}$ — расчетное сопротивление древесины на смятие; γ_c — то же, что в (11.23).

Распор F_h воспринимается непосредственно фундаментом или затяжкой. Прочность затяжки определяется по формуле:

$$\sigma = F_h / A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (11.26)$$

где A_n — площадь сечения, нетто (за вычетом ослаблений); R_y — расчетное сопротивление стали по пределу текучести; γ_c — коэффициент условий работы (например, если затяжка парная, то $\gamma_c = 0,8$).

Пример конструктивного решения деревянной оболочки дан в [5].

К гиперболическим оболочкам из пластмасс относятся однослойные стеклопластиковые гипары толщиной 3...5 мм, изготовленные способом контактного формования, и грибовидные одно- и трехслойные оболочки. Средний слой последних может выполняться из пенопласта, а обшивка — из полиэфирного стеклопластика. Толщина гладкой однослойной оболочки определяется необходимой степенью ее устойчивости.

Однополостной гиперboloид вращения

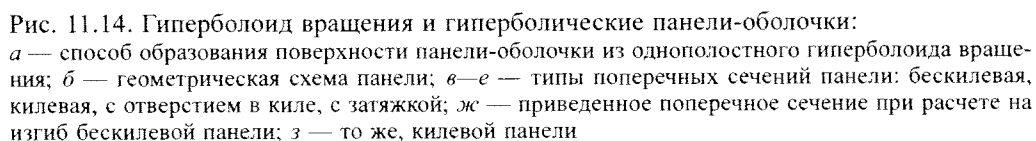
Однополостной гиперboloид вращения служит геометрической основой формы распространенных в строительстве сборных железобетонных гиперболических панелей-оболочек, экономический эффект которых увеличивается при использовании предварительного напряжения. Особенно рационально их применение в многослойных покрытиях.

Панель-оболочка представляет собой поверхность однополостного гиперboloида вращения. Она совмещает преимущества пространственной работы оболочки двоякой кривизны с конструктивными качествами, присущими поверхностям с прямолинейными образующими.

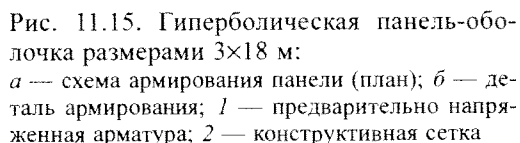
Для образования панели-оболочки из однополостного гиперboloида вращения (с очень большим радиусом вращения) в горловой зоне вырезается узкая полоса $abcd$ (рис. 11.14 а). Исходными размерами при проектировании панели являются: пролет l , ширина волны b и стрелки f и f_I (рис. 11.14 б, в). Отношение l/b находится в пределах от 6 до 4. Высота сечения h панели в середине пролета принимается равной $(1/25...1/15) l$. Стрела подъема f_I в продольном направлении составляет $(1/60...1/40) l$. Глубина волны f назначается равной $(1/8...1/4) b$; ширина b_I прямолинейных участков сечения (продольных бортовых элементов) составляет $(1/4...1/2) f$. Минимальная толщина оболочки t назначается в соответствии с диаметром арматуры и толщиной защитного слоя бетона, но не менее 30 мм. Толщина продольных бортов t_I принимается равной $(1,5...4) t$.

Изгибную жесткость панели можно повысить введением продольного ребра — килья. С целью уменьшения веса большепролетных панелей (более 18 м) килья выполняют облегченным, с тонкой стенкой и вертикальными ребрами жесткости, с отверстиями или затяжкой (см. рис. 11.14 г, д, е).

Гиперболические панели можно с достаточной для практики точностью рассчитывать как балки на двух опорах с криволинейным, недеформируемым поперечным сечением. При этом действительное поперечное сечение оболочки можно заменить для упрощения расчетным, двутавровым для бескилевых панелей или крестообразным для килевых (см. рис. 11.14 ж, з).



Бескилевые панели-оболочки армируют предварительно напряженной высокопрочной проволокой или прядями в виде двух пакетов, расположенных по двум системам прямолинейных образующих (рис. 11.15). В килевых панелях-оболочках предварительно напряженную арматуру располагают в киле. Затяжки в панелях выполняют из прокатных профилей или железобетонными, армированными стержневой арматурой, одно- или многопрядными канатами. Поле панели армируют сварными сетками из холоднотянутой проволоки, продольные борта и киль — сварными каркасами и отдельными стержнями, а торцевые диафрагмы — сварными сетками, каркасами и отдельными стержнями.



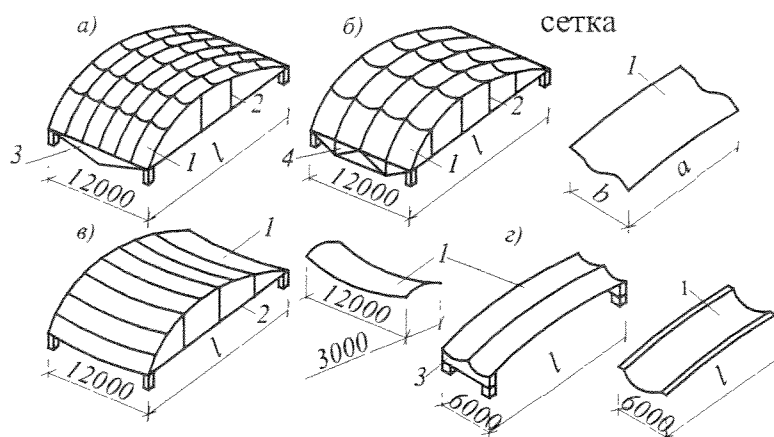


Рис. 11.16. Схемы покрытий из гиперболических панелей размерами 3×6 м и 3×12 м:
а, б, в — покрытие сводчатое; г — то же, балочное; 1 — панель; 2 — арка; 3 — балка; 4 — ферма

Гиперболические панели применяют в распорных и безраспорных волнистых покрытиях зданий (рис. 11.16). Распорные покрытия собирают, как правило, из ненапряженных панелей, длину которых назначают кратной длине свода, а ширину — кратной модульному шагу колонн — 6 м. Для безраспорных волнистых покрытий рекомендуются предварительно напряженные панели размерами 3×12 , 3×15 , 3×21 , 3×24 м. Они обрамляются продольными ребрами (бортами) и торцевыми диафрагмами (вертикальными и наклонными). Панели могут не иметь торцевых диафрагм и опираться на поддерживающие конструкции с очертанием, соответствующим поперечному профилю панелей. В покрытиях из таких оболочек могут быть проемы различной формы для освещения и аэрации.

12. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СОСТАВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Общие сведения

В мировой строительной практике применяются составные тонкостенные оболочки. Они образуются комбинированием отдельных фрагментов геометрических поверхностей, пересекающихся между собой. Каждый из элементов поверхности является составляющей оболочкой составного покрытия. Такими конструкциями перекрывают здания больших пролетов (24...150 м) с различной формой плана (рис. 12.1, 12.2).

Конструктивные решения составляющих оболочек аналогичны конструкциям отдельно стоящих оболочек при соблюдении определенных условий.

Отдельно стоящая оболочка очерчена по единой исходной геометрической поверхности без линий сопряжения и промежуточных опор. Такая оболочка

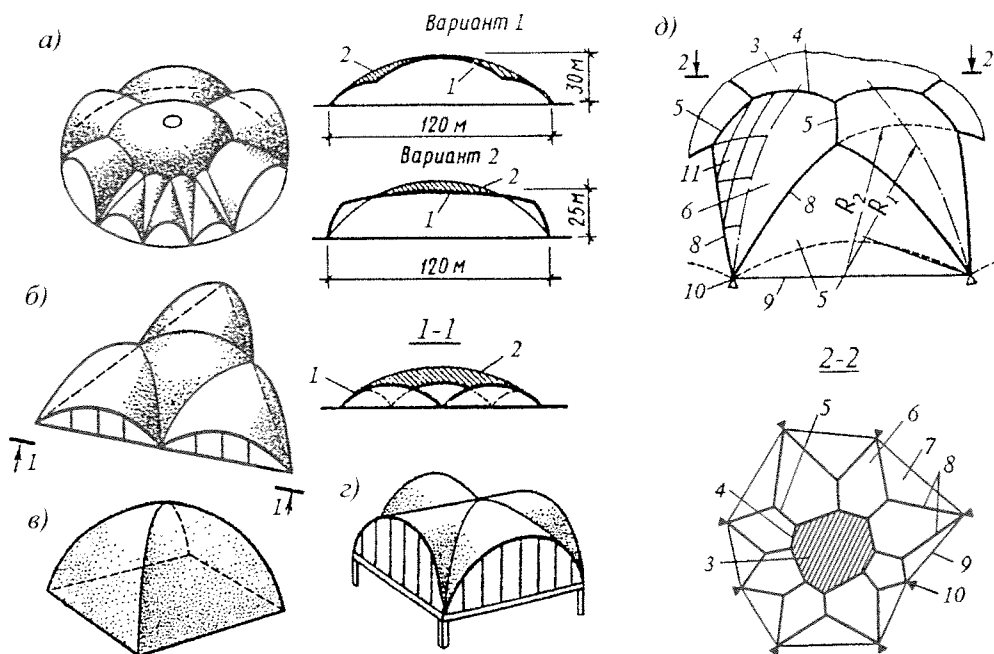


Рис. 12.1. Схемы составных оболочек:

a — с круглым; *б* — треугольным; *в, г* — прямоугольным; *д* — многоугольным планом; 1 — составляющая оболочка; 2 — оболочка, очерченная по единой поверхности; 3 — центральная оболочка положительной гауссовой кривизны; 4, 5 — кольцо и арки центрально-радиального каркаса; 6 — боковые оболочки основные; 7 — то же, дополняющие; 8 — контурный элемент; 9 — затяжка; 10 — опора; 11 — сборная плита

может иметь произвольную форму плана, чаще всего прямоугольную, треугольную или трапециевидную. Отдельно стоящие оболочки используют при формообразовании составного покрытия. Конфигурация плана оболочек, составляющих покрытие, зависит от общей компоновки пространственной формы сооружения.

Составляющая оболочка подкрепляется по контуру ребрами или диафрагмами в виде стальных или железобетонных ригелей или арок. В некоторых случаях она может быть элементом контура составного покрытия.

Отличие составных оболочек от многоволновых в том, что по линиям сопряжения составляющих оболочек отсутствуют колонны.

Составные покрытия проектируют в виде сочетания оболочек положительной, отрицательной и нулевой гауссовой кривизны, а также складчатых элементов. Форма перекрываемой площади бывает квадратной, прямоугольной, многоугольной и криволинейной.

По использованным материалам оболочки могут быть железобетонными или комбинированными, состоящими из железобетонных плит и стальных ригелей или арок.

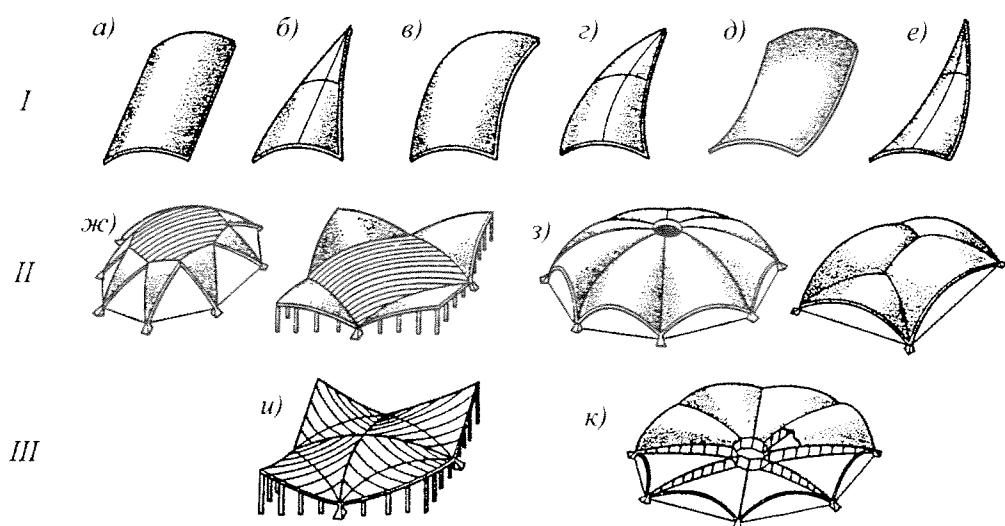


Рис. 12.2. Составные покрытия с жесткими элементами и висячие оболочки:
 I — составляющие оболочки; II — составные оболочки купольного типа; III — составные висячие оболочки; а, б — нулевой; в, г — положительной; д, е — отрицательной гауссовой кривизны; ж — с центральным элементом в виде оболочки положительной кривизны; з — с элементами в виде каркаса, занимающего в покрытии центрально-радиальное положение; и — отрицательной; к — положительной кривизны

Железобетонные покрытия строят сборными или монолитными. Сборные конструкции выполняют из унифицированных цилиндрических плит. Их рассматривают как укрупненные элементы, используемые в качестве составляющих оболочек — сопрягаемых фрагментов пространственных покрытий.

Для улучшения статической работы и повышения технологичности монтажа в составные покрытия вводят жесткие элементы, например, центральные оболочки положительной кривизны или центрально-радиальные каркасы (см. рис. 12.2 ж, з), а иногда элементы того и другого вида.

Наряду с покрытиями с жесткими элементами строят также составные висячие оболочки (см. рис. 12.2 и, к).

Напряженно-деформированное состояние покрытия определяется геометрической формой поверхности, конструктивными свойствами, нагрузкой и характером опирания по контуру. Наиболее рациональные конструктивные решения дает единая пространственная форма, опирающаяся на контрфорсы или фундаменты. Такая система выполняет одновременно функции «крыши» и «стен», образуя основу структуры здания.

Исходя из архитектуры фасада, контурными элементами могут служить арки с опиранием на фундаменты, воспринимающие распор, или арки с затяжками. В составных оболочках, опертых на колонны, чаще всего применяют контур в виде криволинейного ригеля.

Целесообразность применения определенных типов оболочек в каждом случае устанавливается с учетом функциональных и градостроительных требова-

ний, условий экономической эффективности, технологичности изготовления конструкций и возведения сооружений.

Составные покрытия используются в общественных и производственных зданиях различного назначения. Применение таких конструкций, как правило, экономически обосновано в промзданиях без опорных кранов или с подвесным подъемно-транспортным оборудованием грузоподъемностью до 5 т.

Конструктивные схемы составных покрытий

Эволюция составных оболочек от традиционных крестовых и сомкнутых сводов (см. рис. 12.1) до оболочек сложной формы стала возможной благодаря совершенствованию архитектурных проектов, развитию методов расчета, конструирования и возведения сооружений.

Одной из наиболее распространенных конструктивных форм составных покрытий являются оболочки в виде гипаров, перекрывающие пролеты до 70 м (см. раздел 11). Наряду с ними применяют однополостной гиперболоид вращения, тор. В здании гипары могут выполнять все функции ограничения пространства — покрытий, стен, опор.

Составные оболочки с квадратным планом часто конструируют из оболочек положительной и отрицательной кривизны (рис. 12.3). По линиям сопряжения центральной и боковых оболочек располагают промежуточные диафрагмы в виде арок или ферм. Другие стороны боковых оболочек имеют контур из ригелей, опертых на колонны сооружения.

Ряд интересных конструктивных форм для зданий с многоугольным планом создают полигональные оболочки (рис. 12.4). Они образуются совокупностью составляющих элементов — оболочек, проекции которых являются секторами окружностей, где лежат вершины многоугольника-плана. Крестовые и сомкнутые своды на квадратном плане являются ранней модификацией полигональных оболочек. Наиболее распространены конструктивные схемы полигональных оболочек с осесимметричным многоугольным планом. Составляющие оболочки могут иметь поверхность положительной, отрицательной или нулевой гауссовой

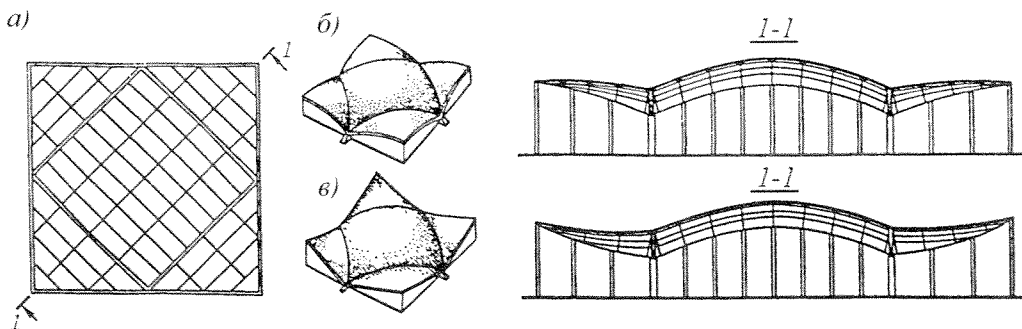


Рис. 12.3. Конструктивные схемы составных оболочек с квадратным планом:

а — план; б — покрытие с центральной и боковыми оболочками положительной кривизны; в — то же, с центральной оболочкой положительной и боковыми оболочками отрицательной кривизны

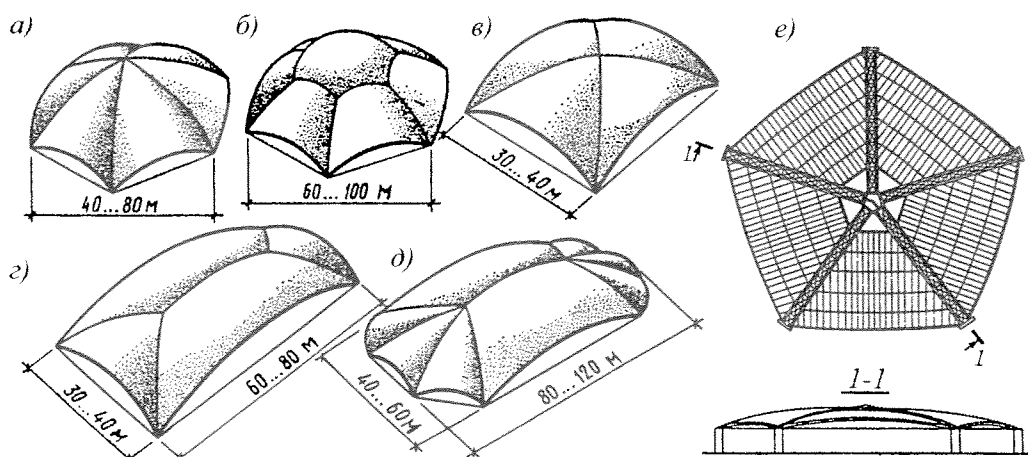


Рис. 12.4. Схемы составных полигональных оболочек:

а, б — с осесимметричным многоугольным; в — квадратным; г — прямоугольным; д — вытянутым многоугольным; е — пятиугольным планом

кривизны и план треугольной или трапециевидной формы. Наличие центрально-радиального каркаса в виде пересекающихся арок позволяет выполнить технологичный монтаж, обеспечить устойчивость и малую деформативность покрытия при больших — до 120 м — пролетах.

Рациональным типом составных покрытий являются купольно-складчатые оболочки. Это конструкции, в верхней части которых располагаются элементы жесткости в виде центральной оболочки положительной кривизны или кольца, образующего световой проем, а в нижней — боковые складчатые оболочки, опертые по периметру (многоугольник, окружность, овал) на фундаменты или контрфорсы (рис. 12.5). Такие покрытия можно использовать при пролетах до 150 м. В сборном варианте предпочтительны конструктивные схемы, в которых применяются железобетонные цилиндрические плиты 3×6 м.

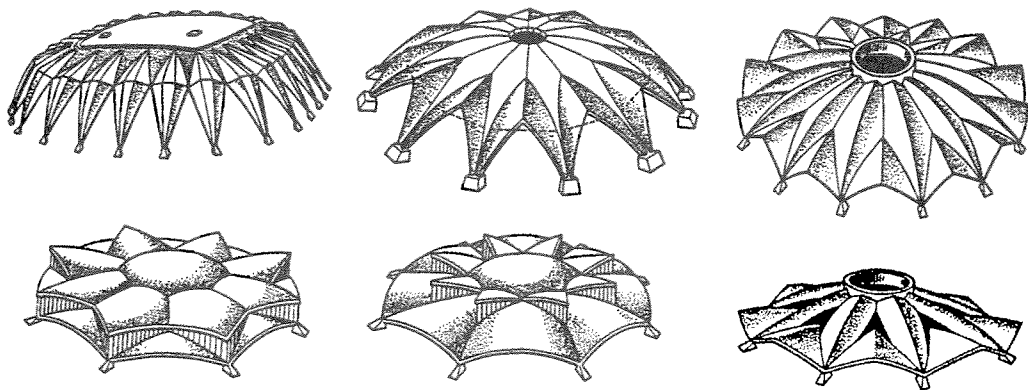


Рис. 12.5. Примеры составных купольно-складчатых оболочек

Особый вид представляют составные висячие покрытия. Они образуются сочетанием оболочек с различной геометрией поверхности и достаточно сложной формой плана с включением в работу ребер жесткости, контурных элементов, затяжек и др. Конструктивные схемы висячих покрытий получаются из схем полигональных оболочек (рис. 12.6). Их работа приближается к традиционным висячим конструкциям.

Многообразие конструктивных форм покрытий дополняют впарушенные и висячие складки, которые сочетают преимущества составных оболочек и складчатых конструкций (рис. 12.7). Такие системы позволяют перекрывать пролеты до 150 м.

С целью увеличения несущей способности и пространственной жесткости создают покрытия, представляющие собой комбинации оболочек и составных складок (рис. 12.8). Комбинированные складчатые покрытия могут быть впарушенного или висячего типа. В первом случае покрытие образуют складкой и центральной оболочкой, которая подкрепляет складку, увеличивая при этом жесткость конструкции. Во втором случае многоволновое покрытие, включающее центральную оболочку и боковые элементы, снабжено вантами, закрепленными на опорах. Пролеты таких конструкций могут составлять 80...100 м.

Разработана конструктивная схема покрытия с оболочками положительной кривизны в виде линзообразных элементов и висячими складками. Расчеты показали, что такое сочетание конструктивных элементов позволяет увеличить пролеты складок с 18...24 до 60...80 м. При этом наибольший эффект получают для многопролетных зданий, где расход стали может быть уменьшен на 25...30 % по сравнению с традиционными складками.

Комбинированное покрытие в виде складки с криволинейными гранями — боковыми и торцевыми оболочками — может использоваться при пролетах 120...150 м.

Составное покрытие комбинированного типа с циклическим планом может быть выполнено из двух концентрически расположенных наружной и внутренней частей, представляющих собой сопряженные трапециевидные или треугольные оболочки. Другим вариантом является купольно-складчатое покрытие в виде сопряженных складок висячего типа, снабженное радиальной системой чередующихся вант и арочных ребер. Такую систему можно скомпоновать из цилиндрических элементов или складок с поверхностью гипара. Эта конструктивная схема позволяет перекрывать пролеты 120...150 м.

Конструктивные решения рассмотренных выше покрытий даны в [14].

Расчет составных оболочек практически может быть выполнен только с применением эффективных алгоритмов, реализуемых компьютерными средствами. Универсальным является метод конечных элементов, вычислительные операции которого сводятся к решению системы линейных алгебраических уравнений. Однако во многих случаях, особенно на первых стадиях проектирования, требуется дать приближенную оценку работе конструкций для сопоставления вариантов, определения размеров сечения элементов, технико-экономических показателей и т.п.

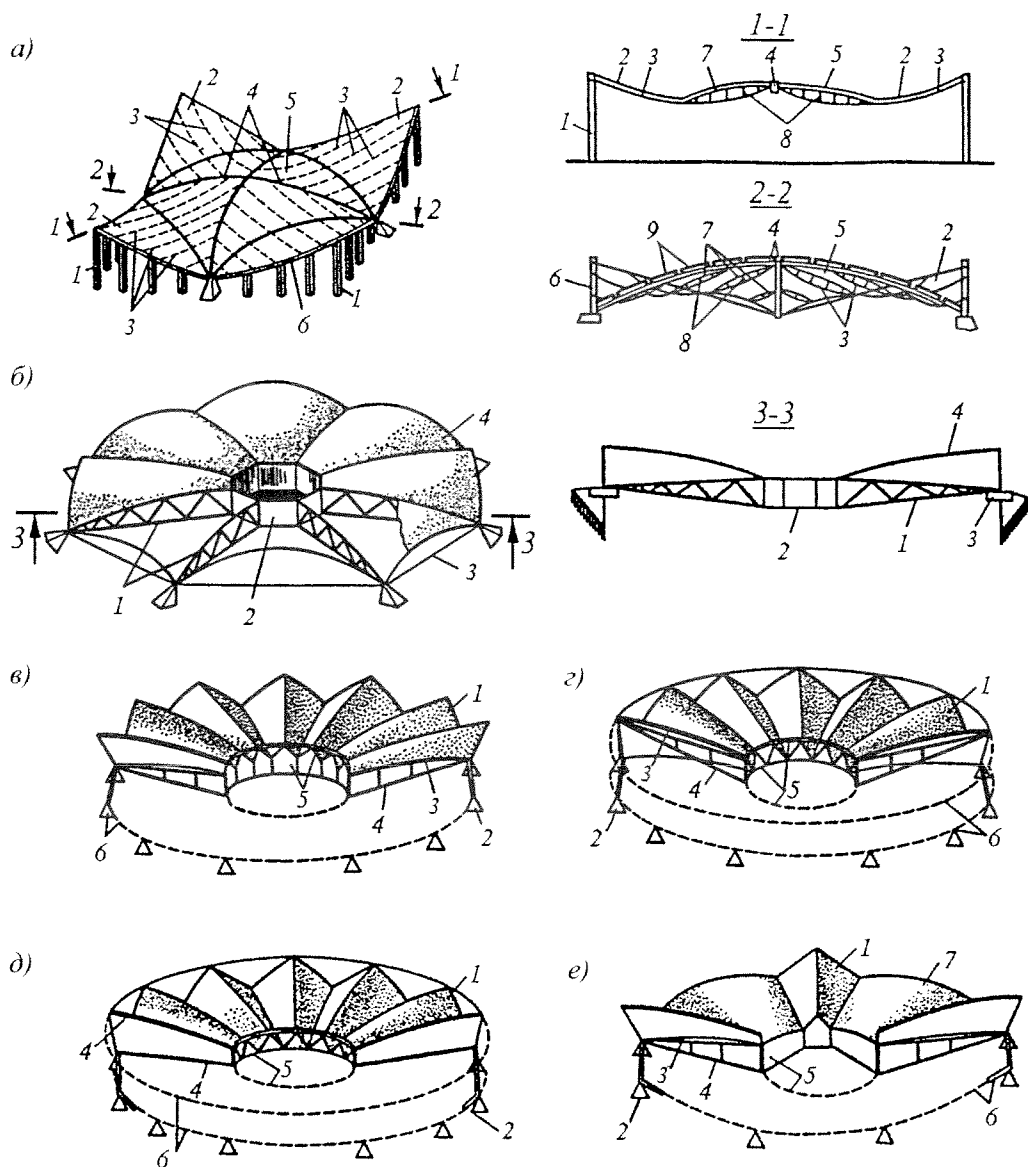


Рис. 12.6. Схемы составных висячих покрытий:

a — оболочка с квадратным планом (1 — колонны; 2 — боковые оболочки отрицательной кривизны; 3 — ванты; 4 — центральные криволинейные ребра; 5 — центральная оболочка положительной кривизны; 6 — наружный контур покрытия; 7 — дополнительные тросы; 8 — распорки; 9 — плиты); *б* — оболочка центрической композиции (1 — радиальные несущие элементы — вантовые фермы; 2 — центральное кольцо; 3 — наружное полигональное кольцо; 4 — составляющая оболочка положительной кривизны); *в, г, д, е* — складчатые оболочки с радиальными вантами (1 — складчатая оболочка; 2 — опора; 3, 4 — верхний и нижний пояса радиальных двухпоясных вант; 5, 6 — внутренние и наружные кольцевые элементы; 7 — оболочки положительной кривизны)

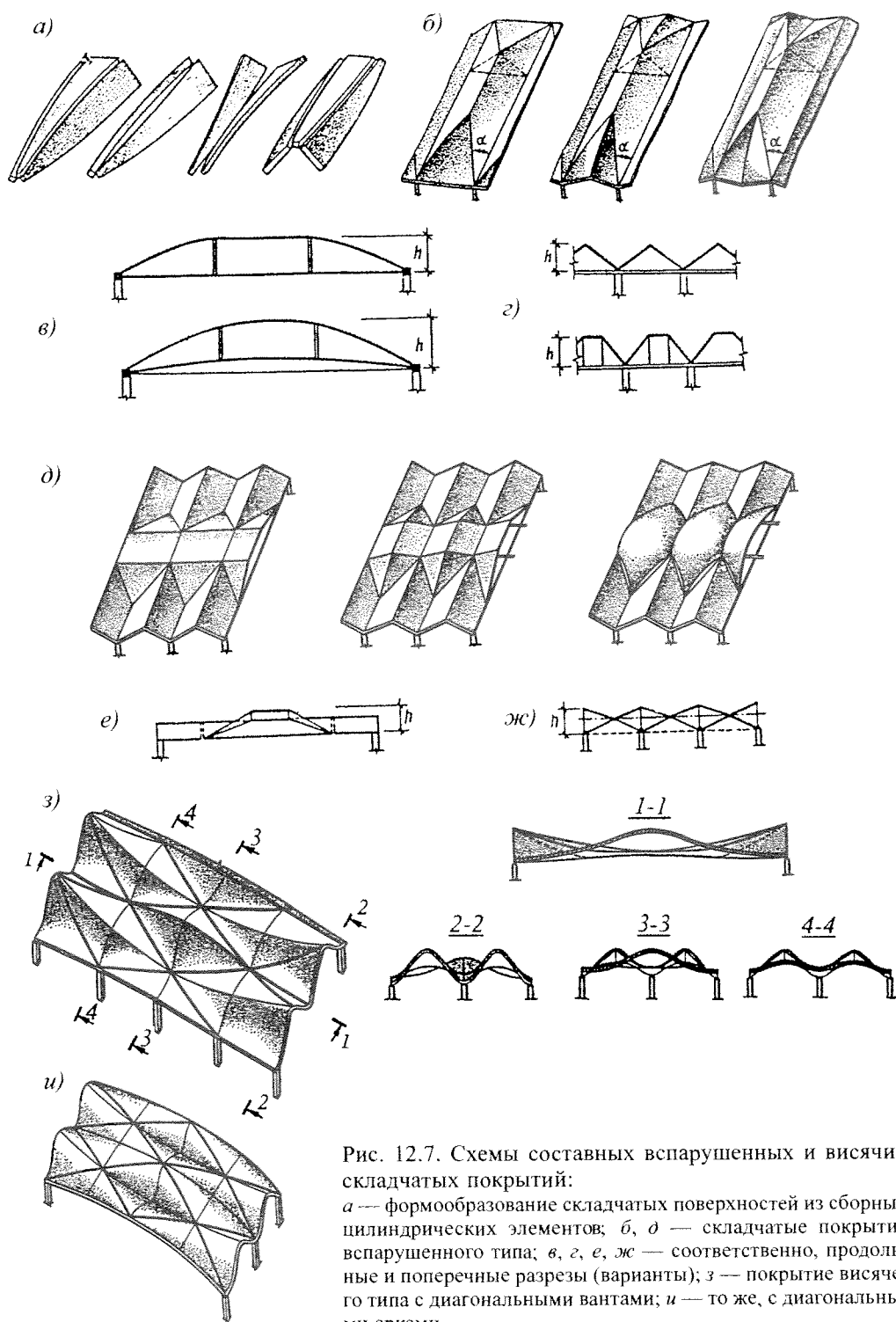


Рис. 12.7. Схемы составных впаушенных и висячих складчатых покрытий:

а — формобразование складчатых поверхностей из сборных цилиндрических элементов; б, д — складчатые покрытия впаушенного типа; в, г, е, ж — соответственно, продольные и поперечные разрезы (варианты); з — покрытие висячего типа с диагональными вантами; и — то же, с диагональными арками

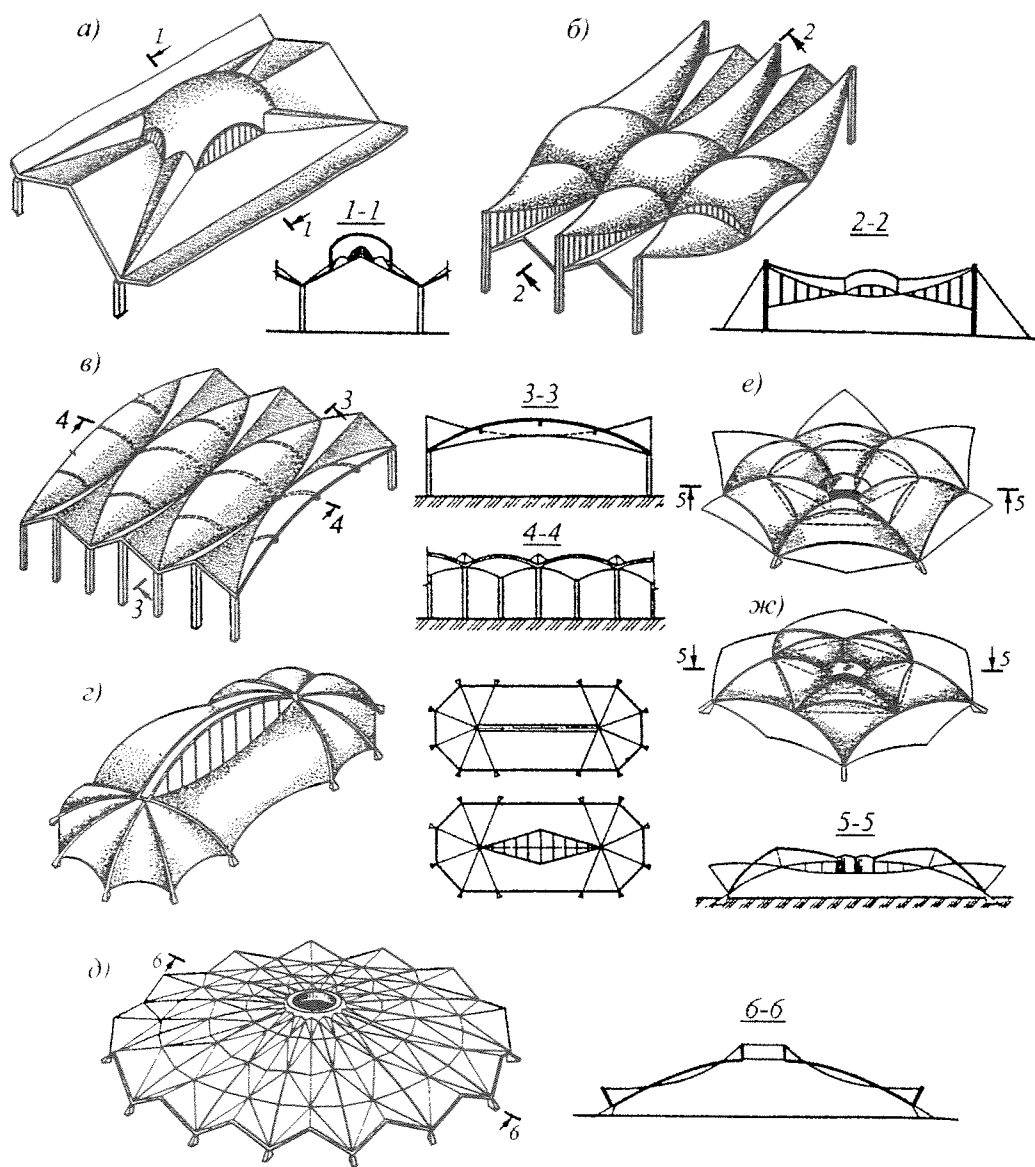


Рис. 12.8. Схемы комбинированных покрытий из оболочек и складок:

а — складчатое покрытие с центральным элементом купольного типа; *б* — покрытие висячего типа из складок и оболочек положительной и отрицательной кривизны; *в* — то же, с линзообразными элементами; *г* — покрытие с криволинейными гранями в виде боковых оболочек и варианты плана; *д* — купольно-складчатое покрытие со складками висячего типа; *е, ж* — покрытия висячего типа с трапециевидными и треугольными оболочками

Для решения таких задач используют прием условного расчленения составной оболочки на обычные плоскостные конструкции, полагая, что в другом направлении усилия и деформации несущественны, и на данном этапе их можно не рассматривать, что идет в запас прочности. Возможность применения такого метода подтверждается результатами экспериментальных исследований. Практически рассматриваемая конструктивная схема заменяется системой традиционных плоскостных конструкций — балок, арок, рам. Эти элементы имеют развитую ширину и, как правило, криволинейный («корытный») или складчатый профиль. Расчетом этих элементов получают значения нормальных сил и изгибающих моментов. Поперечные сечения рассматриваемых элементов задают с учетом условий изготовления и монтажа, определяя по СНиП их несущую способность. Дальнейшие расчеты производятся из условия, что нормальные силы и моменты должны быть меньше их предельных значений, вычисленных в соответствии с характеристиками поперечных сечений. Такие проверки делают для некоторых выбранных сечений, а в случае невыполнения указанного условия задают поперечные сечения с новыми характеристиками.

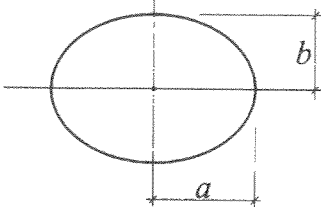
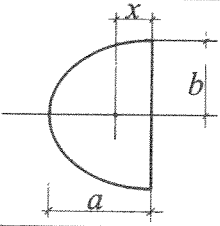
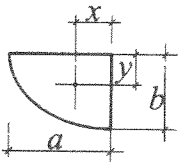
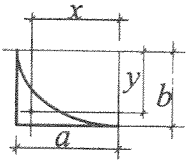
КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ ПРОРАБОТКИ МАТЕРИАЛА

1. Какие существуют геометрические схемы ферм?
2. Какие пролеты металлических, деревянных и железобетонных ферм целесообразны в покрытиях зданий?
3. Изобразите основные типы решетки стропильных ферм.
4. Как работают под нагрузкой пояс и решетка фермы?
5. Какова методика расчета ферм?
6. Назовите особенности конструирования металлических, деревянных и железобетонных ферм; изобразите их характерные узлы.
7. Каковы очертания и конструктивные схемы арок? Перечислите рациональные пролеты металлических, деревянных и железобетонных арок.
8. Каков принцип расчета арок?
9. В чем заключаются особенности конструирования металлических, деревянных и железобетонных арок? Изобразите их характерные узлы.
10. Какие конструкции покрытий называются тонкостенными пространственными; в чем их особенности?
11. Назовите типы тонкостенных пространственных покрытий, применяемых в строительстве.
12. Что представляют собой покрытия из волнистых (складчатых) сводов?
13. Каковы принципы расчета и армирования железобетонных сводов?
14. Какие типы цилиндрических оболочек применяют в практике строительства?
15. Каковы конструктивные особенности длинной цилиндрической оболочки?
16. Как рассчитывают длинную цилиндрическую оболочку?
17. Какова схема армирования железобетонной длинной цилиндрической оболочки?
18. Каковы конструктивные схемы сборных железобетонных покрытий с длинными цилиндрическими оболочками?
19. Какими признаками характеризуются короткие цилиндрические оболочки?
20. Каковы конструктивные решения железобетонных монолитных и сборных коротких цилиндрических оболочек; принцип армирования?
21. Какой может быть конструкция деревянной и пластмассовой цилиндрической оболочки?
22. Какие существуют типы складчатых покрытий?
23. Каков принцип расчета складок?
24. Каким образом осуществляется армирование железобетонных складок?
25. Как конструируют складки из древесины и пластмасс?
26. Как классифицируют купола?
27. Что представляет собой расчетная схема купола?
28. Какие усилия учитывают при расчете купола по безмоментной теории?
29. Как армируют железобетонные монолитные и сборные купола?

30. Приведите примеры конструктивных решений монолитных и сборных куполов.
31. Изобразите конструкцию тонкостенного деревянного купола.
32. Какой может быть конструкция купола из пластмассы?
33. Как образуются оболочки положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане?
34. Какими компонентами характеризуется безмоментное состояние пологих оболочек положительной кривизны? Изобразите усилия, действующие в оболочке.
35. Каковы характерные эпюры внутренних сил в пологой оболочке положительной кривизны с квадратным планом?
36. Как армируют пологие оболочки положительной кривизны на прямоугольном (квадратном) плане?
37. Какими могут быть конструктивные схемы сборных покрытий с оболочками положительной кривизны?
38. Каковы способы образования оболочек отрицательной гауссовой кривизны (гипаров)?
39. Изобразите конструктивные схемы гипаров.
40. В чем заключается идея расчета одиночного и составного гипара?
41. Каковы конструктивные особенности железобетонных монолитных и сборных гипаров?
42. Как армируют железобетонные гипары?
43. Какие конструктивные схемы используют для деревянных гипаров?
44. Каким образом осуществляются конструирование и армирование гиперболических панелей?
45. Какие типы составных пространственных конструкций могут применяться в практике строительства?

Приложение 1

Параметры эллипса и его частей

Фигура	Площадь A	Положение центра тяжести
	$A = \pi ab$	На пересечении осей
	$A = \frac{1}{2} \pi ab$	$x = \frac{4a}{3\pi}$
	$A = \frac{1}{4} \pi ab$	$x = \frac{4a}{3\pi}$ $y = \frac{4b}{3\pi}$
	$A = ab \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)$	$x = \frac{a}{6(1 - \frac{\pi}{4})}$ $b - y = \frac{b}{6(1 - \frac{\pi}{4})}$

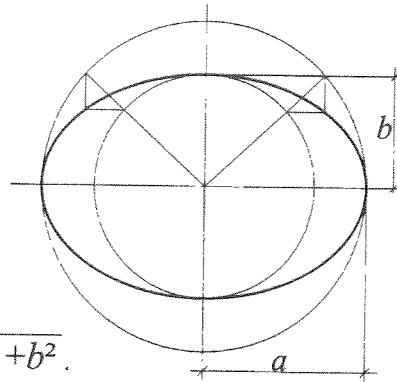
Метод построения эллипса:

строятся две окружности с радиусами, равными большой "a" и малой "b" полуосям эллипса. Из концов каждого радиуса, лежащих на малой и большой окружностях, проводятся прямые, параллельные главным осям эллипса. Точки пересечения этих прямых лежат на эллипсе.

Уравнение эллипса: $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$.

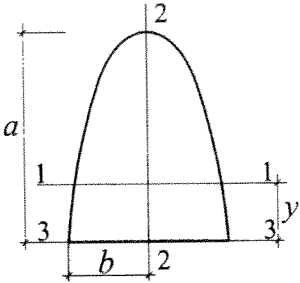
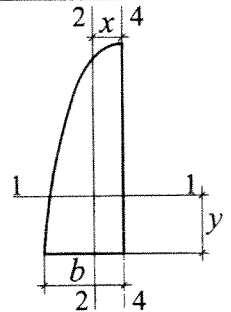
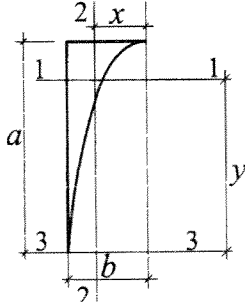
Периметр эллипса

по приближенной формуле: $U = a + b + 3\sqrt{a^2 + b^2}$.



Приложение 2

Параметры квадратной параболы и ее частей

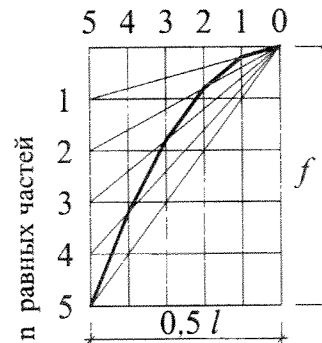
Фигура	Площадь A	Положение центра тяжести	Момент инерции J
	$A = \frac{4}{3} ab$	$y = \frac{2}{5} a$	$J_1 = \frac{16}{175} a^3 b$ $J_2 = \frac{4}{15} ab^3$ $J_3 = \frac{32}{105} a^3 b$
	$A = \frac{2}{3} ab$	$y = \frac{2}{5} a$ $x = \frac{2}{5} b$	$J_1 = \frac{8}{175} a^3 b$ $J_2 = \frac{19}{480} ab^3$ $J_3 = \frac{16}{105} a^3 b$ $J_4 = \frac{12}{15} a^3 b$
	$A = \frac{1}{3} ab$	$y = \frac{7}{10} a$ $x = \frac{3}{4} b$	$J_1 = \frac{37}{2100} a^3 b$ $J_2 = \frac{1}{80} ab^3$

Метод построения квадратной параболы

Уравнение параболы:

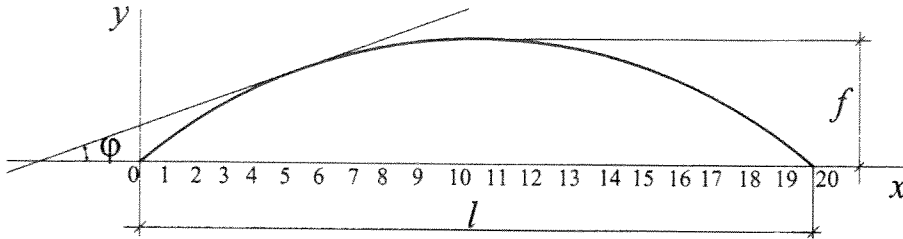
$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x),$$

где f – стрела подъема.



Приложение 3

Арки параболического и эллиптического очертаний



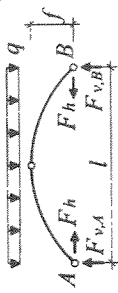
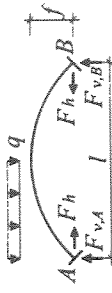
Парабола: $y = \frac{4f}{l^2} x(l-x)$, $\operatorname{tg} \varphi = \frac{4f(l-2x)}{l^2}$.

Эллипс: $y^2 = \frac{4f^2}{2} x(l-x)$, $\operatorname{tg} \varphi = \frac{4f(l-2x)}{l\sqrt{x(l-x)}}$,

для эллипса f – малая полуось

Величина	Номера сечений											Множитель
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
x	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	l
Парабола												f
y	0,00	0,19	0,36	0,51	0,64	0,75	0,84	0,91	0,96	0,99	1,00	
$\operatorname{tg} \varphi$	4,00	3,60	3,20	2,80	2,40	2,00	1,60	1,20	0,80	0,40	0,00	$\frac{f}{l}$
Эллипс												f
y	0,000	0,436	0,600	0,714	0,800	0,866	0,916	0,954	0,988	0,994	1,000	
$\operatorname{tg} \varphi$		4,128	2,666	1,960	1,500	1,154	0,872	0,628	0,404	0,202	0,000	$\frac{f}{l}$

Опорные реакции и изгибающие моменты параболических арок от равномерно распределенной нагрузки

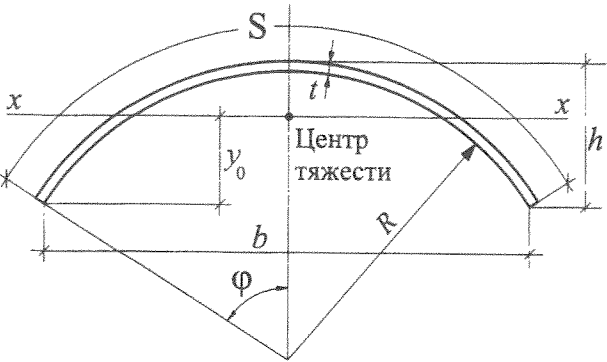
Типы арок и варианты загрузки		Расчетные параметры									
		опорные реакции				изгибающие моменты					
		$F_{v,A}$	$F_{v,B}$	F_h	M_0	M_4	$M_{\frac{1}{2}}$	$M_{\frac{3}{4}}$	M_l	f/l	n
Типы арок и варианты загрузки	Трёхшарнирные		$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql^2}{8f}$	0	0	0	0	$\frac{1}{3}$	0,6960
	Двухшарнирные		$\frac{3ql}{8}$	$\frac{ql}{8}$	$\frac{ql^2}{16f}$	0	0	$-\frac{ql^2}{64}$	0	$\frac{1}{4}$	0,7852
			$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql^2}{8f}K$	0	$\frac{ql^2}{8}(1-K)$	$\frac{3ql^2}{32}(1-K)$	0	$\frac{1}{6}$	0,8812
Бесшарнирные	Двухшарнирные		$\frac{3ql}{8}$	$\frac{ql}{8}$	$\frac{ql^2}{16f}K$	0	$\frac{ql^2}{16}(1-K)$	$\frac{ql^2}{64}(2-3K)$	0	$\frac{1}{8}$	0,9306
			$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql^2}{8f}K_1$	$-\frac{ql^2}{12}(1-K_1)$	$\frac{ql^2}{24}(1-K_1)$	$\frac{ql^2}{96}(1-K_1)$	$-\frac{ql^2}{12}(1-K_1)$	$\frac{1}{10}$	0,9521
			$\frac{13ql}{32}$	$\frac{3ql}{32}$	$\frac{ql^2}{16f}K_1$	$-\frac{ql^2}{192}(11-8K_1)$	$\frac{ql^2}{48}(1-K_1)$	$-\frac{ql^2}{384}(1+2K_1)$	$\frac{ql^2}{192}(8K_1-5)$	$\frac{1}{20}$	0,9888

Для двухшарнирных арок $K = 1: [1 + \frac{15J_c}{8f^2}(\frac{n}{A_c} + \mu)]$; для бесшарнирных арок $K_1 = 1: (1 + \frac{45J_c}{4f^2 A_c})$,

где A_c, I_c – площадь и момент инерции сечения арки в ключе; $\mu = (\frac{A_3 E_3}{A_c E_c})$ – коэффициент, учитывающий удлинение затяжки (для арок без затяжки $\mu = 0$); E, E_3 – модули упругости материалов арки и затяжки; n – коэффициент, зависящий от отношения f/l .

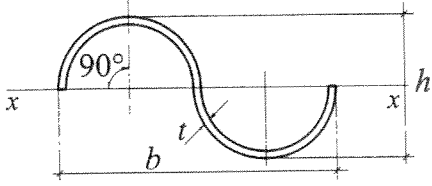
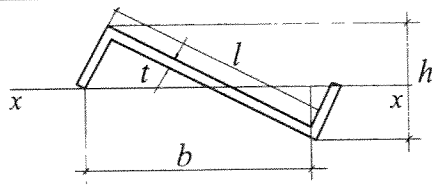
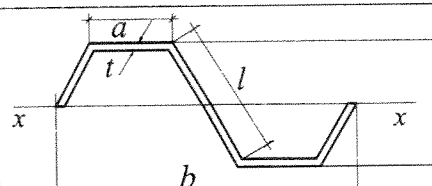
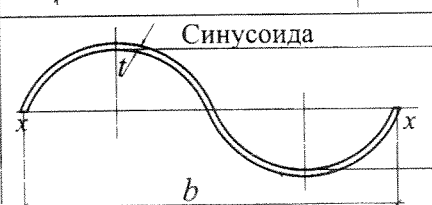
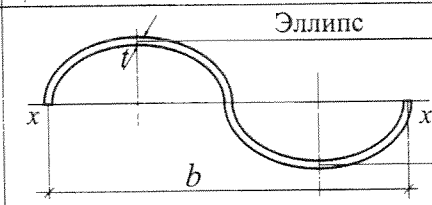
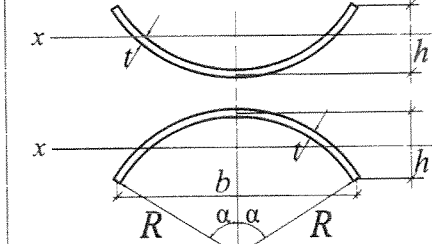
Приложение 5

Вспомогательные данные для расчета оболочек,
имеющих поперечное сечение кругового очертания

 Расстояние от низа сечения до центра тяжести: $y_0 = \mu R$ Момент инерции сечения: $J_x = \beta 2R^3 t$						
Геометрические параметры оболочки и коэффициенты μ, β в зависимости от h/b						
h/b	R	S	μ	β	φ	$\text{ctg } \varphi$
0,125 (1/8)	1,06 b	1,04 b	0,08	0,0006	28,0°	1,88
0,142 (1/7)	0,96 b	1,06 b	0,10	0,0012	31,5°	1,63
0,167 (1/6)	0,83 b	1,07 b	0,14	0,0027	37,0°	1,30
0,200 (1/5)	0,72 b	1,11 b	0,19	0,0056	44,0°	1,02
0,225	0,67 b	1,13 b	0,23	0,0080	48,5°	0,88
0,250 (1/4)	0,62 b	1,16 b	0,26	0,0130	53,0°	0,75
0,275	0,59 b	1,19 b	0,31	0,0190	58,0°	0,62
0,300	0,56 b	1,21 b	0,35	0,0250	62,0°	0,53
0,333 (1/3)	0,54 b	1,27 b	0,40	0,0360	67,5°	0,41
0,400	0,51 b	1,38 b	0,50	0,0650	77,5°	0,22
0,500	0,50 b	1,57 b	0,65	0,1500	90,0°	0,00

Приложение 6

Геометрия волнистых и складчатых профилей

№	Тип сечения	Площадь сечения A	Момент инерции сечения J_x
1		$\pi h t$	$\frac{\pi h^3 t}{8}$
2		$2 l t$	$\frac{t l h^2}{6}$
3		$2(a+l)t$	$t h^2 (\frac{l}{6} + \frac{a}{2})$
4		$\frac{2 b t}{\pi} (\frac{2}{\pi} c + 1)$ $c = \sqrt{1 + (\frac{\pi h^2}{b})}$	$\frac{b t h^2}{9 \pi} (3 + \frac{2}{\pi} c)$
5		$\frac{\pi}{3} (b+h) t$	$\frac{\pi}{64} (3b+h) h^2 t$
6		$2 \alpha R t$, где $R = \frac{b^2}{8h} + \frac{h}{2}$; $\sin \alpha = \frac{b}{2R}$	$\frac{t R^3}{2} (\varphi - \frac{4 \sin^2 \alpha}{\alpha})$, где $\varphi = 2 \alpha + \sin 2 \alpha$

Примечание: момент сопротивления $W_x = 2J_x/h$ (кроме схемы № 6).

ЛИТЕРАТУРА

1. *СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия.
2. *СНиП II-23-81**. Стальные конструкции.
3. *СНиП II-25-80*. Деревянные конструкции.
4. *СНиП 2.23.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
5. *Инженерные конструкции* / Под ред. В.В. Ермолова. — М., 1991.
6. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е.* Железобетонные конструкции. Общий курс. — М., 1991.
7. *Металлические конструкции* / Под ред. Е.И. Беленя. — М., 1985.
8. *Конструкции из дерева и пластмасс* / Под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слишкоухова. — М., 1986.
9. *Файбишенко В.К.* Металлические конструкции. — М., 1984.
10. *Смирнов В.А., Иванов С.А., Тихонов М.А.* Строительная механика. — М., 1984.
11. *Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Кн. I.* — М., 1972.
12. *Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий.* — М., 1979.
13. *Файбишенко В.К.* Большепролетные железобетонные конструкции. — М., 1981.
14. *Дыховичный Ю.А., Жуковский Э.З.* Пространственные составные конструкции. — М., 1989.
15. *Лебедева Н.В.* Железобетонные оболочки положительной кривизны на прямоугольном плане. Расчет и конструирование. — М., 1987.
16. *Лебедева Н.В.* Железобетонные оболочки отрицательной кривизны. Расчет и конструирование. — М., 1986.
17. *Лебедева Н.В.* Железобетонные купола. — М., 1988.
18. *Лебедева Н.В.* Железобетонные волнистые покрытия. Расчет и конструирование. — М., 1989.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	3
Основные буквенные обозначения	4
1. Фермы	5
2. Металлические и деревянные фермы	13
3. Железобетонные фермы	20
4. Арки. Металлические арки	24
5. Деревянные и железобетонные арки	30
6. Тонкостенные пространственные конструкции. Своды	35
7. Цилиндрические оболочки	48
8. Складки	57
9. Купола	64
10. Оболочки положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане	76
11. Оболочки отрицательной гауссовой кривизны	86
12. Пространственные составные конструкции	101
Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала	111
Приложение 1	113
Приложение 2	114
Приложение 3	115
Приложение 4	116
Приложение 5	117
Приложение 6	118
Литература	119

Учебное издание

Лебедева Нелли Валериевна

Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции

Редакторы *И.В. Попова, К.Б. Санкина*
Верстка *А.В. Алишников*

Подписано в печать 03.02.2006. Формат 70×100 1/16. Бумага офсетная.
Гарнитура Times. Печать офсетная. Усл. печ. л. 9,67. Уч.-изд. л. 10,2.
Тираж 2500 экз. Изд. № А-172. Заказ № 338

ООО Издательство «Архитектура-С»
107031, Москва, ул. Рождественка, 11
Отдел реализации (495) 928-51-64
E-mail: sankinall@mtu-net.ru

Отпечатано в ОАО «Калужская типография стандартов»,
248021, г. Калуга, ул. Московская, 256. Тел. (4842) 55-10-12

ISBN 5-9647-0084-5



9 785964 700845