

Вологодский государственный университет

И.С. Казакова

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ

Вологда 2017

УДК 624.014
ББК 38.54-02
К14

Рецензенты:

Кандидат технических наук, доцент кафедры Строительства Череповецкого государственного университета **В.Н. Ворожбянов**

Кандидат технических наук, доцент кафедры "Здания и сооружения на транспорте" Российской Открытой Академии транспорта Московского государственного университета путей сообщения императора Николая II **Е.К. Салатов**

Казакова И.С. Пространственные металлические конструкции покрытий зданий: Учебное пособие – Вологда: ВоГУ, 2017. - 120 с.

В учебном пособии приводятся конструктивные решения и методики расчета пространственных металлических конструкций покрытий зданий. Рассматриваются перекрестные фермы, структурные, сводчатые, купольные и висячие покрытия.

Пособие предназначено для студентов бакалавров направления подготовки 08.03.01 «Строительство» профиль подготовки «Промышленное и гражданское строительство», студентов специальности «Уникальные здания и сооружения» («Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений»), а также для инженерно-технических работников проектных организаций.

УДК 624.014
ББК 38.54-02

© ВоГУ, 2017
© Казакова И.С., 2017.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие по пространственным металлическим конструкциям покрытия дополнено и переработано с учетом новой нормативной литературы по расчету металлических конструкций и новых разработок в области пространственных покрытий по сравнению с ранее изданным в 2002 году. Оно предназначено для изучения дисциплины «Большепролетные конструкции» студентами бакалаврами направления подготовки 08.03.01 «Строительство» профиль подготовки «Промышленное и гражданское строительство» и дисциплин «Нормативная база при проектировании высотных зданий и сооружений» и «Спецкурс по металлическим конструкциям» студентами специальности 08.05.01 «Уникальные здания и сооружения» («Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений»). Пособие может использоваться для практических занятий, в курсовом и дипломном проектировании. Оно написано в соответствии с рабочими программами курсов.

Пособие состоит из 5 глав.

Первая глава посвящена перекрестным фермам, приводится их конструирование и расчет.

Во второй главе рассматриваются вопросы конструирования и расчеты структурных покрытий.

В третьей главе говорится о сводчатых покрытиях. В ней содержатся материалы по формообразованию сводчатых покрытий, рассмотрены вопросы конструирования узлов. Приведена методика расчета.

В четвертой главе представлены купольные покрытия. Приведены принципы образования поверхности куполов, узловые соединения, методики расчета. Рассмотрены ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые купола.

Пятая глава посвящена висячим покрытиям. Представлены конструктивные решения однопоясных, двухпоясных покрытий, конструкции седловидных напряженных сеток и мембранных покрытий, методики расчета покрытий.

В конце каждой главы приведены вопросы для самоконтроля.

В приложении к пособию представлены справочные материалы для выполнения расчетов покрытий.

Основные буквенные обозначения приняты общими для всех глав и пояснены в тексте.

В пособии использован материал из учебников, учебных пособий, нормативной, справочной отечественной и зарубежной литературы. Дополнительную информацию по отдельным вопросам, рассмотренным не достаточно полно, можно найти в литературе, список которой приведен в конце пособия.

ВВЕДЕНИЕ

В пособии рассматриваются прогрессивные пространственные металлические конструкции, которые используются при проектировании гражданских зданий. Возможность перекрывать большие пролеты и работа несущих конструкций покрытий в трехмерном пространстве делает их экономичными с точки зрения расхода материалов. Разнообразие возможных форм придает зданиям архитектурную выразительность и индивидуальность. Однако в настоящее время недостаточно литературы, в которой были бы в логической последовательности изложены вопросы расчета пространственных конструкций покрытий.

В пособии рассматриваются перекрестные фермы, структурные, сводчатые, купольные и висячие покрытия. Материал проанализирован и систематизирован, приведен в логической последовательности. В начале каждой главы дается описание конструктивного решения покрытий, способы формообразования поверхностей, расчеты изложены в доступной форме, раскрывающей напряженное состояние всех несущих элементов и помогающей студенту рассчитать и законструировать основные типы конструкций. Имеются необходимые схемы, рисунки, таблицы. В конце каждой главы приведены вопросы для самоконтроля.

Предварительно перед работой с пособием необходимо изучить основной курс металлоконструкций, основные понятия и терминологию. Изложенный в пособии материал основан на действующих строительных нормах и правилах.

1. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПЕРЕКРЕСТНЫХ ФЕРМ

1.1 Общие положения

Покрытия из перекрестных ферм представляют собой пространственные конструкции, которые эффективно работают на восприятие неравномерных или сосредоточенных нагрузок. Покрытия образованы из плоских ферм, ориентированных перпендикулярно плоскости покрытия по двум, реже по трем направлениям. (рис.1.1). Элементы ферм соединены между собой в местах пересечения, что обеспечивает статическую работу всей системы как единого целого в виде пространственной плиты, опёртой на колонны по периметру.

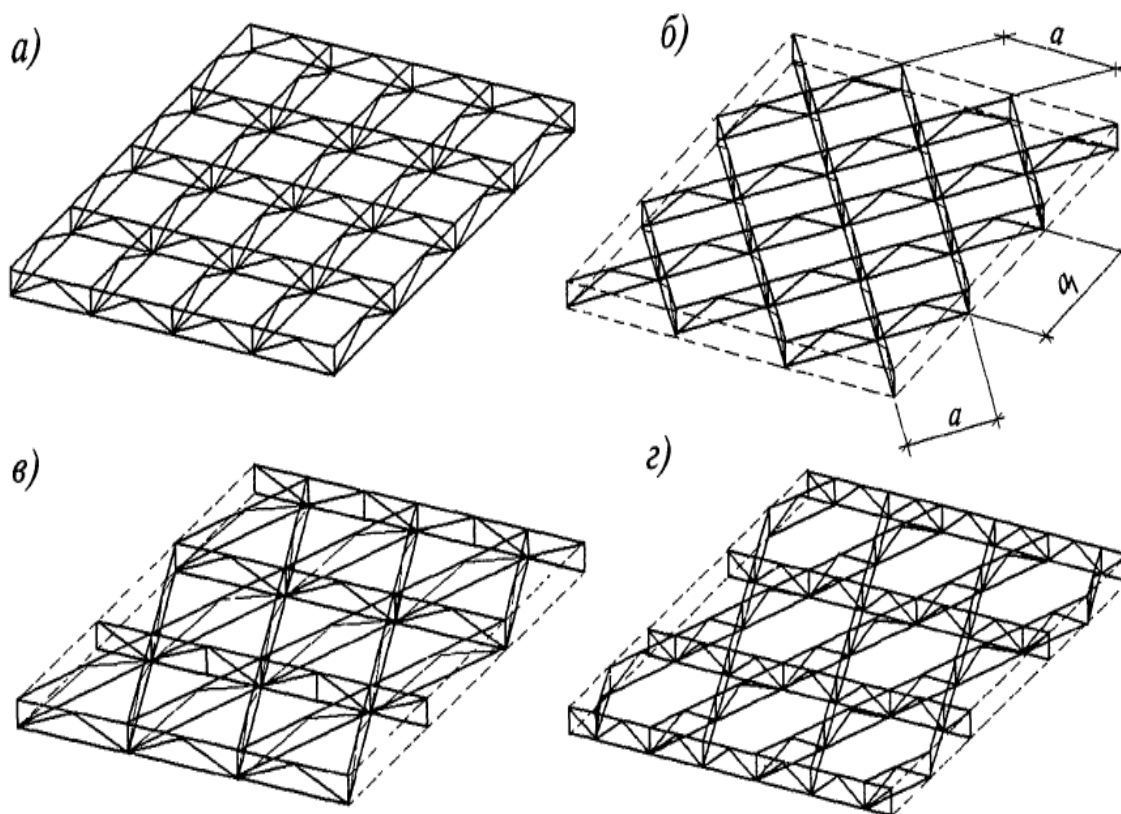


Рисунок 1.1 - Схемы покрытий из перекрестных ферм:

а, б — при расположении ферм в двух направлениях; в, г—то же, в трех направлениях

Пересечения плоских ферм между собой и соединение их с контурными элементами обеспечивает совместную деформацию элементов ферм в узле. Узлы проектируются жесткими без дополнительной податливости.

При прямоугольной или квадратной форме покрытия фермы обычно располагаются параллельно сторонам плана с равным шагом и при пересечении образуют регулярную сетчатую систему с прямоугольными или квадратными ячейками (рис.1.1,а,б; 1.2).

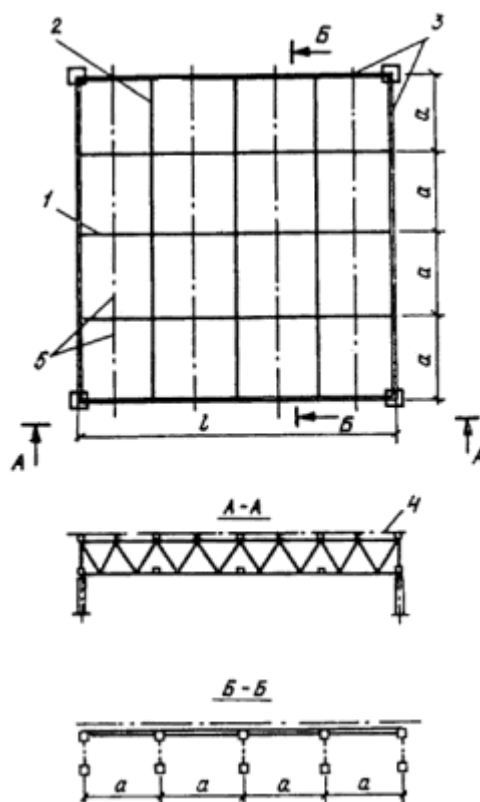


Рисунок 1.2 - Покрытие из перекрестных ферм: 1,2- основные элементы; 3- контурные элементы; 4- элементы ограждения ; 5 - прогоны

1.1.1. Конструирование покрытия из перекрестных ферм

Покрытия образуются из конструктивных элементов - ферм, прогонов и элементов, аналогичных входящим в состав покрытий из плоских элементов.

Металлические перекрёстные фермы проектируют с параллельными поясами, высотой $1/14 \dots 1/18L$. Сечения поясов и решетки принимаются открытого либо замкнутого профиля. Замкнутый профиль чаще применяется из тонкостенных гнутых профилей.

Крепление контурных ферм к колоннам и внутренних ферм к контурным осуществляется чаще с использованием нисходящего раскоса. Пересечение внутренних ферм между собой осуществляется в узлах. Внеузловое сопряжение ферм не рекомендуется.

Соединение ферм выполняется болтами нормальной точности, высокопрочными (фрикционными), сваркой или различными замковыми сочленениями.

Узлы пересечения могут быть заводскими или монтажными.

В покрытиях с фермами чаще используются пересечения в одном уровне. При этом монтажные стыки располагаются непосредственно в местах пересечения либо в других местах. При квадратных ячейках и расположении монтажных стыков в узлах пересечения отправочные марки внутренних ферм принимаются одинаковой длины, равной размеру ячеек.

В покрытиях с фермами из парных уголков узлы пересечения и примыкание к контуру решаются по типу примыкания плоских стропильных ферм к

подстропильным. Они выполняются на фасонках или фланцах. Перерезанные полки уголков компенсируют горизонтальными накладками, а стенки – вертикальными фасонками (рис. 1.3).

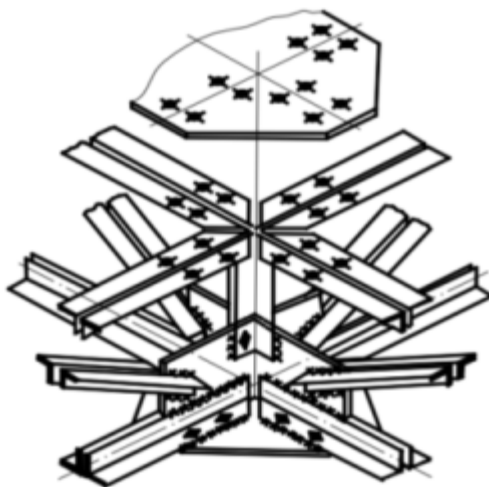
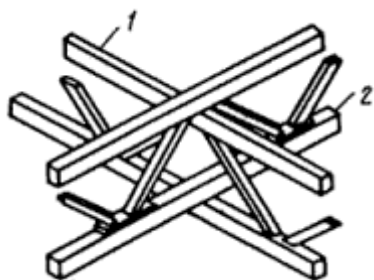


Рисунок 1.3 - Сопряжение перекрестных металлических ферм

Для ферм из прямоугольных и квадратных замкнутых тонкостенных профилей при поэтажном пересечении поясов может быть использовано решение (рис. 1.4,а), при котором фермы одного направления 1 имеют полную заводскую готовность, а фермы другого направления 2 поступают на монтаж с отсоединенными нижними поясами. При сборке блоков покрытия отсоединенный пояс ферм второго направления пропускается через решетку ферм первого направления и присоединяется к узлам верхней части ферм своего направления на болтах, работающих в основном на сдвиг (рис. 1.4,б).

а)



б)

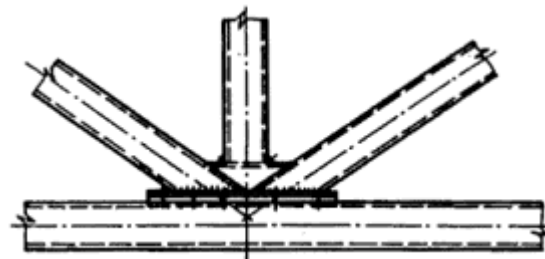


Рисунок 1.4 – а) узел пересечения ферм из прямоугольных замкнутых профилей:
1 - фермы полной заводской готовности; 2 - фермы с отсоединенным нижним поясом[4];
б) узел фермы с отсоединяющимся нижним поясом[4].

Перекрестные фермы опираются на колонны, расположенные по периметру, или на контурные элементы, расположенные на сплошных стенах, на рядах отдельных колонн или на колоннах по углам покрытия.

При опирании по углам эффективно использование покрытия с квадратной или прямоугольной разреженной сеткой колонн с шагом не менее 12 м.

Дополнительные прогоны в ферменных покрытиях принимаются сплошного сечения или со шпренгелем. Членение крупных ячеек прогонами увязы-

вается с ориентацией гофров профилированного настила. При перпендикулярной ориентации прогонов и гофров настила (см. рис.1.2) достигается наилучшее их использование для придания покрытию жесткости и неизменяемости в горизонтальной плоскости, развязки верхних поясов внутренних ферм и обеспечения работы профилированного настила на длине ячейки по двухпролетной схеме. Элементы ограждения участвуют в восприятии сдвигающих усилий, действующих на покрытие в горизонтальной плоскости, и их крепление к несущим элементам должно обеспечивать передачу этих усилий. Крепление настила осуществляется на самонарезающих болтах или дюбелях, устанавливаемых в каждой волне настила с шагом не менее 300 мм.

1.1.2 . Особенности перекрестных ферм типа «Пятигорск»

Перекрестные стальные фермы типа «Пятигорск» представляют собой пространственно-стержневые системы, состоящие из облегченных модулей (блоков) покрытий комплектной поставки. Фермы выполнены из гнутосварных профилей (ГСП) прямоугольного сечения, имеют треугольную решетку и бесфасоночные узлы (рис. 1.5). Габариты модулей изменяются в пределах 6×6...12×12 м. Это дает возможность перекрывать пролеты зданий до 60м.

Высота перекрестных ферм типа «Пятигорск» принимается равной 1/20 их пролета.

Результаты оптимизации размеров перекрестных ферм представлены в таблице 1.1. Верхний предел ряда перекрестных систем может быть ограничен несущей способностью максимальных размеров сечений замкнутых гнутосварных профилей.

Таблица 1.1. - Оптимальные размеры перекрываемых пролетов[3]

Сетка колонн, м	Оптимальное число ячеек, nхп	Оптимальные размеры ячеек, м
6х6	2х2	3х3
12х12	2х3-3х3	4х4...6х6
18х18	2х2-3х3	6х6...9х9
24х24	3х3-4х4	6х6...8х8
30х30	3х3-4х4	6х6...7,5х7,5
36х36	4х4-5х5	6х6...7,2х7,2
42х42	4х4-5х5	6х6...7х7
48х48	5х5-6х6	6х6...6,9х6,9
54х54	6х6-7х7	6х6...6,8х6,8
60х60	9х9-10х10	6х6...6,7х6,7

Схемы модулей перекрестных ферм типа «Пятигорск» приведены на рис.1.6. и 1.7. Покрытия могут быть без прогонов и с прогонами с ограждением из профилированных листов. Могут также применяться стальные или алюминиевые плоские листы - мембраны. При теплых кровлях по настилу или мембранам укладывается эффективный утеплитель с пароизоляцией и рулонным ковром.



Рисунок 1.5 - Общий вид покрытия из перекрестных ферм типа «Пятигорск» [3]

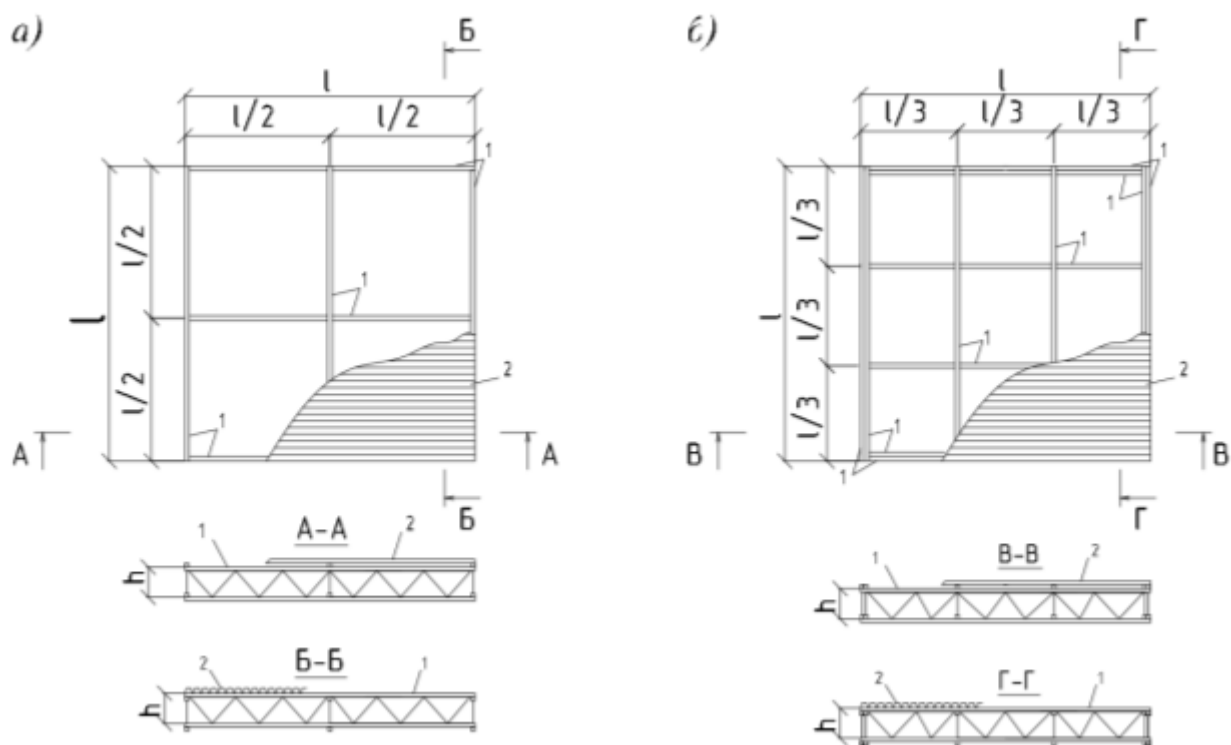


Рисунок 1.6 - Схемы модуля «Пятигорск» из перекрестных ферм при количестве ячеек 2×2 (а) и 3×3 (б): 1 – одиночные перекрестные фермы; 2 – элементы ограждения (профилированные листы) [3]

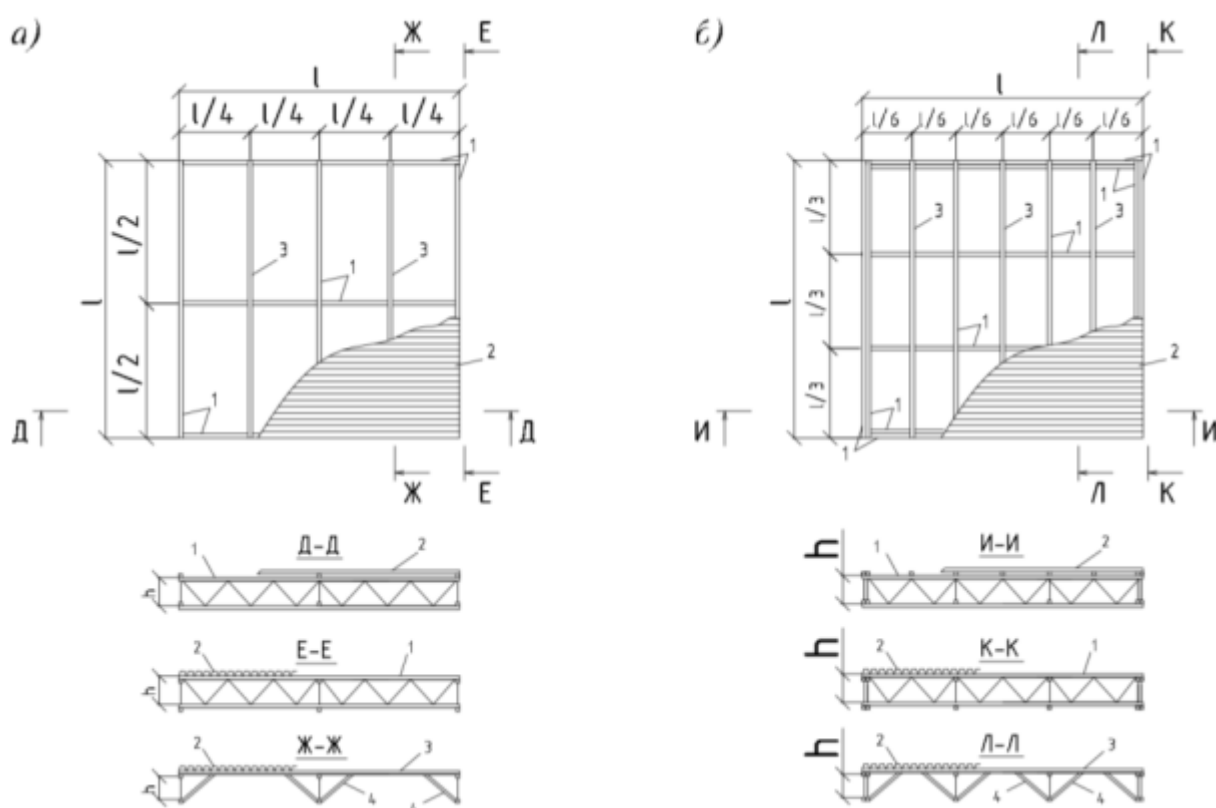


Рисунок 1.7 - Схемы модуля «Пятигорск» из перекрестных ферм с прогонами при количестве ячеек 2×2 (а) и 3×3 (б): 1 – одиночные перекрестные фермы; 2 – элементы ограждения (профилированные листы); 3 – прогоны; 4 – подкосные элементы [3]

Узлы пересечения перекрестных ферм типа «Пятигорск» решены в четырех вариантах (рис. 1.8): на гнутых фланцах с диафрагмами жесткости; на гнутых фланцах без диафрагм; с поэтажным расположением пересекающихся поясных элементов; на уголковых фасонках с листовыми накладками.

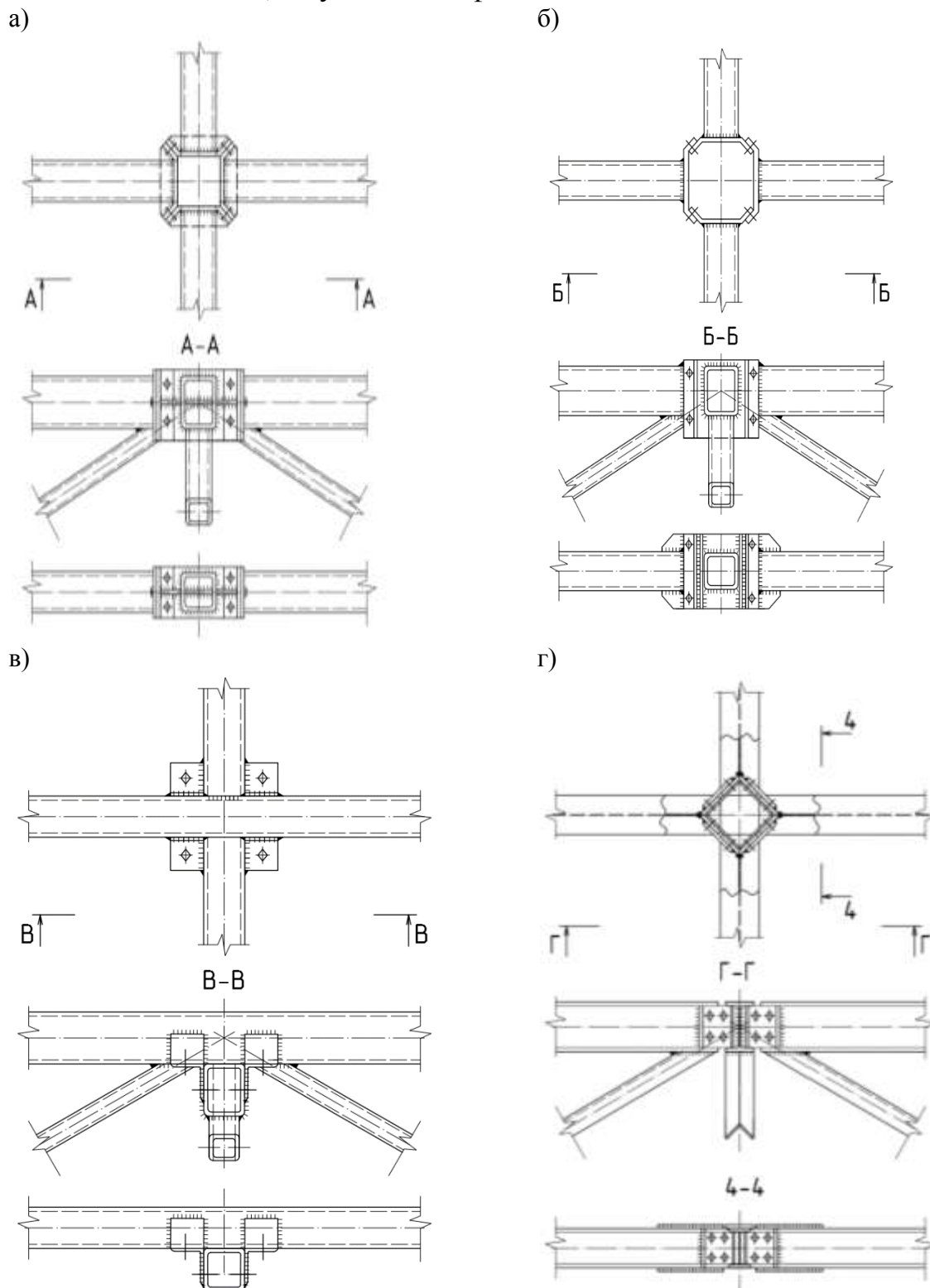


Рис. 1.8. Схемы узлов пересечения стальных перекрестных ферм в виде монтажных стыков: а – на гнутых фланцах с диафрагмами жесткости; б – на гнутых фланцах без элементов жесткости; в – с поэтажным расположением пересекающихся поясных элементов; г – на уголовых фасонках с листовыми накладками [3]

1.2. Расчет перекрестных ферм

1.2.1. Общие сведения.

Покрытия из перекрестных ферм при изгибе от внешней нагрузки в плоскости и из плоскости являются статически неопределимыми системами. Расчет их выполняется с помощью ЭВМ как упругой стержневой системы с использованием стандартных программ. Соединения в узлах принимаются шарнирными и, как правило, недеформируемыми. Возможную податливость соединений следует учитывать в расчете.

Приближенные способы расчета перекрестных ферм, как системы, состоящей из неразрезных элементов на упруго оседающих опорах, основываются на следующих предположениях:

- 1) покрытие условно разбивается на две системы перпендикулярных элементов (рис. 1.9). При этом если элементы одного из направлений обладают большей жесткостью, то они считаются основными, например, элементы большей длины при прямоугольной форме плана (см. рис. 1.5). Тогда элементы перпендикулярного направления считаются дополнительными. В покрытиях с элементами равной жесткости основными могут быть приняты элементы любого направления;

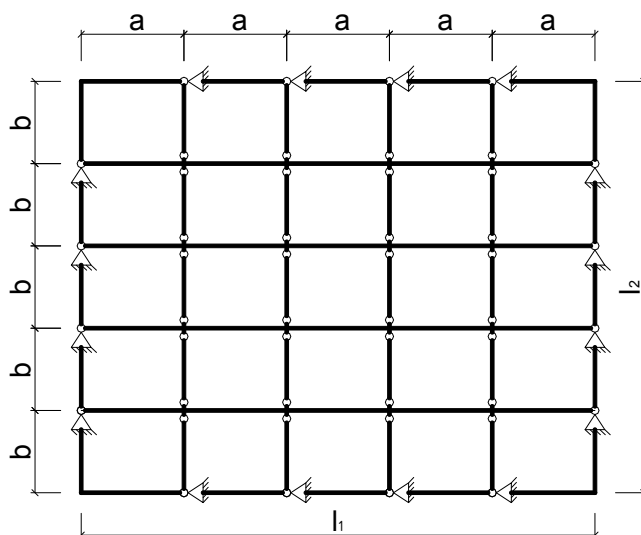


Рисунок 1.9 - Разбивка покрытия на основные и дополнительные фермы

- 2) в основной расчетной системе, в местах пересечения основных элементов с дополнительными, предполагаются условные шарниры; основные элементы (неразрезные) являются упругими опорами для дополнительных (см. рис. 1.9). Влияние кручения на работу элементов не учитывается;
- 3) изгибающие моменты в месте условных шарниров определяются исходя из равенства нулю углов поворота на концах дополнительных элементов.

Для квадратных покрытий, у которых внутренние элементы одинаковой жесткости при пересечении образуют регулярную квадратную сетку с числом ячеек на стороне от 4 до 6, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой

кой и имеющих сплошное опирание по контуру (рис. 1.10), усилия во внутренних основных элементах рекомендуется определять по формулам:

- максимальный изгибающий момент

$$M = \alpha \cdot g \cdot a \cdot l^2, \quad (1.1)$$

- нагрузка на 1 м длины балки

$$q = \beta \cdot g \cdot a, \quad (1.2)$$

где α, β - коэффициенты, определяемые по табл. 1.2;

g - интенсивность нагрузки на 1 м² покрытия;

l - сторона покрытия, м;

$a = \frac{l}{n}$ - размер ячейки, м;

n - число ячеек на стороне покрытия.

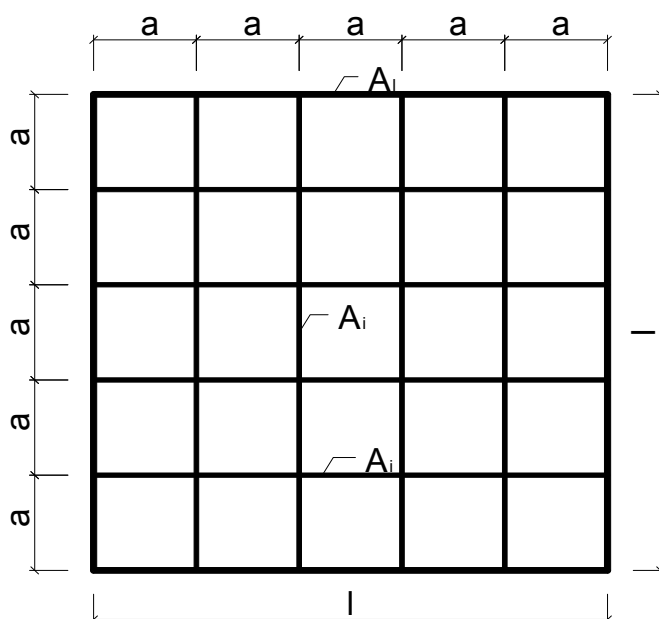


Рисунок 1.10 - Квадратное покрытие из перекрестных элементов с регулярной квадратной сеткой

Таблица 1.2 [4]

Число ячеек на стороне покрытия	Коэффициенты	Значения коэффициентов (увеличенные в 10 ⁴ раз) для внутренних элементов, находящихся от ближайшего параллельного контурного элемента на расстоянии		
		a	$2a$	$3a$
4	α	520	703	520
	β	4150	5620	4150
5	α	395	686	686
	β	3160	5550	5550
6	α	366	654	794
	β	2930	5230	6350

1.2.2 Определение постоянной нагрузки

Постоянная нагрузка на покрытие складывается из нагрузок от массы кровли, прогонов, стропильных ферм и связей.

Нагрузка от массы кровли определяется конструкцией кровли, плотностью материалов и толщиной слоев и находится суммированием нагрузки от массы ее элементов. Сбор нагрузки от массы отдельных слоев кровли на 1 м^2 покрытия выполняется в табличной форме (см. табл. 1.3).

Нагрузка от собственной массы стальных несущих конструкций покрытия (перекрестных ферм, прогонов, связей) определяется либо по приближенными формулами, либо по данным проектов аналогичных сооружений. При выполнении курсового проекта (работы) нормативную нагрузку от собственной массы стальных конструкций покрытия можно принимать по таблице приложения (см. табл. П. 1).

Таблица 1.3 - Определение постоянной нагрузки на покрытие

Состав нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1. Гидроизоляционный ковер из стекло-изола по ТУ 5774-004-00289973-96	0,120	1,3	0,156
2. Утеплитель ROCKWOOL РУФ БАТТС (ТУ 5762-005-45757203-99) $t=140$ мм, $\rho=160$ кг/м^3 $t \cdot \rho=140 \cdot (10^{-3}) 160 \cdot (10^{-2})$	0,224	1,2	0,269
3. Пароизоляционная пленка	0,040	1,2	0,048
4. Стальной профилированный настил Н75-750-0,8 (см. табл. П.2) при расчетной нагрузке $(\sum_{i=1}^3 g_i + S)=$ $= (0,156+0,269+0,048)+S$, кН/м^2 Значение S см. формулу (1.4)	0,112	1,05	0,118
5. Прогоны (см. табл. П.3)	0,081	1,05	0,085
6. Перекрестные фермы	0,220	1,05	0,231
7. Связи	0,040	1,05	0,042
Итого:	$g_n^{\text{II}} = 0,837$		$g^{\text{II}} = 0,94\zeta$

Примечание: *Нормативная нагрузка от массы перекрестных ферм при пролетах 24 – 60 м принимается 150 – 350 Н/м^2 . Меньшие значения принимают при пролетах зданий 24-36м для снеговых районов I...III; большие – при пролетах 36м для снеговых районов IV...VI или при пролетах 42...60м.

1.2.3 Определение снеговой нагрузки

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (1.3)$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п.10.5-п.10.9 [2];

Для пологих (с уклонами до 12 % или с $f/l \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий, проектируемых на местности типов А или В и имеющих характерный размер в плане l_c не более 100 м (см. схемы Б.1, Б.2, Б.5 и Б.6 приложения Б), следует установить коэффициент сноса снега, принимаемый по формуле:

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c), \text{ но не менее } 0,5,$$

где k – принимается по таблице 11.2 [2] для типов местности А или В (см. 11.1.6);

$l_c = 2b - \frac{b^2}{l}$ – характерный размер покрытия, принимаемый не более 100 м;

b – наименьший размер покрытия в плане;

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п.10.10 [2].

В курсовом проекте (работе) принять $c_t = 1,0$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (по Приложению Б [2]).

При $\alpha \leq 30^\circ$ $\mu=1$, при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu=0$ (здесь α – угол наклона кровли к горизонтали). Для промежуточных значений α μ определяется интерполяцией.

S_g – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, (по табл. 10.1 [2]) в зависимости от снегового района для территории РФ.

Расчетное значение:

$$S = \gamma_f \cdot S_0 \quad (1.4)$$

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f следует принимать равным 1,4.

Для двускатных покрытий с углом наклона кровли $15^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ дополнительно рассматривается несимметричное загрузке снеговой нагрузкой с коэффициентами 0,75 μ и 1,25 μ на половинах пролета по схеме Б1 прил. Б [2].

1.2.4 Определение равномерно-распределенной нагрузки на покрытие

Нормативная равномерно-распределенная нагрузка на покрытие:

$$g_n = g_n^{\Pi} + S_0, \quad (1.5)$$

где g_n^{Π} – нормативная постоянная равномерно-распределенная нагрузка от покрытия (из таблицы 1.2);

S_0 – нормативная снеговая равномерно-распределенная нагрузка на покрытие, определяется по формуле (1.3).

Расчетная равномерно-распределенная нагрузка на покрытие:

$$g = g^{\Pi} + S \quad (1.6)$$

где g^{Π} – постоянная равномерно-распределенная нагрузка от покрытия (из таблицы 1.2);

S - снеговая равномерно-распределенная нагрузка на покрытие, определяется по формуле (1.4).

1.2.5. Определение усилий в поясах перекрестных ферм

Для определения усилий в верхних и нижних поясах ферм используется выражение:

$$N = \pm \frac{M}{h} \quad (1.7)$$

где «+» - для растянутых поясов;

«-» - для сжатых поясов;

M - максимальный изгибающий момент в перекрестных фермах, определяется по формуле (1.1);

h - высота перекрестных ферм.

По усилиям производится подбор сечений сжатых и растянутых элементов перекрестных ферм, который выполняется аналогично обычным плоским фермам.

1.2.6. Подбор сечения растянутых стержней перекрестных ферм

1. Определение требуемой площади

$$A_{call} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (1.8)$$

где N – расчетное усилие в стержне;

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для труб или фасонного проката толщиной 4-10 мм по табл.В.3 и В.5 Прил.В [1].

γ_c – коэффициент условий работы по табл. 1.4.

Таблица 1.4 - Коэффициент γ_c (выборка из табл. 1 [1]).

Элементы фермы	Сечение стержней	
	Г	□
Пояса, опорные раскосы и опорные стойки:		
- сжатые		
- растянутые	0,95	1,00
Раскосы:	1,00	1,00
- сжатые		
- растянутые	0,8	1,00
Стойки:	1,00	1,00
- сжатые	0,8	1,00

2. Подбор сечения с $A \geq A_{call}$ по ГОСТ в зависимости от типа сечения (тип сечения элементов ферм по заданию на проектирование):

- ГОСТ Р 54157-2010 «Трубы стальные профильные для металлоконструкций»

- ГОСТ 30245-2003 Профили гнутые замкнутые сварные прямоугольные и квадратные.

- ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные.

3. Проверка сечения

- по гибкости:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda] = 400 \\ \lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \leq [\lambda] = 400 \end{aligned} \right\}, \quad (1.9)$$

где $[\lambda] = 400$ – предельная гибкость растянутых стержней при статической нагрузке по табл. 33 [1];

l_{efx}, l_{efy} – расчетные длины стержней в плоскости и из плоскости фермы;

i_x, i_y – радиусы инерции стержней относительно осей x-x и y-y (для сечения из 2-х парных уголков i_y принимается в зависимости от толщины фасонки).

- по прочности:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (1.10)$$

где A_n – площадь сечения стержня за вычетом ослаблений.

4. Результаты расчета внести в таблицу 10 Приложения .

1.2.7. Подбор сечения сжатых стержней

1. Задаются гибкостью λ

$\lambda = 80 - 100$ – пояса, опорные раскосы и стойки;

$\lambda = 100 - 120$ – прочие сжатые элементы решетки фермы.

2. Определяют $\varphi = f(\bar{\lambda})$ (табл. Д.1, прил.Д [1]) в зависимости от типов сечений по табл. 7[1]. В курсовом проекте(работе) к типу сечения «а» относятся сечения из замкнутых гнутосварных профилей; к типу сечения «с» - сечения из прокатных уголков, соединенных в тавр.

Здесь $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ - условная гибкость стержня;

$E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости стали.

3. Определение требуемой площади

$$A_{call} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (1.11)$$

где γ_c – по табл. 1.4.

4. Определение требуемых радиусов инерции

$$\left. \begin{aligned} i_{x,call} &= \frac{l_{efx}}{\lambda} \\ i_{y,call} &= \frac{l_{efy}}{\lambda} \end{aligned} \right\}. \quad (1.12)$$

5. Подбор сечения по A_{call} , $i_{x,call}$, $i_{y,call}$ по ГОСТ в зависимости от типа сечения.

6. Проверка сечения на устойчивость:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_{efy}}{i_y} \leq [\lambda] \end{aligned} \right\}, \quad (1.13)$$

$[\lambda] = 180 - 60\alpha$ – предельная гибкость для сжатых поясов, опорных раскосов и стоек;

$[\lambda] = 210 - 60\alpha$ – предельная гибкость для прочих сжатых элементов решетки,

где $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}$, но не менее 0,5. (1.14)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (1.15)$$

где $\varphi_{\min} = f(\bar{\lambda}_{\max})$ по табл. Д.1, прил. Д [1];

здесь $\bar{\lambda}_{\max}$ – максимальная условная гибкость из λ_x и λ_y .

7. Результаты расчета внести в таблицу 10 Приложения.

1.3. Вопросы для самоконтроля

1. Способы образования перекрестных плит.
2. Особенности образования перекрестных ферм типа «Пятигорск»
3. Перечислить основные геометрические параметры перекрестных ферм. Как они принимаются.
4. Привести вариант устройства кровли по прогонам на покрытие из перекрестных ферм.
5. Изобразить узлы перекрестных ферм (болтовые, сварные).
6. В чем заключается приближенный метод расчета перекрестных ферм.
7. Подбор сечений сжатых и растянутых элементов перекрестных ферм.

2. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТЕРЖНЕВЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1 Общие положения

В современной строительной практике наиболее часто применяются структурные пространственные плиты, образованные из «кристаллов» типа пентаэдр (рис. 2.1, 2.2,а) или тетраэдр (рис.2.2, б).

В первом случае – это ортогональные сетки с квадратной ячейкой со стороной «а», во втором – сетки с треугольной ячейкой из равносторонних треугольников со стороной «а».

Очертание плана, перекрываемого структурной плитой, должно отвечать геометрии построения структуры. При использовании «пентаэдров» план должен быть составлен из квадратов или прямоугольников, геометрические размеры которых необходимо делать кратными размеру поясной ячейки. При использовании «тетраэдров» очертание плана может быть в виде треугольника, шестиугольника, трапеции или фигуры, составленной из них.

При проектировании следует учитывать, что из-за смещения в горизонтальной плоскости верхних и нижних сеток относительно друг друга, кромки структурной плиты не вертикальны.



Рисунок 2.1 - Структурное покрытие концертного зала в г.Сочи [20].

Наибольшая эффективность структурной плиты с точки зрения пространственной работы обеспечивается при отношении длинной и короткой стороны $\frac{l_g; l'_g}{l_k; l'_k} = 1 \div 1,2$ (рис.2.3). Если отношение превышает 1,2, применение структурной плиты лишено смысла.

2.1.1. Опирание структурных плит

Варианты опирания стержневых структурных плит представлены на рис. 2.2.

По экономическим соображениям наиболее целесообразно опирание плит по контуру (рис. 2.3, а). Расстояние «с» между опорами принимается кратным размеру ячейки поясных сеток «а». При отношении $\frac{\ell_k; \ell_g}{c} \geq 5 \div 6$ опирание по контуру можно считать непрерывным.

Дополнительный экономический эффект получается при внутриконтурном размещении опор (рис. 2.3, б). Размеры консольных свесов принимаются $d \leq \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \ell'_k$ и способствуют существенному перераспределению усилий в элементах структуры.

Только в угловых точках (рис. 2.3, в) опирание плиты наименее экономично, т. к. в этом случае, в основном, работают стержни структуры, расположенные в приконтурных зонах. Такая схема опирания может быть рекомендована только при $\ell_k, \ell_g \leq 18 \div 24$ м.

Более экономичным при точечном опирании является решение с консольными свесами (рис. 2.3, г). При свесах $d = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{5}\right) \ell'_k$ расстояния между опорами ℓ'_k, ℓ'_g могут достигать 30-36 м.

Улучшение условий работы плиты, опертой по угловым точкам, может быть достигнуто созданием дополнительных элементов опирания за счет развития структуры под или над плитой (рис. 2.4) в виде утолщений структурной плиты на участках между точками опирания.

Облегчение работы плиты при точечном опирании обеспечивается устройством в верхней части колонны стержневой капители (заменой стойки стержневой опорной пирамидой) (рис. 2.5).

При разреженном опирании по контуру с расстояниями $c \leq 12 \div 18$ м целесообразно устройство угловых консольных свесов для улучшения условий работы плиты (рис. 2.3, д).

При больших размерах плана (если стороны превышают 40-50 м) целесообразно кроме наружных вводить и систему внутренних опор. Если это не противоречит функциональным и архитектурным соображениям, то наилучшим решением будет схема с регулярным опиранием по наружным и внутренним опорным контурам.

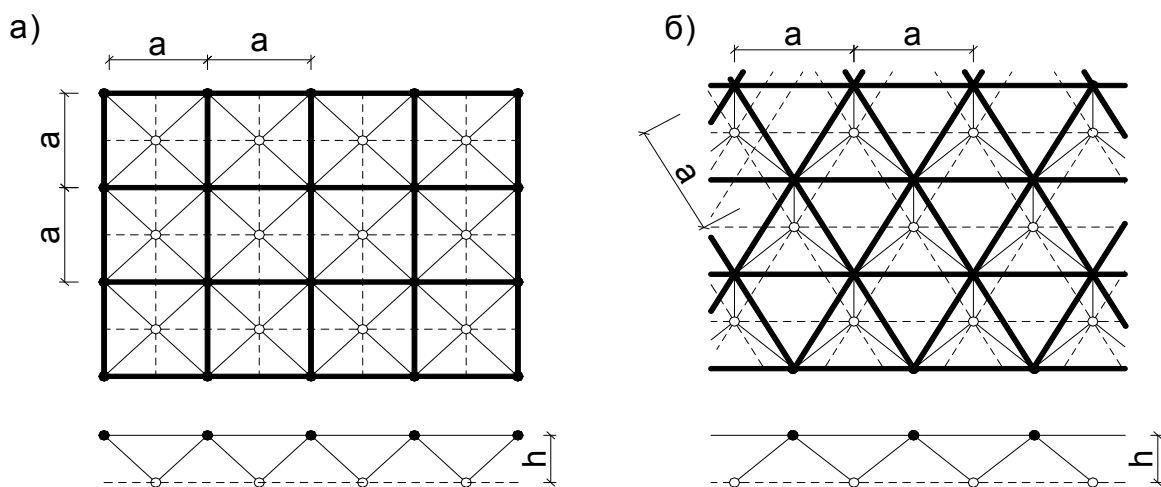
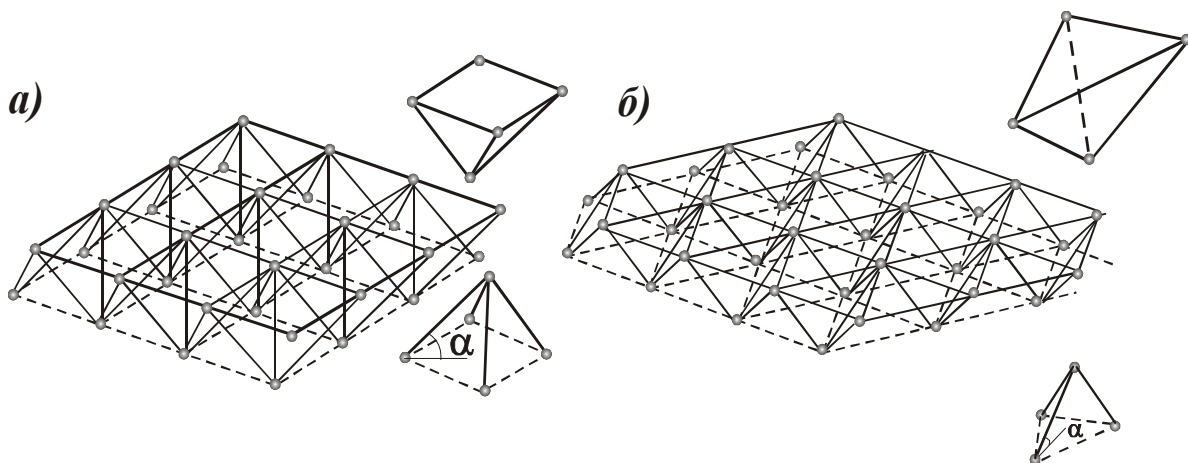


Рисунок 2.3 - Аксонометрические изображения и виды в плане стержневых структурных плит:

- а) из «кристаллов» типа пентаэдр (пирамида с квадратным основанием);
- б) из «кристаллов» типа тетраэдр (пирамида с треугольным основанием)

Внутренними опорными контурами плита разбивается на отсеки. Рассматривая каждый отсек как самостоятельную плиту, необходимо соблюдать оптимальные соотношения между сторонами опорных контуров $\left(\frac{\bar{l}_g}{\bar{l}_k} = 1 \div 1,2 \right)$.

По внутренним контурам плита может считаться неразрезной.

Возможно опирание плиты вдоль наружных контуров на колонны, отстоящие на большое расстояние друг друга (от 18 до 30 м), и в отдельных точках внутри контура (рис. 2.3, ж). Дополнительный экономический эффект получается при наличии консольного свеса плиты за наружный опорный контур. При расстоянии между точками опирания 30 м и более вводятся дополнительные элементы, образующие утолщения плиты между точками опирания (рис. 2.4, а, б), выполняется развитие точечной опоры путем образования стержневой капители или стойка заменяется стержневой пирамидой (рис.2.4, в, г).

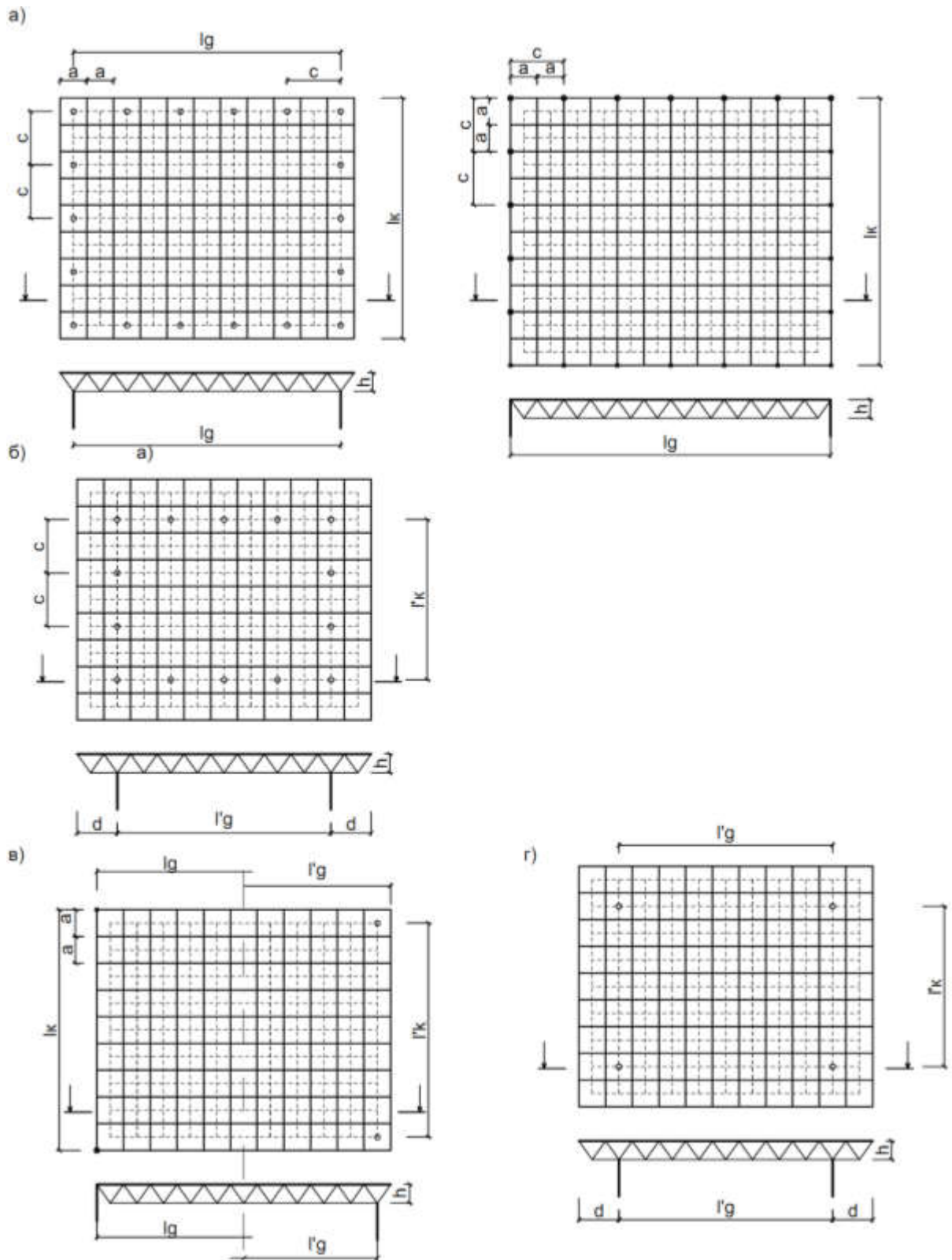


Рисунок 2.3 - Возможные схемы опирания стержневой структурной плиты на колонны:
а) непрерывное по контуру; б) непрерывное с консолями; в,
г) точечное без консолей и с консолями

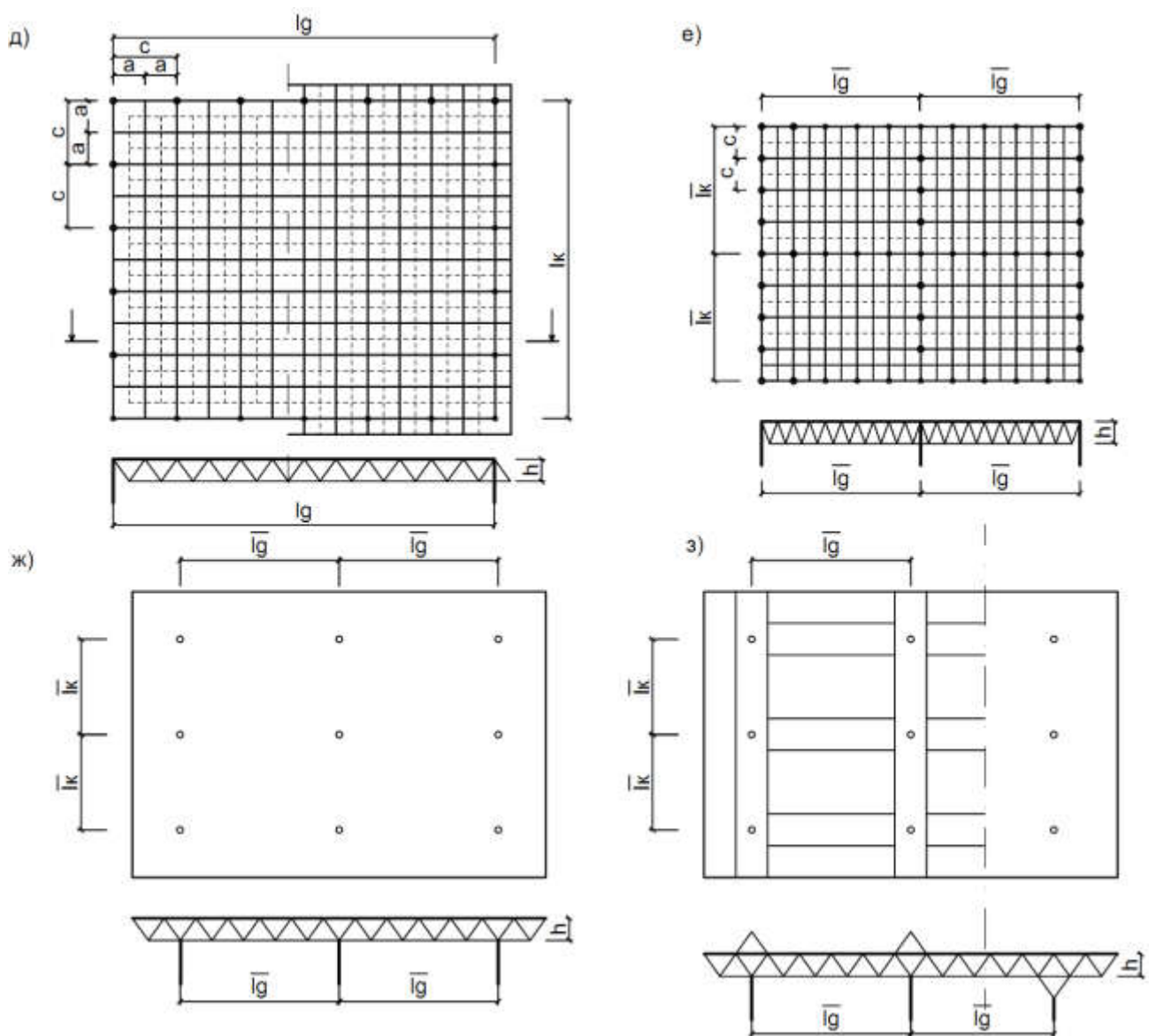


Рисунок 2.3 -Окончание

- д) непрерывной по контуру со свесом углов; е) схемы с внутриконтурным опиранием;
ж, з) схемы с внутриконтурным опиранием

Для формирования архитектурного образа здания или сооружения можно использовать комбинированную схему опирания структурной плиты, вводя дополнительные конструктивные элементы арочного или висячего типа (рис. 2.5).

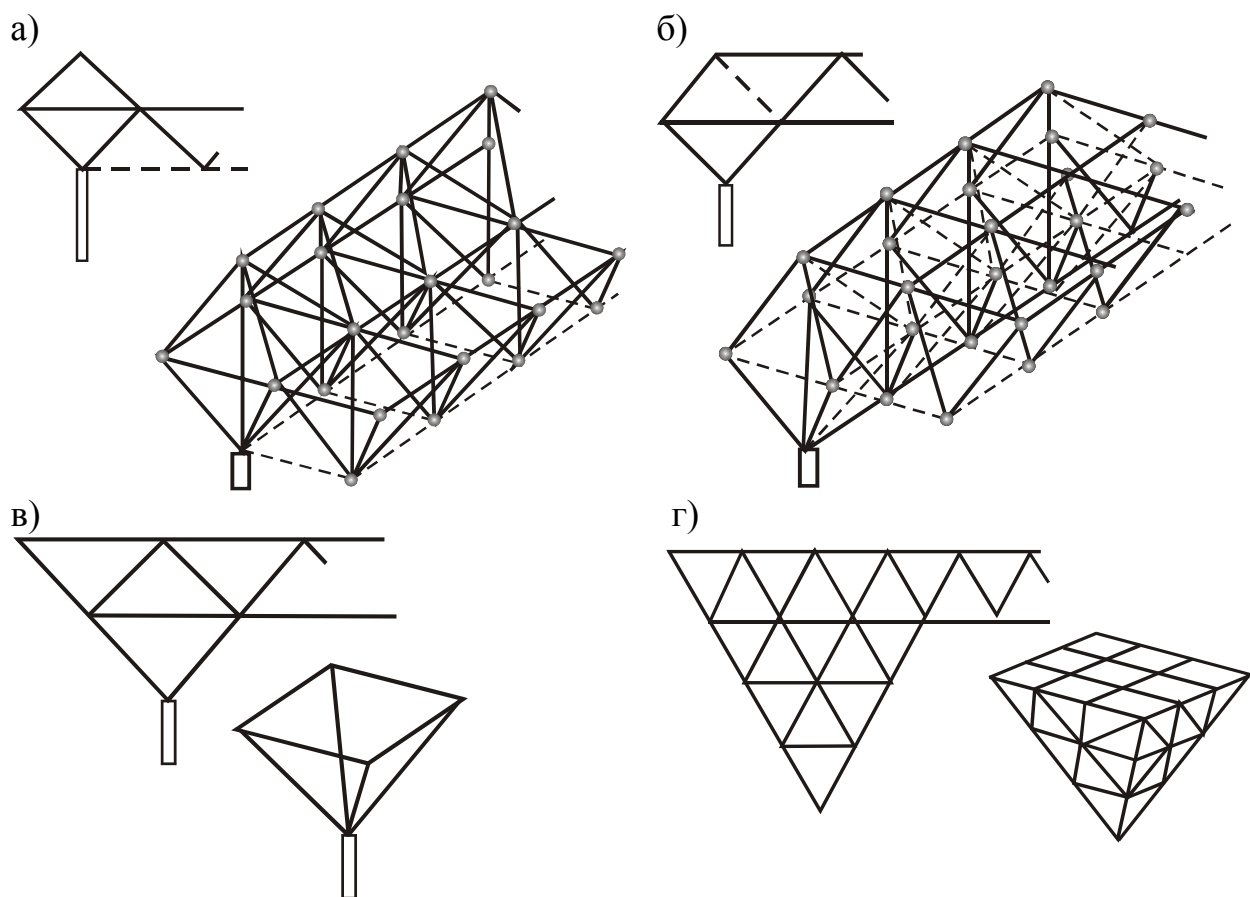


Рисунок 2.4. Опираие структурной плиты.

Утолщение структурной плиты по линии опирания:

а) – «наращиванием» плиты сверху; б) – «наращиванием» плиты снизу

Развитие точечной опоры:

в) образование стержневой капители; г) замена стойки стержневой пирамидой.

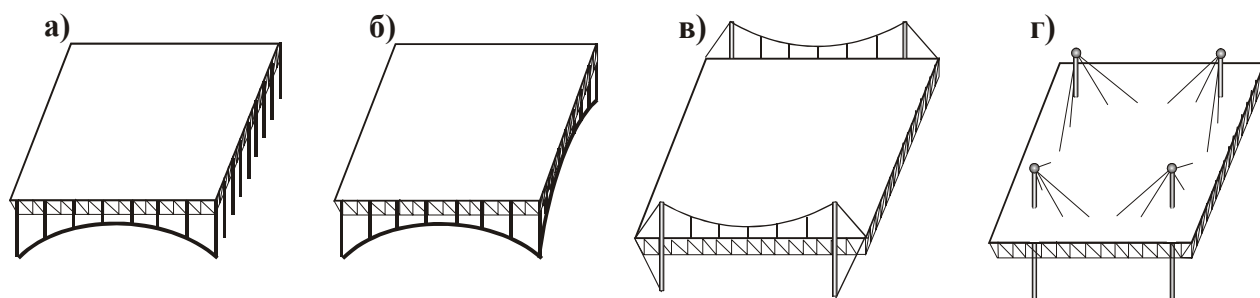


Рисунок 2.5 - Примеры комбинированных схем опирания:

а), б) - применение арок в качестве дополнительных опор;

в, г) – применение висячих систем в качестве дополнительных опор.

2.1.2. Основные геометрические параметры структурной плиты

При архитектурном проектировании с использованием структурных плит необходимо учитывать специфику их образования и принимать очертание плана, отвечающее геометрии построения структуры.

Структурные плиты, обладая архитектурной выразительностью и привлекательностью, позволяют перекрывать большепролетные сооружения с

различными формами покрытий: плоские покрытия (рис.2.1), оболочки(рис. 2.6,а,б), купола(рис.2.6,в).

В покрытии ледового катка в г. Гомель (Белоруссия,2007г.) применена комбинированная структурная оболочка в поперечном разрезе близкая по очертанию к синусоиде (рис. 2.6, а). Пространственная криволинейная структура из тонкостенных трубчатых профилей использована в покрытии летнего амфитеатра в Витебске(Белоруссия, 2007г.) (рис.2.6,б). Купольное структурное покрытие запроектировано в покрытии футбольного стадиона Донбасс Арена (Украина, 2009г.)(рис.2.6,в).

Геометрические параметры плоских структурных плит приведены в табл. 2.1.

а)



б)



в)



Рисунок 2.6.Криволинейные покрытия сооружений с использованием структурных плит:

- а) Л е д о в ы й к а т о к в г . Г о м е л ь (Б е л о р у с с и я , 2007) [21];
- б) Л е т н и й а м ф и т е а т р в В и т е б с к е (Б е л о р у с с и я , 2007г.) [22];
- в) Ф у т б о л ь н ы й с т а д и о н Д о н б а с с А р е н а (Д о н е ц к , У к р а и н а , 2009) [23].

2.1.3. Устройство кровли

По структурным плитам обычно устраивают облегченную кровлю. Несущим элементом кровли служит металлический профилированный настил по прогонам. В качестве прогонов используются прокатные швеллеры или двутавры (см. рис. 2.7). В покрытиях с плитами из прокатных профилей и в некоторых системах с поясами из замкнутых гнутых профилей прямоугольного сечения профилированный настил опирается непосредственно на верхний пояс (см. рис. 2.7 г).

В качестве утеплителя используют эффективные минераловатные плиты, по которым укладывают гидроизоляционный ковер.

Таблица 2.1

Геометрические параметры плоских структурных плит

Параметры	Способ образования структурной плиты			
	Из пентаэдров	Из тетраэдров		
	на квадратном или прямоугольном плане	на треугольном плане	на круглом плане	на шестиугольном плане
Высота • при непрерывном опирании по контуру (рис. 2, а, д, е)	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) \ell_k$	$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{19} \right) \ell$	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{22} \right) D_k$	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{22} \right) D_c$
• то же, с консолями (рис. 2, б, з)	$h = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{30} \right) \ell'_k$	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{22} \right) \ell$ где ℓ - сторона треугольного плана	$h = \left(\frac{1}{22} \div \frac{1}{26} \right) D_{\varphi_k}$ где D_k - диаметр окружности, проведенной через точки опорного контура	$h = \left(\frac{1}{22} \div \frac{1}{26} \right) D_c$ где D_c - диаметр окружности (ср. значение между диаметром описан. и вписан. окружн.)
• при точечном опирании по углам (рис. 2, в)	$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{18} \right) \ell_g$			
• при точечном опирании с консолями (рис. 2, г, ж)	$h = \left(\frac{1}{18} \div \frac{1}{20} \right) \ell'_g$			
Длина стержней	$a = \frac{h}{0,707 \operatorname{tg} \alpha}$ при $\alpha = 45^\circ$ $a = 1,41h$	$a = 1,225h$	$a = 1,225h$	$a = 1,225h$

Примечание: «а» принимается кратным 100 мм и назначается в пределах $1,2 \div 3$ м.

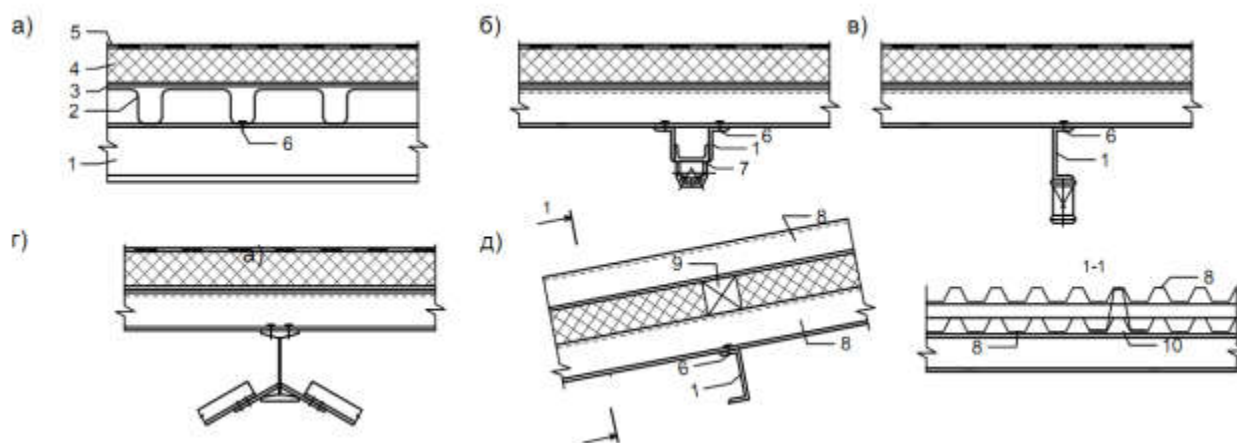


Рисунок 2.7 - Варианты теплой кровли по структурным плитам покрытий:
 а – общая конструкция кровли; б, в - варианты прогонов; г – беспрогонное устройство кровли (по плите ЦНИИСК); д – пример вентилируемой кровли; 1 – прогоны;
 2 – профилированный настил; 3 – рулонная пароизоляция; 4 – плитный утеплитель;
 5 – гидроизоляционный рулонный ковер; 6 – самонарезающие винты; 7 – опорный столик; 8 – профилированный алюминиевый лист; 9 – прогоны для опирания верхнего профилированного листа; 10 – вентилируемые воздушные прослойки

2.1.4. Узлы структурных плит

В настоящее время в мировой строительной практике насчитывается более 130 различных систем структурных плит, которые отличаются, прежде всего, конструкцией узла сопряжения стержней.

В нашей стране получили распространение лишь несколько систем. Узел структурной системы «Меро» (у нас в стране он несколько усовершенствован в Московском архитектурном институте и назван узлом «МАрХИ») состоит из литого сферического, полусферического либо многогранного элемента - коннектора с отверстиями для болтов по числу примыкающих стержней (рис. 2.8). Болт пропускают в отверстие плоской цилиндрической шайбы, приваренной к торцу трубы. Между торцами коннектора и шайбы размещается поводковая втулка со штифтовым фиксатором. Болт заворачивается в коннектор до обеспечения плотного касания между торцевыми поверхностями и втулкой.

Последнее усовершенствование конструкция узла «МАрХИ» структурного покрытия, защищенное патентом №2577339 RU [17], позволило повысить несущую способность соединения, снизить металлоемкость, трудоемкость изготовления и стоимость покрытия.

В узле «Октоплатт» (ФРГ) применяются шаровые вставки, к которым на монтаже привариваются стержни, обрезанные под прямым углом (рис. 2.9, а). Шар сваривается из двух штампованных половинок на подкладных кольцах.

Узел «Триодетик» (Канада) состоит из узлового цилиндра с прорезями специального профиля. Концы трубчатых стержней, сплюсненные и обработанные соответственно прорезям, вставляются в прорези и зажимаются круглыми шайбами и одним болтом (рис. 2.9, б).

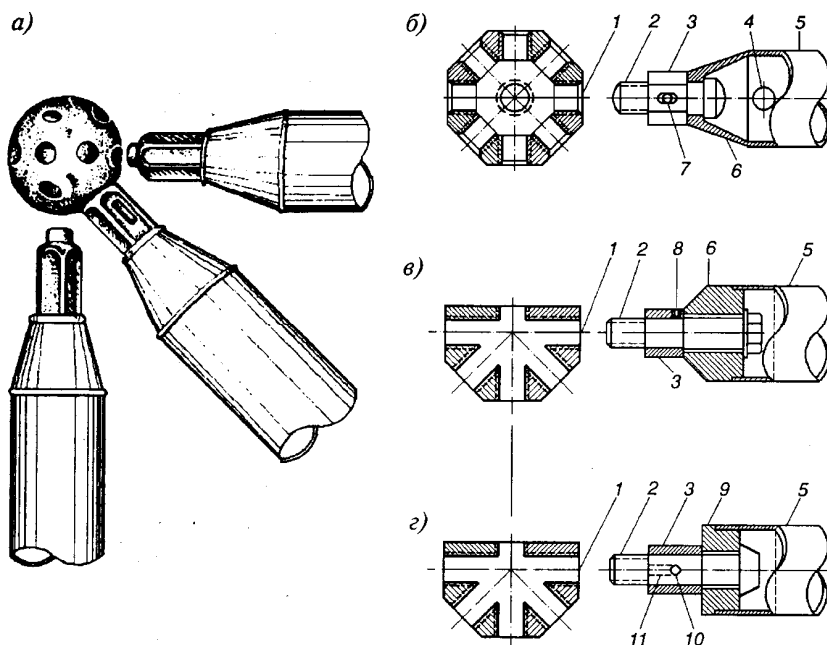


Рисунок 2.8 - Узловое соединение «Меро» и его модификации:

- а, б – общий вид узла, узловой элемент и детали стержня системы «Меро»;
 в, г – детали трубчатых элементов в соединениях систем «Веймар» и «МАрХИ»;
 1 – отверстие с внутренней резьбой; 2 – болт; 3 – поводковая гайка; 4 – монтажное отверстие; 5 – труба; 6 – оголовок трубы; 7 – ведущий палец; 8 – фиксатор; 9 – шайба;
 10 – штифт; 11 – прорезь в гайке

В узле структуры «Берлин» к сплюсненным концам трубчатых стержней привариваются клиновидные калиброванные наконечники, образующие при сборе в узел цилиндр с отверстием внутри (рис. 2.9, в). Торцы цилиндра закрывают стальными крышками с бортами по наружному контуру и стягивают в узле шпильками.

В узле системы «Дю Шато» (Франция) применяются узловые штампованные фасонки криволинейного очертания (рис. 2.9, г). В каждой из двух фасонки предусмотрены шесть полукруглых отверстий. Фасонки свариваются между собой по наружным линиям касания. Стержни из круглых труб, входящие в эти отверстия, обвариваются. Таким образом, создается сетка верхнего и нижнего поясов. Раскосы и стойки привариваются к наружным поверхностям криволинейных фасонки.

В узле «ЦНИИСК» (рис. 2.9, д) не предусмотрено никаких дополнительных элементов в узле и на концах стержней. Концы труб сплющивают и в раскосах обрезают под нужным углом. Стержни с помощью специальных фиксирующих приспособлений собираются в узел таким образом, что между торцами образуется пространство, которое заполняется расплавленным металлом, полученным при ванной сварке.

В системе «Юнистрэт» (США) используются штампованные фасонки (рис. 2.9, е). При штамповке создается восемь плоскостей (по числу примыкающих стержней). В плоскостях выполняют отверстия для крепления стержней из прокатных или гнутых профилей (уголков, тавров, швеллеров).

Уникальная металлическая структурная конструкция системы «БрГТУ» с узлами из полых шаров рассмотрена в работе [18].

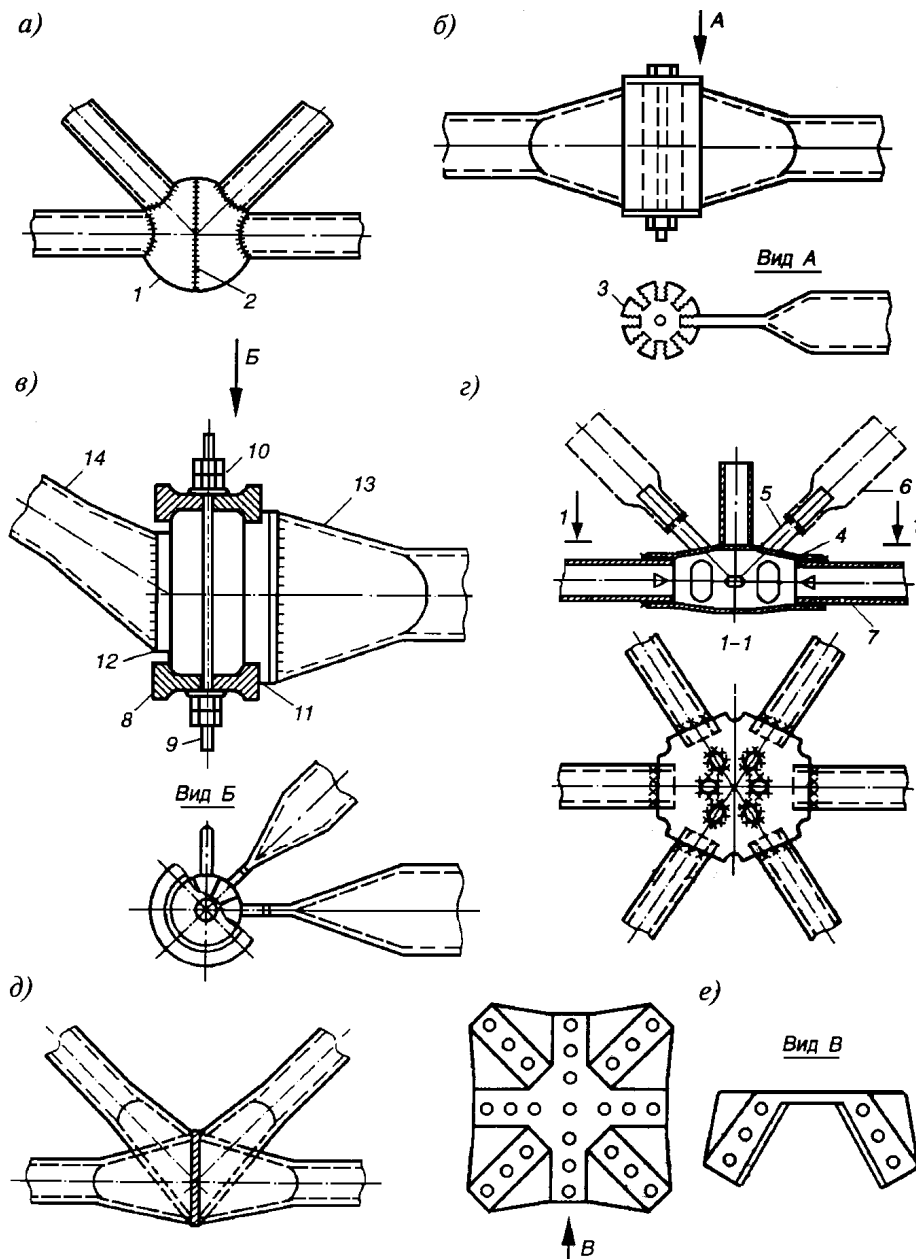


Рисунок 2.9 - Узлы различных структурных систем:
 а – «Октаплатт»; б – «Триодетик»; в – «Берлин»; г – «Дю Шато»; д – узел ЦНИИСК;
 е – «Юнистрэт»; 1 – шатровая вставка; 2 – сварной шов; 3 – фигурная прорезь;
 4 – крышка; 5 – круглый стержень; 6 – труба раскоса; 7 – труба нижнего пояса;
 8 – крышка; 9 – стяжной стержень; 10 – гайка с контргайкой; 11 – наконечник с приливом; 12 –
 то же, без прилива; 13 – стержень нижнего пояса (труба со сплюсненным концом);
 14 – труба раскоса

2.2. Расчет структурной плиты

2.2.1 Общие сведения

Стержневые структурные плиты представляют собой многократно статически неопределимые системы, точный расчет которых осуществляется по специальным программам на компьютере с учетом реальных условий опирания, геометрии структуры и вида загрузки.

Такие программы разработаны на основе метода конечного элемента. В пространственно-стержневой системе – это стержень, имеющий шарнирное сопряжение.

В действительности, в некоторых узлах наблюдается частичное защемление стержней, не исключена полностью и вероятность работы стержней с эксцентриситетом.

Использование современных программных комплексов для расчета структур позволяет учесть упругое защемление стержней, эксцентриситеты в узлах сопряжения и, при необходимости, податливость сопряжений, которая может вызвать перераспределение усилий в стержнях.

Для статического расчета и подбора сечений стержней структурных плит можно использовать универсальные программные комплексы типа «Лира», «Аврора», «Спринт», «Стаав-III».

В данном пособии рассматривается приближенный метод расчета. Ошибка при определении усилий в стержнях по этому методу не превышает 15-20%.

Приближенный расчет структурных плит предполагает схему двойного перехода: сначала от стержневой модели к континуальной модели сплошной плиты, в которой определяются внутренние усилия (изгибающие и крутящие моменты, поперечные силы в пределах ширины полоски, равной регулярному размеру кристалла), а затем от континуальной модели плиты снова делается переход к дискретной (стержневой) модели.

Учитывая соотношение размеров структурных плит, а также относительно небольшие размеры ячеек при большом общем количестве стержней, структурную плиту можно аппроксимировать эквивалентной по упругим характеристикам сплошной тонкой пластинкой.

Для определения характеристик плиты, эквивалентной по жесткости рассматриваемой структуре, коэффициента Пуассона и усилий в стержнях наиболее распространенных видов кристаллов при обратном переходе от усилий в плите к усилиям в элементах дискретной стержневой модели можно использовать формулы, приведенные в [5, 6].

Для наиболее распространенных систем структурных плит без большой погрешности в величине, определяемых приближенным расчетом усилий, можно использовать таблицы для расчета тонких пластин.

С помощью таблиц определяют усилия (изгибающие моменты, поперечные силы) в той или иной точке плиты для полоски единичной ширины, которые легко пересчитать на ширину ячейки регулярной структуры.

Расчетные формулы для пластины свободно опертой по контуру (рис. 2.9) под действием нагрузки, равномерно распределенной по всей поверхности имеют вид:

а) прогиб пластины в центре

$$f = \alpha_1 \frac{g_n l^4}{D} \quad (2.1)$$

где α_1 – коэффициент, принимаемый по табл.2.1;

g_n - нормативная равномерно-распределенная постоянная и снеговая нагрузка на плиту, определяется аналогично перекрестным фермам (см. формулу (1.5));

l - длина пластины, принимается равной длинной стороне плиты (по рис.2.10 $l = a$;

D - цилиндрическая жесткость плиты (см. формулу (2.9))

б) изгибающие моменты

$$M_x = \alpha_2 gl^2; M_y = \alpha_3 gl^2 \quad (2.2)$$

D

где α_2, α_3 - коэффициенты, принимаемые по табл.2.2;

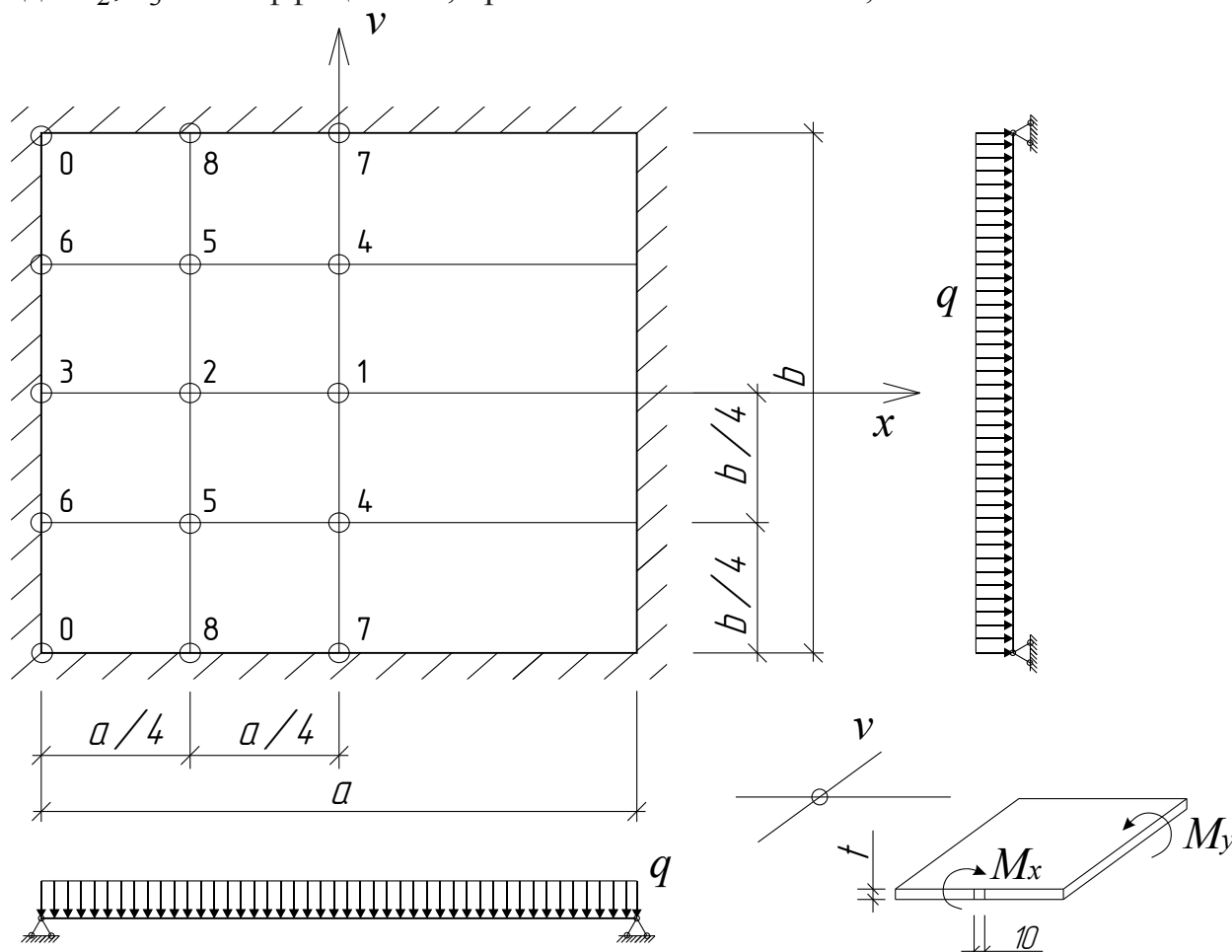


Рисунок 2.10 - Расчетная схема пластины с указанием точек, соответствующих данным таблиц [8].

в) поперечная сила

$$Q = \alpha_4 gl \quad (2.3)$$

г) опорные реакции на единицу длины опорных кромок

$$V = \alpha_5 gl \quad V_0 = \alpha_5 glb \quad (2.4)$$

где α_4, α_5 - коэффициенты, принимаемые по табл.2.3;

b - ширина пластины, принимается равной короткой стороне плиты.

Индексы при моментах означают направление, перпендикулярное соответствующей оси; V_0 – реакции, сосредоточенные в вершинах прямоугольного опорного контура пластины.

Таблица 2.1 - Значения коэффициента α_1

Соотношение сторон $\mu = b/a$	Значения α_1 для точек			
	1	2	4	5
0,50	0,01013	0,00725	0,00781	0,00560
0,60	0,00865	0,00618	0,00659	0,00472
0,70	0,00726	0,0520	0,00545	0,00395
0,80	0,00603	0,00435	0,00446	0,00325
0,90	0,00498	0,00363	0,00359	0,00264
1,00	0,00406	0,00295	0,00295	0,00217

Таблица 2.2 - Значения коэффициентов α_2 и α_3

$\mu = b/a$	Значения для точек							
	α_2				α_3			
	1	2	4	5	1	2	4	5
0,5	0,0994	0,0776	0,0775	0,0600	0,0335	0,0246	0,0357	0,0262
0,6	0,0860	0,0665	0,0681	0,0517	0,0380	0,0277	0,0372	0,0273
0,7	0,0730	0,0570	0,0550	0,0443	0,0422	0,0299	0,0379	0,0278
0,8	0,0617	0,0489	0,0456	0,0368	0,0427	0,0313	0,0375	0,0276
0,9	0,0516	0,0415	0,0380	0,0315	0,0435	0,0318	0,0365	0,0271
1,0	0,0429	0,0355	0,0316	0,0264	0,0429	0,0316	0,0355	0,0262

Таблица 2.3 - Значения коэффициентов α_4 , α_5 , α_6

$\mu = b/a$	Значения для точек								
	α_4				α_5				α_6
	7	8	3	6	7	8	3	6	0
0,5	0,370	0,303	0,465	0,412	0,526	0,437	0,512	0,474	0,0562
0,6	0,366	0,301	0,441	0,388	0,511	0,420	0,506	0,495	0,0646
0,7	0,362	0,296	0,415	0,357	0,496	0,408	0,494	0,444	0,0711
0,8	0,355	0,291	0,388	0,326	0,481	0,298	0,480	0,426	0,0760
0,9	0,348	0,285	0,363	0,304	0,461	0,394	0,460	0,409	0,0782
1,0	0,337	0,281	0,337	0,281	0,439	0,393	0,439	0,393	0,0788

Значения коэффициентов $\alpha_1 \dots \alpha_6$ в зависимости от соотношения сторон b/a приведены в табл.2.1 -2.3 для указанных на рис. 2.10. точек пластины (при $\nu = 1/6$).

2.2.2 Сбор нагрузок

Сбор постоянных нагрузок производится в табличной форме.

Таблица 2.4 - Расчет постоянной нагрузки на 1 м² покрытия

№	Состав покрытия	Нормативная нагрузка, H/m^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, H/m^2
1	3 слоя стеклоизола на битумной мастике	130	1,3	169
2	Пенопласт толщиной 60мм плотностью 60 кг/м ³ : 60x10x0,06	36	1,2	43
3	Оклеичная пароизоляция	30	1,3	39
4	Стальной профилированный настил Н60-782-08	109	1,05	114
5	Прогоны из стального прокатного швеллера №10	29	1,05	31
6	Стальная решетчатая плита	660*	1,05	693
7	Подвесная осветительная и акустическая аппаратура	30**	1,1	33
	Итого:	$g_n'' = 1024$		$g'' = 1291$

Примечание: *Нормативная нагрузка от массы самой плиты при пролетах 24 – 60 м принимается 300 – 700 H/m^2 .

**Нормативная нагрузка от осветительной и акустической аппаратуры 30 – 50 H/m^2 .

Определение снеговой нагрузки на 1 м² покрытия см. п.1.2.3 , расчетной равномерно-распределенной нагрузки на покрытие см. п.1.2.4.

Ветровая нагрузка учитывается только при угле наклона кровли $\alpha \geq 20^0$ по п. 6 [2].

2.2.3. Определение усилий в сечениях плиты с помощью справочных таблиц

Для квадратной структурной плиты с шагом сеток и длиной раскосов равными «а», у которой отсутствуют поясные диагонали, свободно опертой по контуру верхними узлами на стойки, расположенные с шагом «с», усилия в наиболее нагруженных стержнях поясных сеток и в раскосах можно определять по методике, предложенной в работах [6,7].

Поскольку система представляет собой две ортогональные группы перекрестных (наклонных) ферм и при отсутствии поясных диагоналей не сопротивляется кручению, то $D_t = 0$; $v=0$.

Для квадратной структурной плиты, свободно опертой по контуру на стойки и нагруженной равномерно распределенной расчетной нагрузкой g , приближенно табличные значения изгибающих моментов для полосы шириной 1 м в наиболее нагруженных стержнях поясных сеток определяются в центре (для точки 1 см. рис. 2.10)) по формуле:

$$M_{xt} = M_{yt} = \alpha_2 gl^2 \quad (2.5)$$

где α_2 – коэффициент, принимаемый по табл.2.2;

g - расчетная равномерно-распределенная нагрузка

l - пролет структурной плиты.

Корректировка значения изгибающего момента с учетом разницы между действительным ($\nu = 0$) и табличным ($\nu_1 = 1/6$) значениями коэффициента Пуассона выполняется по формуле

$$M_1 = \frac{1}{1-\nu_1^2} [(1-\nu\nu_1)M_{xt} + (1-\nu)M_{xt}], \quad (2.6)$$

где $M_2 = M_y$, если $M_1 = M_x$ и $M_2 = M_x$, если $M_1 = M_y$;

M_{xt} - значение момента, определенное с помощью таблицы моментов.

$$M_x = M_y = \frac{1}{1-0,15^2} [(1-0 \cdot 0,15)M_{xt} + (1-0)M_{xt}] = \frac{1}{1-0,15^2} 2M_{xt} = 2,04M_{xt} \quad (2.7)$$

Для полосы шириной « a » (здесь « a » размер поясной сетки) значение расчетного изгибающего момента будет:

$$M = aM_x, \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (2.8)$$

Приближенные значения расчетных продольных усилий в стержнях поясных сеток найдем делением изгибающего момента на высоту плиты:

$$N = \pm \frac{M}{h} \quad (2.9)$$

где «+» - при определении усилия N в растянутом стержне;

«-» - при определении усилия N в сжатом стержне ;

M - изгибающий момент в поясной сетке;

h - высота структурной плиты, определяется $a/\cos 45^\circ$ (здесь « a » -размер поясной сетки).

2.2.4. Подбор сечений

Подбор сечения стержней поясных сеток производится аналогично тому, как это сделано для перекрестных ферм (см.п.1.2.6 и 1.2.7). По значениям усилий подбирается сечение стержней. Принимаются сечения из труб по ГОСТ 10704-76 «Трубы сварные прямошовные» или замкнутых гнутых профилей по ГОСТ Р 54157-2010 «Трубы стальные профильные для металлоконструкций» и ГОСТ 30245-2003 «Профили гнутые замкнутые сварные прямоугольные и квадратные».

Расчетные длины стержней в структурах обычно одинаковы при проверке устойчивости относительно обеих главных осей сечения, поэтому здесь рационально использовать равноустойчивые круглые или квадратные трубчатые тонкостенные сечения.

Узлы структурных плит и оболочек рассматривают как пространственные шарниры, поэтому расчетные длины стержней равны их геометрической длине

или близки к ней.

Для получения большей эффективности структурных покрытий, выполненных из замкнутых гнутых профилей, при расчете можно учитывать технологическое упрочнение и повышение прочностных характеристик последних путем умножения расчетных сопротивлений R_y на коэффициент упрочнения $\alpha_{гп}$, который принимается по табл. 3 из [19].

2.2.5. Определение прогиба структурной плиты

При определении прогиба структурной плиты используют нормативные величины нагрузок g_n .

Предварительно определяется с помощью табл.2.1 цилиндрическая жесткость плиты по формуле (2.10):

$$D = \frac{EA_1 a}{2} \cdot \frac{tg^2 \alpha}{1+n}, \quad (2.10)$$

где D - цилиндрическая жесткость плиты, кН·м;

E - модуль упругости, $2,1 \cdot 10^5$ МПа;

A_1 - площадь сечения стержня верхнего пояса;

a - размер поясной сетки;

α - угол наклона раскосов, соединяющих пояса, к вертикали;

n - соотношение площадей сечения поясов A_1/A_2 .

Прогиб в центре плиты определяется по формуле(2.1).

При необходимости приближенного расчета структурных плит с другими вариантами кристаллического строения необходимо обратиться к специальной литературе [5, 6].

2.2.6. Вопросы для самоконтроля

1. Способы образования структурных плит.
2. Привести наиболее экономичный вариант опирания структурной плиты при различных пролетах.
3. Перечислить основные геометрические параметры структурной плиты. Как они принимаются.
4. Привести вариант устройства кровли структурного покрытия по прогонам.
5. Изобразить узлы структурных плит (болтовые, сварные).
6. Изобразить конструкцию узла МАрхИ.
7. В чем заключается приближенный метод расчета структурных плит.
8. Подбор сечений сжатых и растянутых элементов структурной плиты.
9. Определение прогиба структурной плиты.

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СЕТЧАТЫХ СВОДОВ

3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Сетчатый свод представляет собой систему перекрещивающихся стержней, образующих цилиндрическую поверхность (рис. 3.1), опоры которых расположены вдоль нижних образующих цилиндра.

Ограничение поверхности сетчатого свода «естественными» сечениями дает возможность без изменения напряженного состояния оболочки получить разнообразные композиционные решения покрытий, характеризующиеся архитектурной выразительностью (рис. 3.1, д-м).

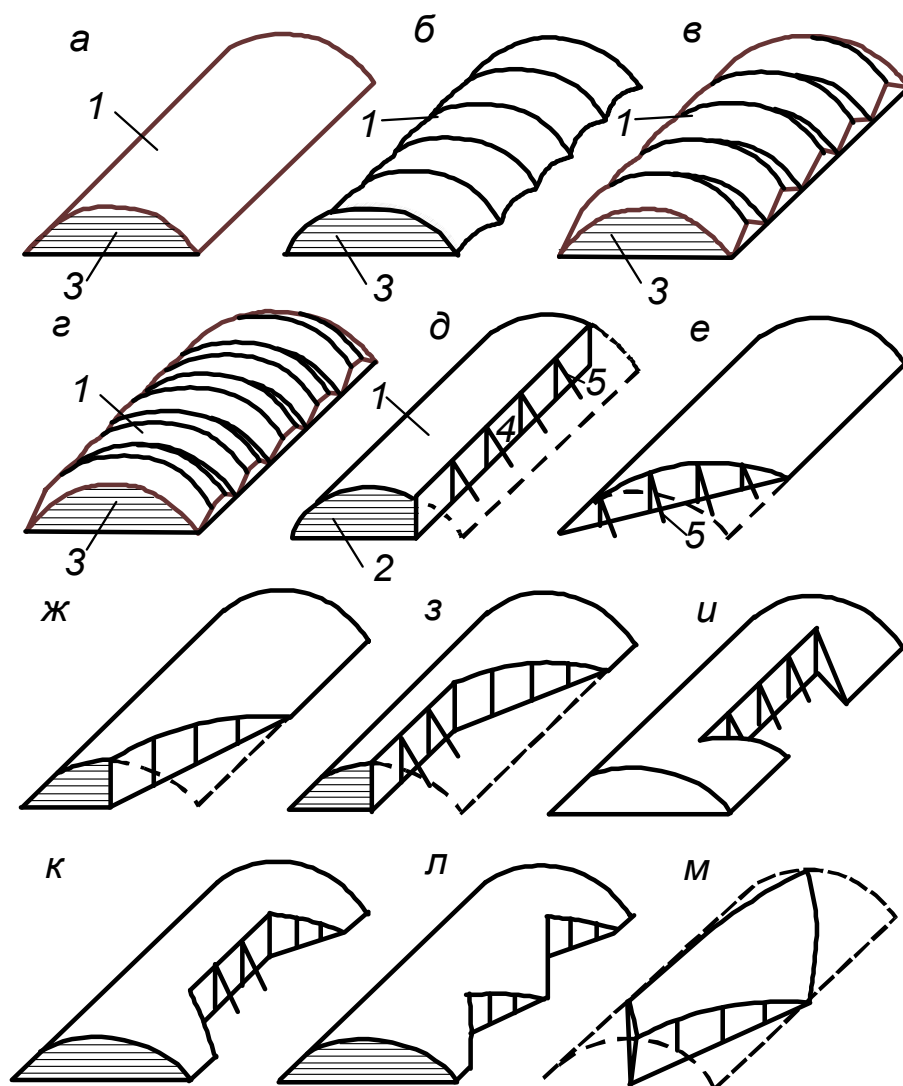


Рисунок 3.1. Основные и возможные формы сетчатых сводов
а – цилиндрический свод; б – свод двойкой кривизны (из волн с линейчатой поверхностью однополостного гиперboloида вращения); в, г – складчатые своды; д-м – примеры сводов с ограничением поверхности «естественными» сечениями; 1 – сетчатая конструкция»; 2 – торцовая диафрагма; 3 – ограждение торца (ненесущая конструкция); 4 – стойки; 5 - подкосы

3.1.1. Образование поверхности сетчатых сводов

Для образования поверхности сводчатых покрытий используют сетки с различными ячейками: треугольными, ромбическими, шестиугольными, квадратными с раскосами (рис. 3.2). Наиболее жесткими являются своды с сетками из треугольных ячеек и квадратных с раскосами. Покрытия с ромбическими и шестиугольными ячейками более деформативны, но помогают добиться архитектурной выразительности поверхности свода.

Ромбическая сетка отличается конструктивной простотой и наибольшей однотипностью элементов. Для обеспечения ее геометрической неизменяемости, используются дополнительные связи, роль которых выполняют кровельные прогоны. Угол α между стержнями сетки и образующей свода принимается $45-60^\circ$.

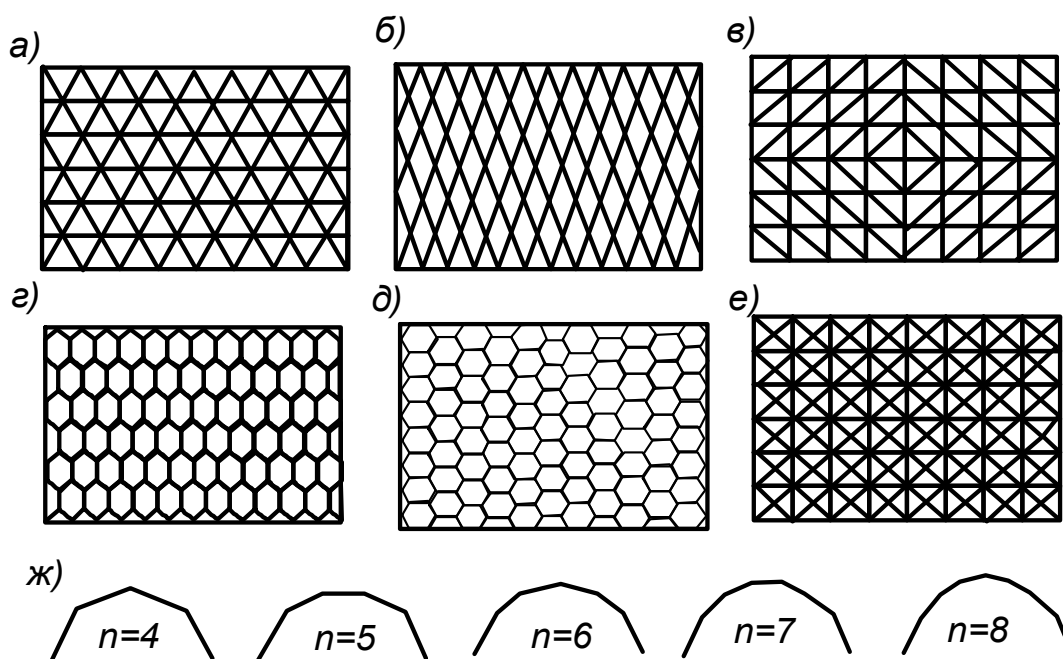


Рисунок 3.2 - схемы сеток для поверхности сводчатых покрытий:
а – из равносторонних треугольников; б – из ромбов; в – с квадратными ячейками и раскосами; г, д – с шестиугольными (гексагональными) ячейками;
е – с квадратными ячейками и крестовыми раскосами; ж – влияние числа стержней в дуге на призматический профиль поперечного сечения свода.

Складчатые своды образуют изгибом сетки в двух направлениях (рис. 3.3).

Архитектурную форму свода определяет направляющая кривая. В зависимости от ее вида и параметров свод может быть круговым или параболическим, пологим или подъемистым, плавным или стрельчатым (рис. 3.4).

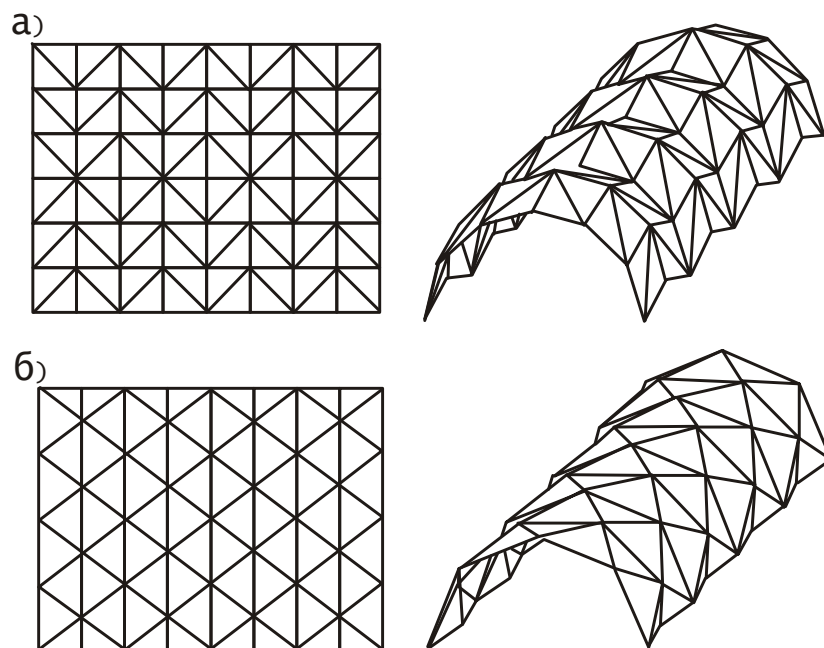


Рисунок 3.3 - Схемы сеток для складчатых сводов:
 а – сетка из квадратных ячеек с раскосами и складчатый свод из нее;
 б – сетка из ромбов и свод из нее

Распор свода воспринимается продольными стенами, контрфорсами продольных стен, мощными бортовыми балками, поддерживаемыми рядом колонн, или затяжками, соединяющими обвязки свода, укладываемые на стены.

Стержни свода могут быть из прокатных или штампованных профилей, из труб, а в мощных сводах – решетчатой конструкции по типу прутковых прогонов или ферм небольшой высоты ($\frac{1}{80} \div \frac{1}{120}$ пролета свода).

Для повышения жесткости большепролетных сводчатых покрытий и исключения прогрессирующего разрушения их при эксплуатации последние проектируют из структурных плит (рис.2.6,б).

Своды конструируют преимущественно из коротких стержневых элементов и специальных узловых деталей, позволяющих прикреплять стержневые элементы под разными углами. В большинстве случаев применяют болтовые соединения (рис. 3.5).

Кровля цилиндрических сводов может быть непрозрачной, светопрозрачной и с отдельными светопрозрачными участками, теплой или холодной.

Непрозрачную кровлю выполняют:

- из оцинкованной волнистой или профилированной стали;
- из плоских или профилированных алюминиевых листов;
- из полиэфирных стеклопластиковых листов.

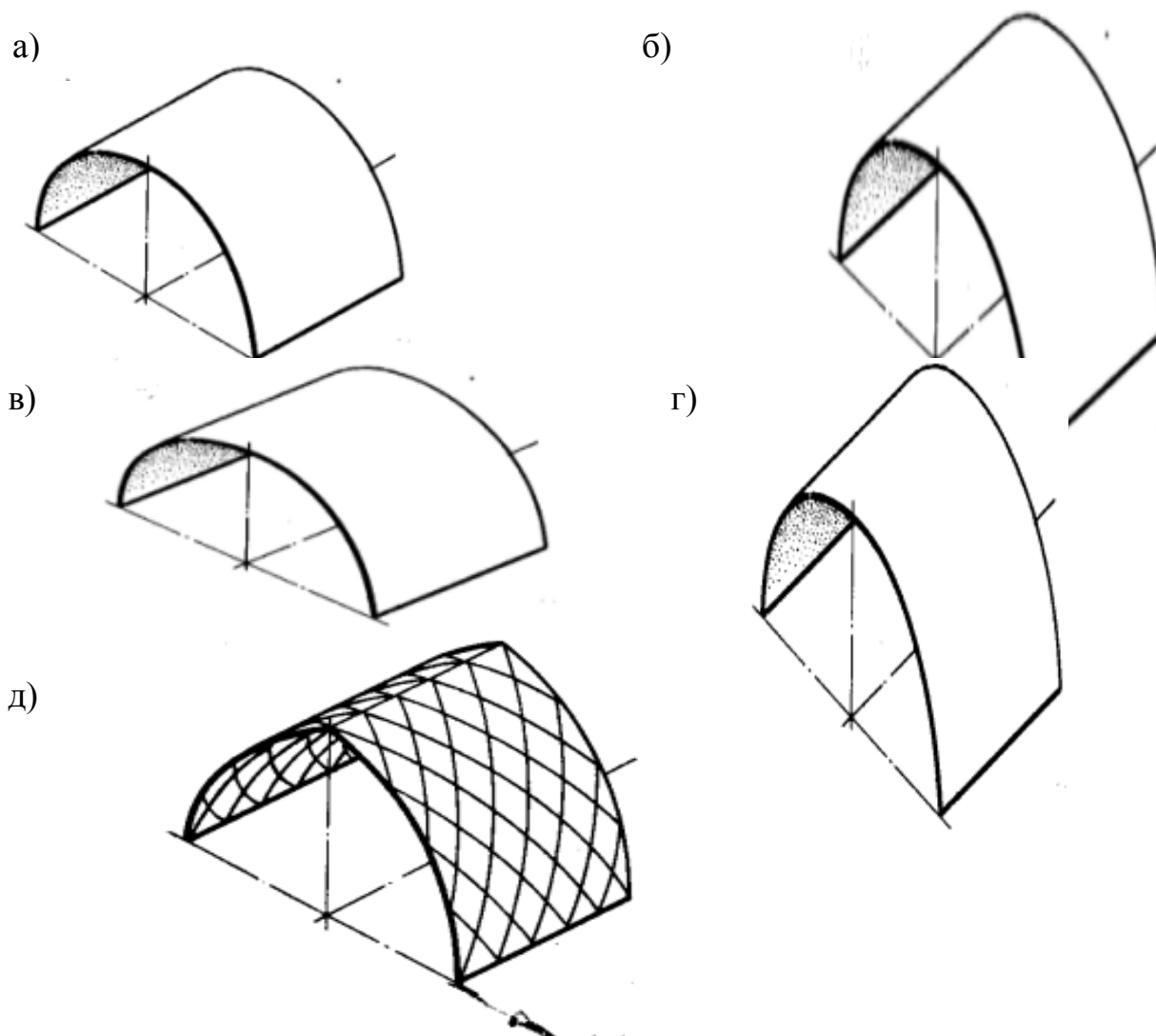


Рисунок 3.4 - Основные типы цилиндрических сводов:
а – круговой; б – параболический; в – пологий; г –подъемистый; д – стрельчатый

Для устройства теплой кровли в качестве утеплителя используют:

- плиты из фенольного пенопласта ФПП с $\rho \geq 60 \text{ кг/м}^3$;
- минераловатные плиты с $\rho \geq 180 \text{ кг/м}^3$;
- плиты из стекловолокна марки URSA с $\rho \geq 20 \text{ кг/м}^3$.

Для отапливаемых помещений используют также трехслойные алюминиевые панели и светопрозрачные панели из поликарбоната.

Для светопрозрачной холодной кровли используют:

- волнистый полиэфирный стеклопластик (листы из ПВХ);
- органическое (акриловое) стекло;
- армированное стекло(триплекс);
- сотовый и монолитный поликарбонат
- гофрированный сотовый поликарбонат

Сотовый и монолитный поликарбонат наиболее популярны. Они прочны, выдерживают значительные перепады температур, надежны, при правильном

монтаже обеспечивают полную герметичность покрытия. Поликарбонат и поливинилхлорид достаточно гибки, что позволяет их изгибать для придания нужной формы.

Конструкции узлов приведены на рис. 3.6-3.8.

При проектировании большепролетных покрытий со светопрозрачной кровлей из синтетических материалов необходимо предусматривать специальные мероприятия, предупреждающие появление трещин в настиле из-за большого различия в коэффициентах линейного расширения пластмасс и металла (рис. 3.6-3.8).

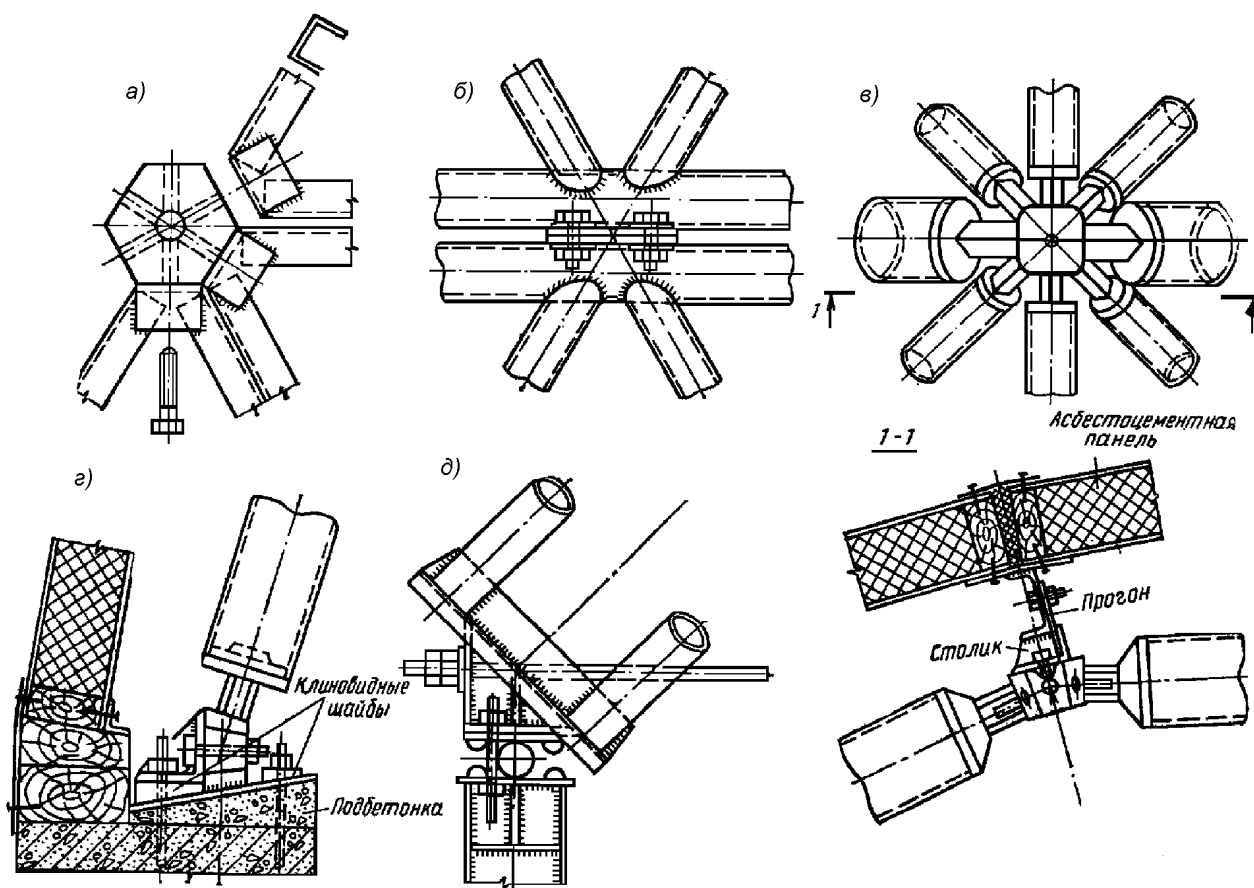


Рисунок 3.5 - Узлы цилиндрических сетчатых сводов
 а – из штампованных элементов на болтах; б – с узловыми фасонками;
 в, г – конструкции МАрХИ (Россия);
 д – вариант опорного узла двухпоясного свода с затяжкой

Обрешетка под кровлю устраивается металлической или деревянной. Металлическую обрешетку выполняют из прокатных или гнутых швеллеров, двутавров или замкнутых гнутосварных профилей. Примеры устройства кровельного ограждения с деревянной обрешеткой приведены на рис. 3.9. К стержням свода деревянную обрешетку крепят с помощью стальных крюков или хомутов из стальной полосы.

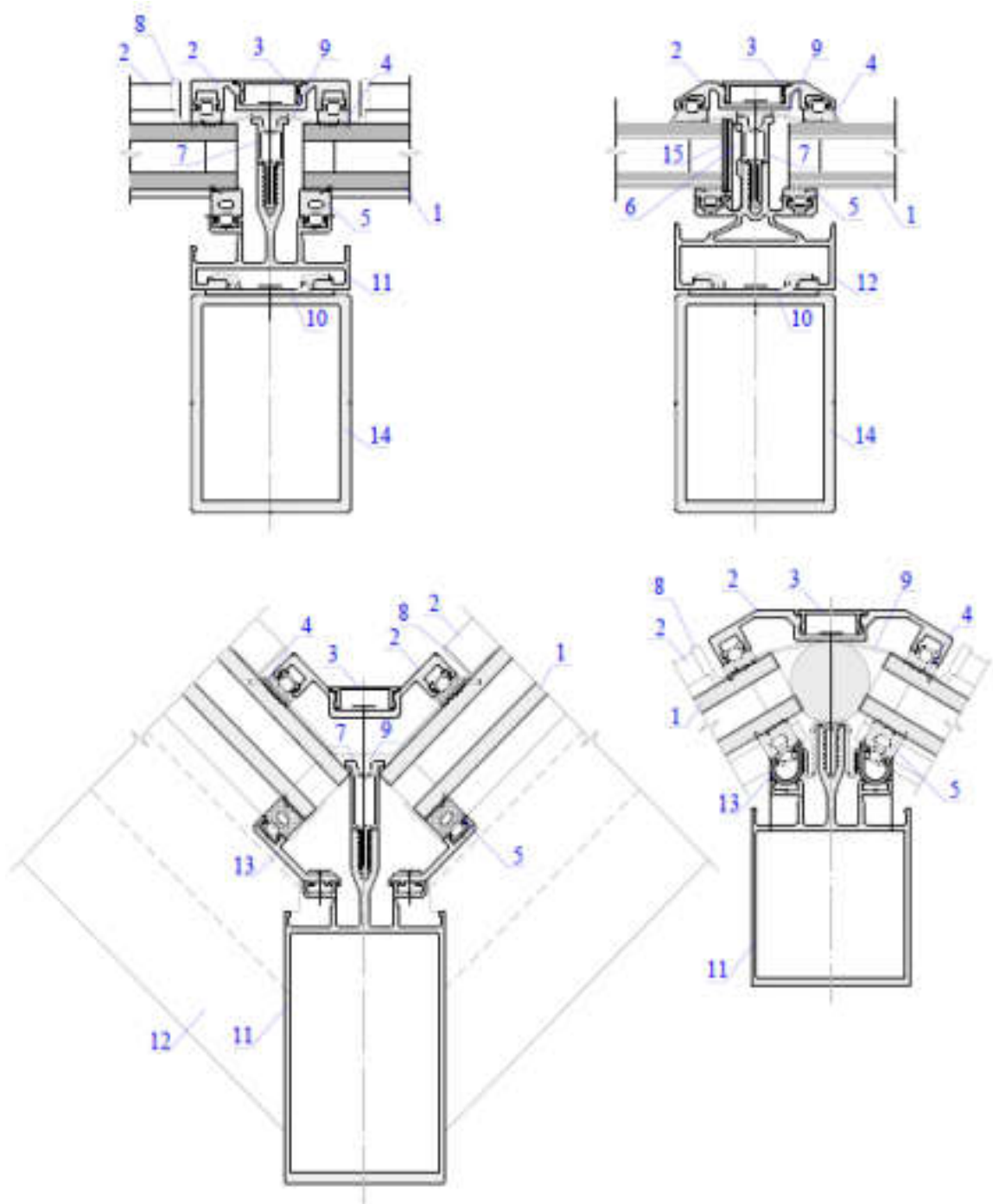


Рисунок 3.6 - Конструкции узлов светопрозрачных покрытий сетчатых сводов с заполнением стеклопакетами

1 – стеклопакет; 2 - прижим; 3 – крышка; 4 – уплотнитель верхний;
 5 – уплотнитель нижний; 6 – подставка под стеклопакет; 7 – термовставка; 8 – заглушка при-
 жима; 9 – лента бутиловая; 10 – скоба; 11 – стойка; 12 – ригель; 13 – адаптер;
 14 – прогон металлического каракаса; 15 – пластина; 16 – вспененный полиэтилен

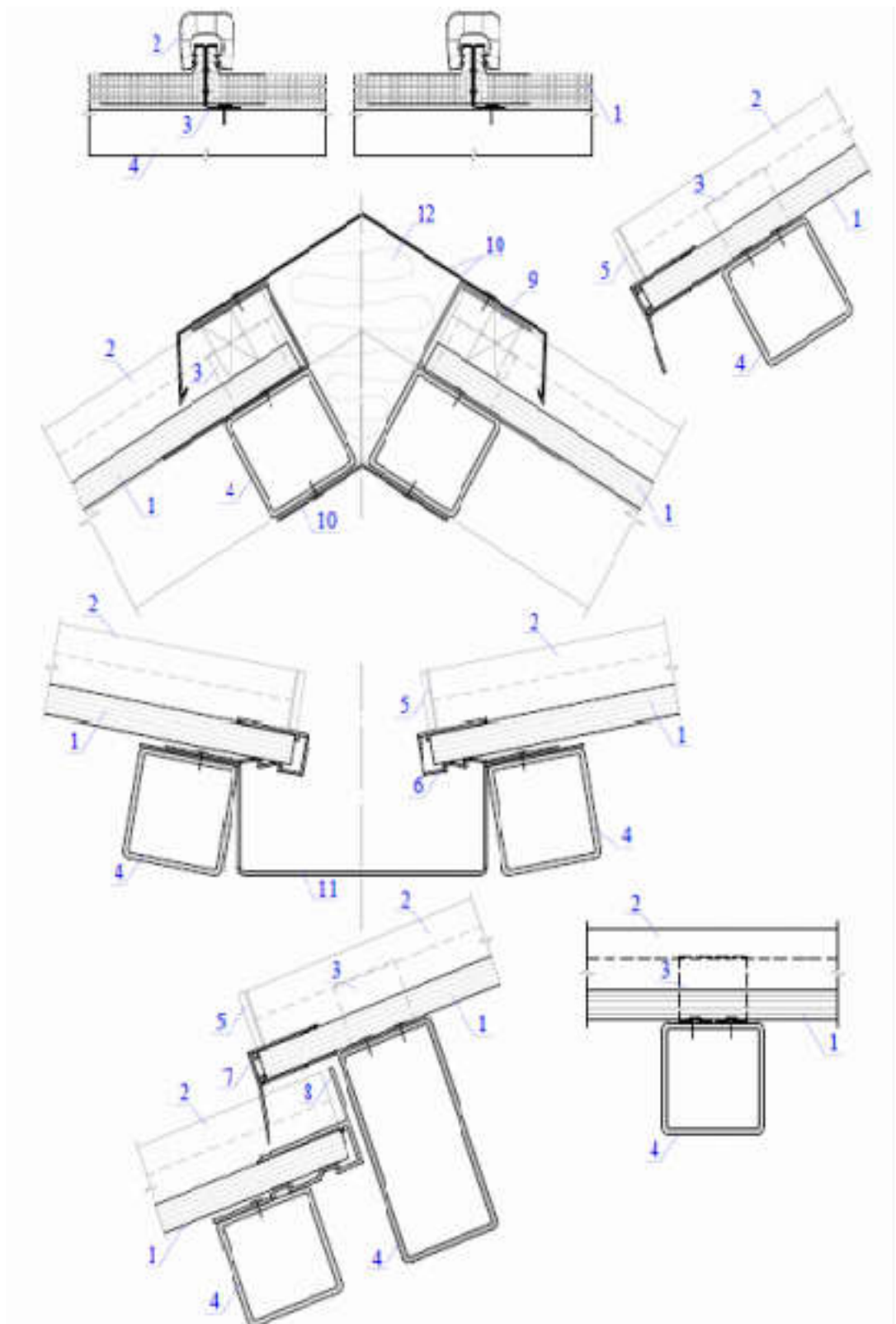


Рисунок 3.7 - Конструкции узлов безпереплетного светопрозрачного покрытия сетчатого свода с модульными полимерными панелями

1 – модульная поликарбонатная панель; 2 – поликарбонатный конвектор; 3 – закладная деталь; 4 – прогон металлического каркаса; 5 – заглушка конвектора; 6 – торцевой элемент алюминиевый упорный; 7- торцевой элемент алюминиевый с капельником; 8 – торцевой элемент алюминиевый; 9 – утеплитель; 10 – фасонные металлические элементы; 11 – дренажный желоб

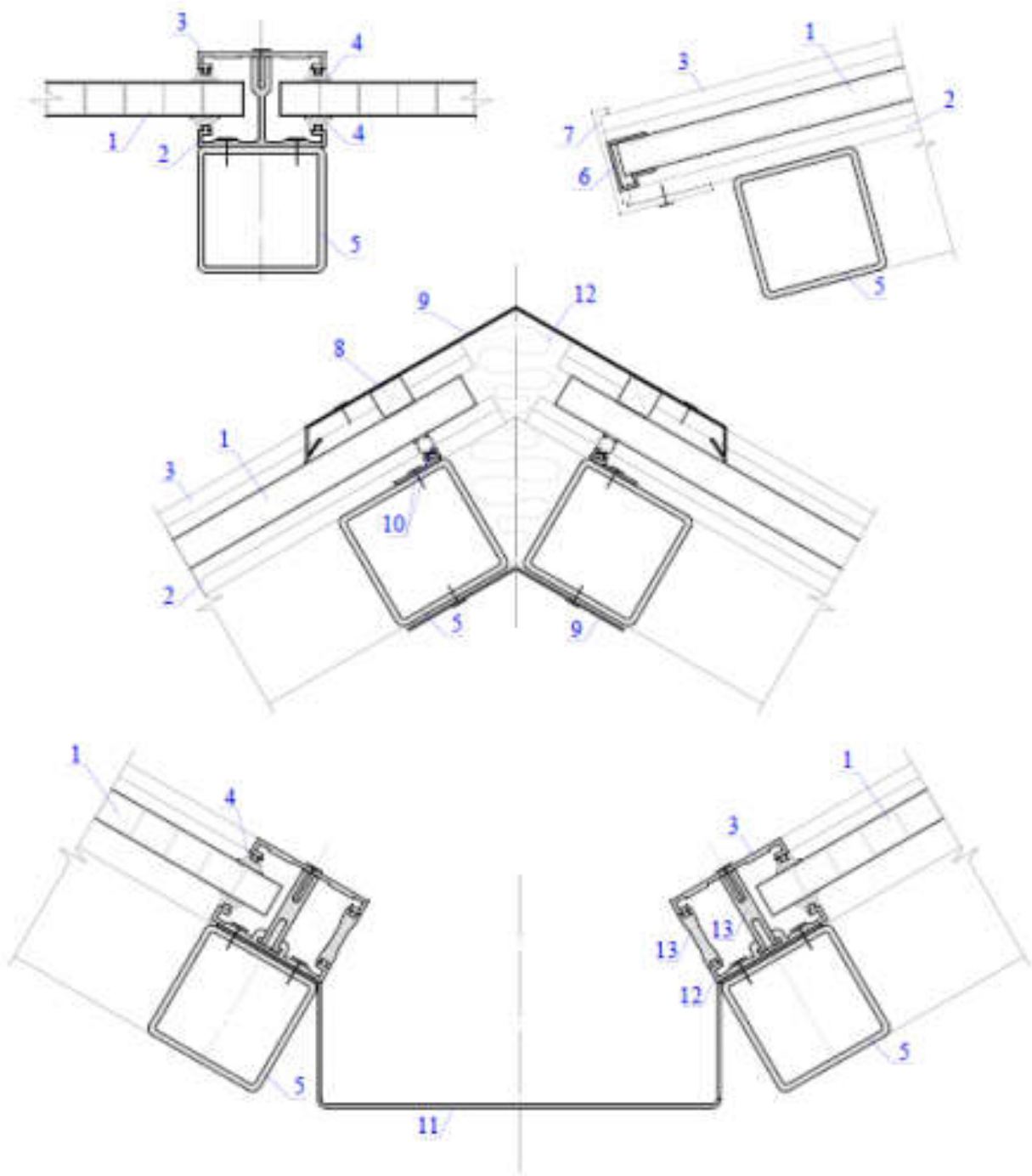


Рисунок 3.8 - Конструкции узлов светопрозрачного покрытия сетчатого свода с заполнением полимерными панелями

- 1 – поликарбонатная панель; 2 – стойка; 3 – прижим; 4 – уплотнитель; 5 – прогон металлического каркаса; 6 – торцевой элемент; 7 – фиксатор торцевого элемента; 8 – уплотнитель; 9 – фасонные металлические элементы; 10 – профиль с уплотнителем; 11 – дренажный желоб; 12 – ригель; 13 – термовставка

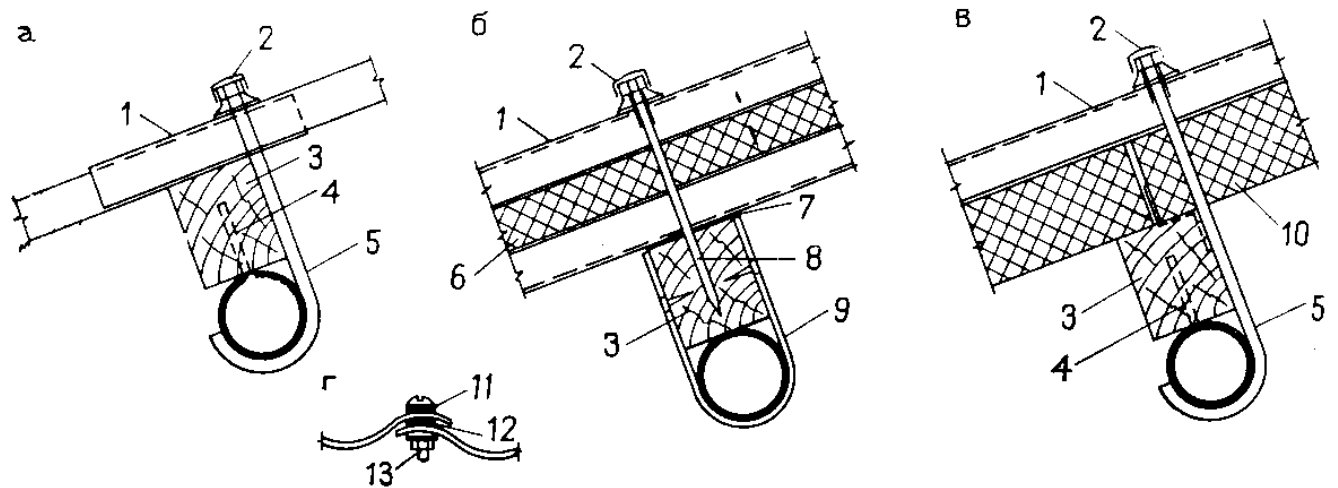


Рис. 3.9. Примеры устройства кровельного ограждения по деревянной обрешетке сетчатого свода

а – холодная кровля; б, в – теплые кровельные ограждения; г – поперечный стык стеклопластиковых листов; 1 – профилированный стальной, алюминиевый или стеклопластиковый лист; 2 – пластмассовый колпачок; 3 – деревянная обрешетка; 4 – стальной штырь; 5 – оцинкованный стальной крюк; 6 – полистирольный или полиуретановый пенопласт; 7 – прокладка из пластифицированной пластмассы; 8 – оцинкованный стальной глухарь; 9 – хомут из стальной полосы; 10 – трехслойная теплоизоляционная плита с алюминиевой обшивкой; 11 – шайба с эластичной прокладкой; 12 – ленточный герметик; 13 – оцинкованный стяжной болт

3.1.2. Основные геометрические параметры сетчатого свода

Стрела подъема свода (см. рис. 3.10) принимается:

для пологого $f = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{6} \right) \ell;$

для подъемистого $f = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \ell,$

где l - пролет свода.

Радиус кривизны оси свода

$$R = \frac{\ell^2 + 4f^2}{8f}$$

Центральный угол от конька до опоры свода:

$$\varphi_0 = \arcsin \left(\frac{\ell}{2R} \right)$$

Длина дуги свода:

$$L = \pi R \frac{\varphi_0}{90^\circ}.$$

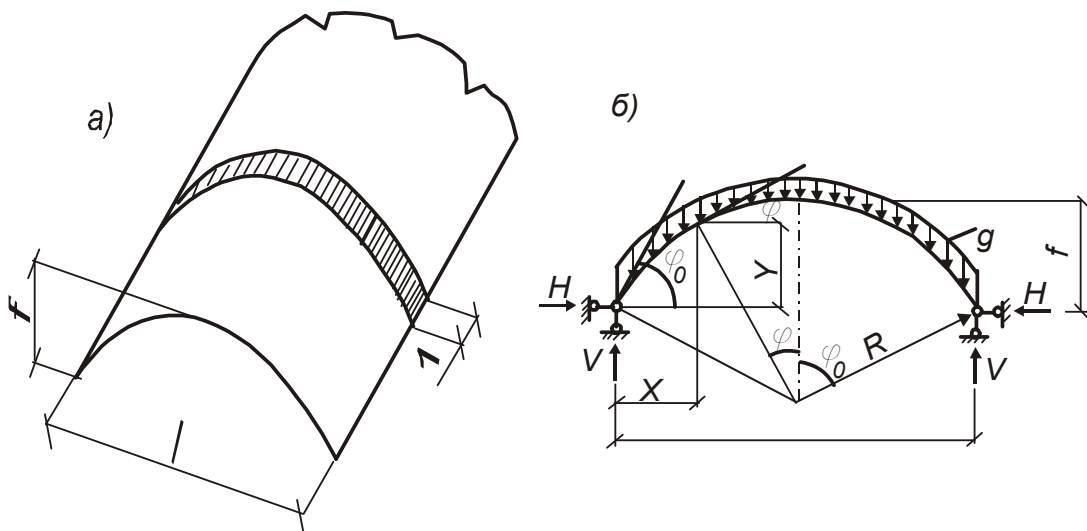


Рисунок 3.10 - Расчетная схема свода при действии постоянной нагрузки
 а – единичная полоска свода при определении нагрузок и усилий;
 б – действие постоянной нагрузки

3.2 Расчет сетчатых сводов

3.2.1 Общие сведения

При приближенном расчете сетчатый свод расчленяется на плоские арки – полоски (рис. 3.11), расчетной шириной которых считают ширину «в» повторяющихся элементов свода (шаг ребер, сетки, волны).

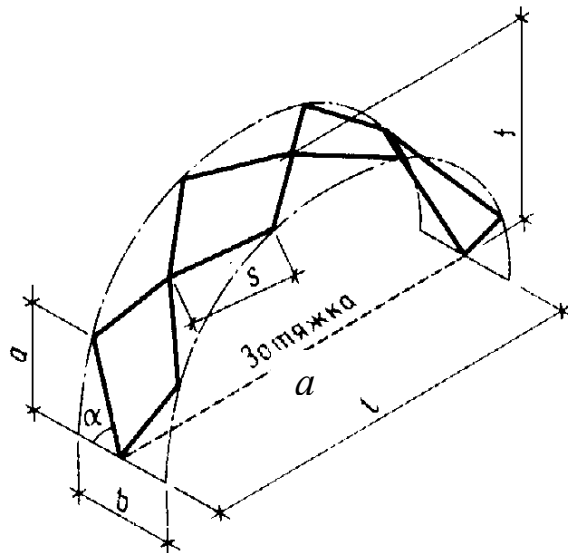


Рисунок 3.11 - Расчетная схема сетчатого свода – одна арочная секция

Арку рассчитывают как двух- или трехшарнирную соответствующего очертания на совместное действие продольной силы N и изгибающего момента M .

3.2.2 Сбор нагрузок

Расчет постоянной нагрузки на 1 м^2 покрытия

Таблица 3.1

№ пп	Состав покрытия	Нормативная нагрузка, g^H , м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, g^H , Н/м^2
1	2	3	4	5
1	Полиэфирный стеклопластик с волной 200/54, толщиной 2,5 мм и плотностью 1400 кг/м^3 $1400 \times 10 \times 0,0025$	35	1,1	38,5
2	Деревянная обрешетка из брусков $100 \times 50 \text{ мм}$ с шагом $a=2,608 \text{ м}$ плотностью 500 кг/м^3 $500 \times 10 \times 0,1 \times 0,005 / 2,608$	1,0	1,1	1,1
3	Несущая конструкция свода 6×36	216*	1,05	226,8
	Итого	$g_n^H = 252$		$g^H = 266,4$

Примечание.

*Нормативная нагрузка от собственной массы сетчатой конструкции определяется по эмпирической зависимости:

$$g_{c.v.} = \Omega \ell \text{ Н/м}^2,$$

где Ω - коэффициент расхода материала, принимается

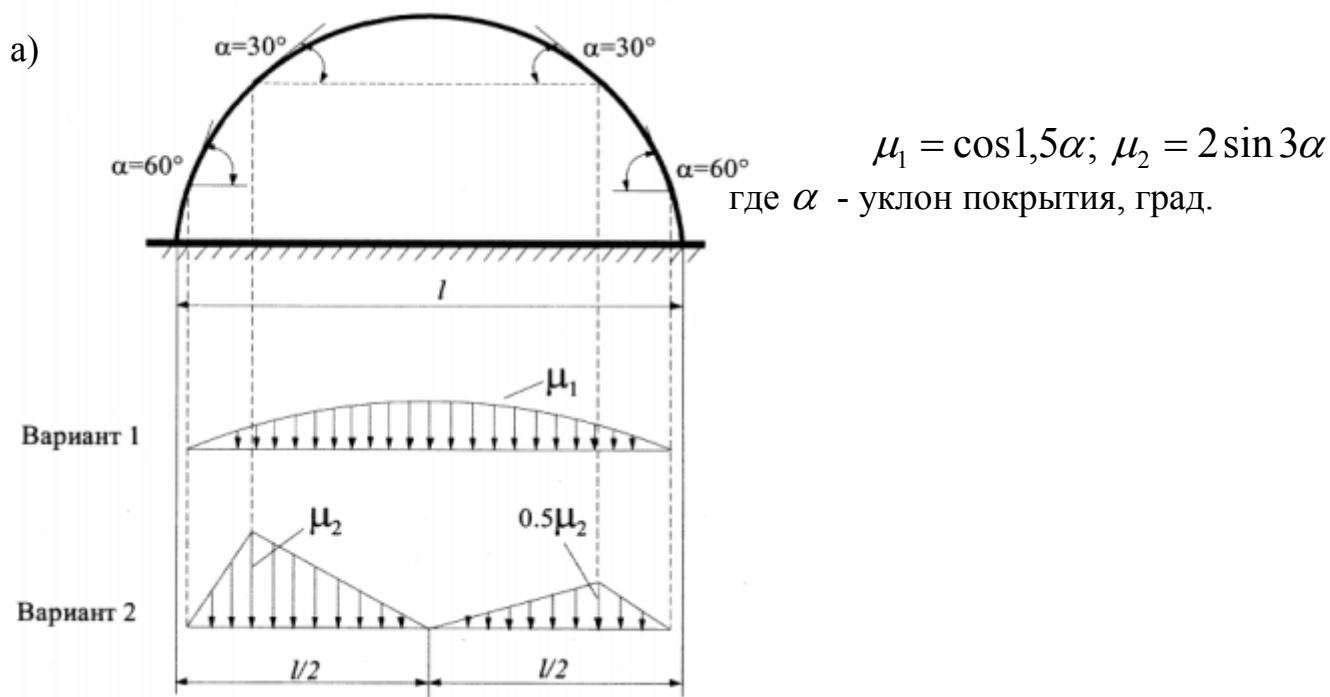
$\Omega = 6 \div 10$ - для стальных сводов;

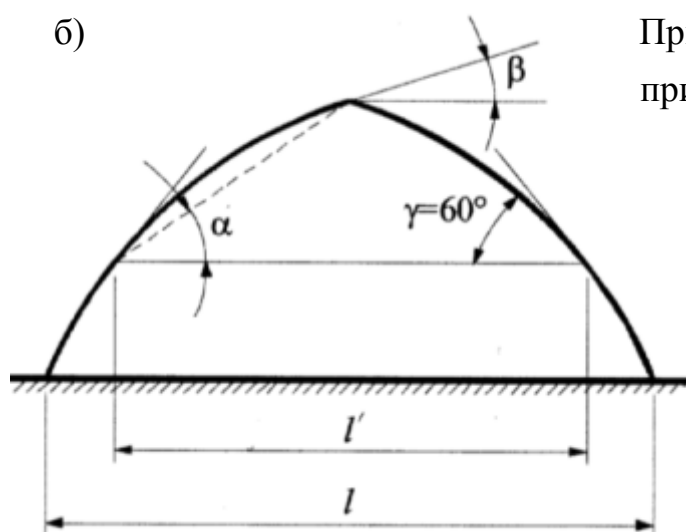
$\Omega = 3 \div 5$ - для алюминиевых сводов;

ℓ - пролет свода в м.

Нормативная снеговая нагрузка на сводчатое покрытие принимается в соответствии со схемой Б.2 приложения Б [2] по двум вариантам: параболической и треугольной (рис. 3.12), и определяется по формуле (1.3).

Расчетная снеговая нагрузка определяется по формуле (1.4).





При $\beta \geq 15^\circ$ $l = l'$;
 при $\beta < 15^\circ$ см. сх. рис. 3.10, б.

Рисунок 3.12 - К расчету цилиндрического свода на снеговую нагрузку
 а) для зданий со сводчатыми покрытиями; б) для стрельчатых сводов

Нормативное значение ветровой нагрузки:

$$W_n = W_o K C, \quad (3.1)$$

где W_o - нормативное значение ветрового давления, принимается по табл. 11.1[2],
 ветровой район определяется по карте 3 приложения Ж [2];

K - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте,
 для городских территорий:

при высоте $z \leq 5 м$ $K = 0,5$

$z = 10 м$ $K = 0,65$

$z = 20 м$ $K = 0,85$

$z = 40 м$ $K = 1,1$

c - аэродинамический коэффициент, принимается по рис. В.5 схемы В.1.3
 приложения В [2] или см.рис.3.13.

Расчетное значение ветровой нагрузки

$$W = W_n \gamma_f, \quad (3.2)$$

где $\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Определение коэффициента K_o , учитывающего упругое обжатие свода:

$$K_o = \frac{1}{1 + \varepsilon J / (A f^2)} \approx \frac{1}{1 + [\varepsilon L^2 / (4 f^2)] \cdot 10^{-4}} \quad (3.3)$$

где J, A - момент инерции и площадь поперечного сечения стержней в единичной полоске свода;

ε - коэффициент, зависящий от отношения $\frac{f}{l}$ и центрального угла φ_o ,
 принимается по табл. 3.2.

Таблица 3.2 - Параметры для определения значения коэффициента K_o , учитывающего упругое обжатие свода

Ко-эф.	Отношение стрелы подъема к пролету f/l								
	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
φ_0									
... ⁰	90°00'00"	67°22'49"	53°07'48"	43°36'10"	36°52'12"	31°53'27"	28°04'21"	25°03'27"	22°37'11"
Рад	1,57080	1,17601	0,92730	0,76101	0,64350	0,55660	0,48996	0,43734	0,39479
ε	1,0000	1,2628	1,4488	1,5747	1,6533	1,7073	1,7420	1,7681	1,7873

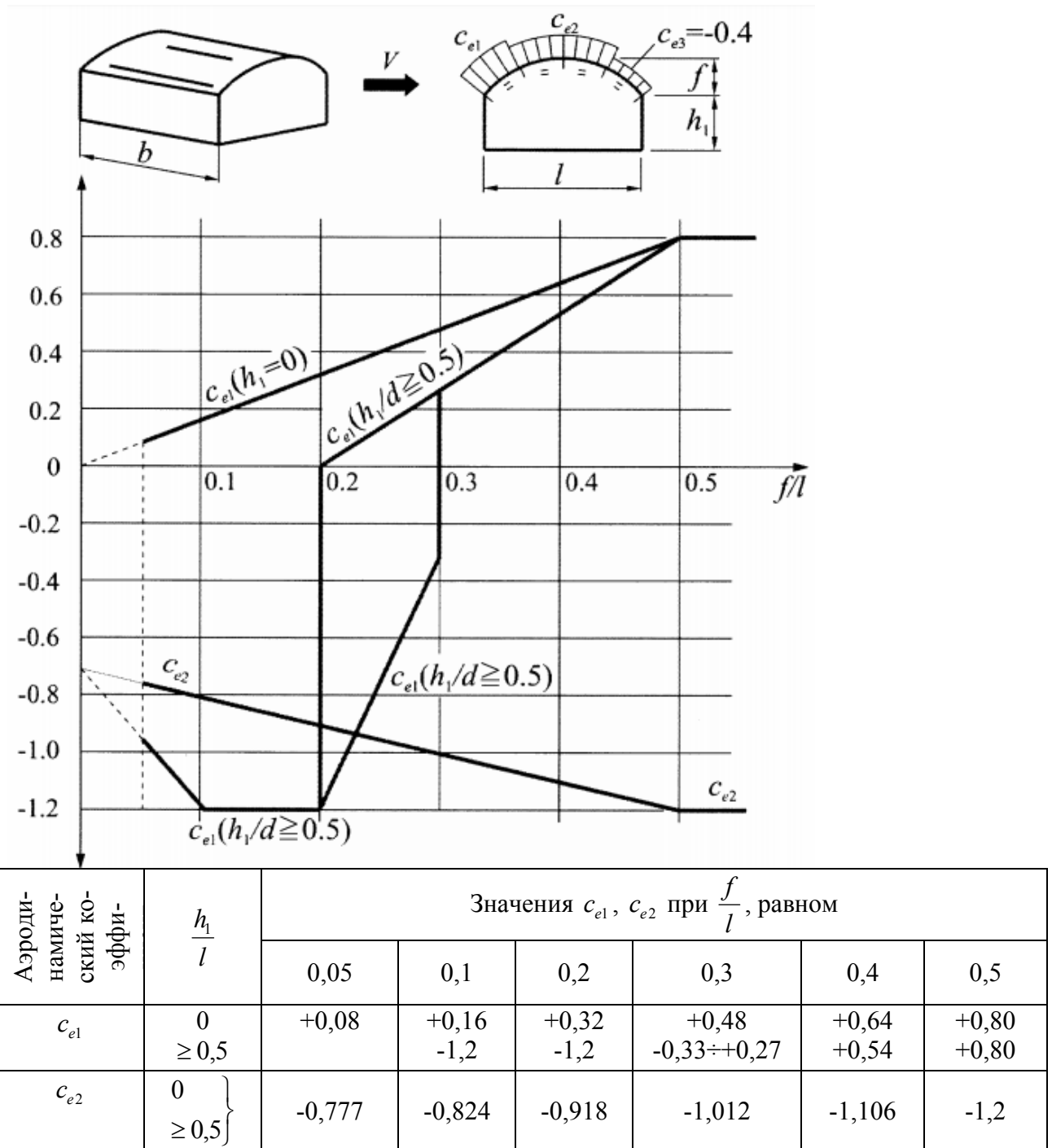


Рисунок 3.13 - К расчету цилиндрического свода на ветровую нагрузку

3.2.3 Определение усилий в своде

Усилия в своде от постоянной нагрузки.

$$\text{Распор: } H = K_o \left[\varphi_o \frac{\ell}{2} - R(1 - \cos \varphi_o) \right] \frac{g^{\text{II}} R}{f},$$

где g^{II} - расчетная постоянная нагрузка от покрытия из таблицы 3.1;

φ_o - центральный угол в радианах от конька до опоры, принять по табл. 3.2

Вертикальная реакция: $V = g^{\text{II}} \varphi_o R$.

Усилия в своде от снеговой нагрузки

- от равномерно-распределенной снеговой нагрузки S_1

$$H = k_0 [S_1 l^2 / (8f)] (1 - 5\alpha^2),$$

$$V = \frac{1}{2} S_1 l (1 - 2\alpha),$$

где $\alpha = \frac{a}{l}$ (для сводов с $\varphi_o \leq 60^\circ$);

- от треугольного распределения снеговой нагрузки S_2

$$H = 0,0342 k_0 \left(\frac{S_2 l^2}{f} \right) (1 - 2\alpha + 8\alpha^2),$$

$$V_A = \frac{1}{48} S_2 l (11 - 26\alpha + 8\alpha^2),$$

$$V_B = \frac{1}{48} S_2 l (7 - 10\alpha - 8\alpha^2).$$

Усилия в своде от ветровой нагрузки

$$H_A = \gamma_1 \bar{W} l \quad V_A = \eta_1 \bar{W} l,$$

$$H_B = \gamma_2 \bar{W} l \quad V_B = \eta_2 \bar{W} l,$$

где $\bar{W} = \frac{W}{c}$ - расчетная ветровая нагрузка без аэродинамического коэффициента,

(аэродинамические коэффициенты c_1, c_2 учтены при вычислении коэффициентов $\gamma_1, \gamma_2, \eta_1, \eta_2$;

$\gamma_1, \gamma_2, \eta_1, \eta_2$ - коэффициенты, которые принимаются по табл. 3.3.

Таблица 3.3 - Коэффициенты для определения распоров и вертикальных реакций сводчатого покрытия при действии ветровой нагрузки

Коэф.	Отношение стрелы подъема к пролету f/l								
	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
γ_1	0,4319	0,3942	0,4204	0,4734	0,5372	0,6041	0,6729	0,7426	0,8130
γ_2	0,0469	0,1920	0,2979	0,3894	0,4711	0,5499	0,6269	0,7029	0,7780
η_1	0,4070	0,2757	0,2462	0,2369	0,2275	0,2218	0,2180	0,2154	0,2135
η_2	0,4070	0,3599	0,3381	0,3251	0,3156	0,3090	0,3042	0,3032	0,2975

Продольная сила и изгибающий момент в единичной полоске свода

$$N = H \cos \varphi + V \sin \varphi ,$$

$$M = M_{\sigma} - Hy ,$$

где V - поперечная сила в балке пролетом l ;

φ - угол наклона касательной в рассматриваемом сечении дуги свода к горизонтальной плоскости;

y - ординаты рассматриваемого сечения свода;

M_{σ} - изгибающий момент в момент в балке пролетом l .

Расчетные усилия в единичной полоске свода принимаются после составления сочетаний усилий. В двух-трехшарнирных арках при наиболее невыгодном сочетании нагрузок расчетное сечение получают в четверти дуги свода.

Координаты сечения в четверти дуги:

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{2}$$

$$X = R \left[\sin \left(\frac{3\varphi}{2} \right) - \sin \varphi \right]$$

$$y = f - R \left[1 - \cos \left(\frac{3\varphi}{2} \right) \right].$$

Продольное сжимающее усилие и изгибающий момент в отдельном стержне однопоясного свода:

$$N_1 = \frac{Nb}{2 \sin \alpha} ,$$

$$M_1 = M \frac{b}{2} \sin \alpha ,$$

где α - угол наклона стержня к образующей поверхности свода;

b - ширина грузовой полосы.

3.2.4. Подбор сечения стержней свода

Сечение внецентренно-сжатого стержня из электросварной трубы подбирается из условия устойчивости.

Ориентировочно принимается сечение трубы диаметром 100-200 мм, для которого выписываются из табл. 1 Приложения наружный диаметр d_H , толщина сечения t , площадь поперечного сечения A и радиус инерции сечения i .

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{\pi(d_H^4 - d_B^4)}{32d_H},$$

где $d_B = d_H - 2t$ - внутренний диаметр трубы.

Условная гибкость сечения:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = \eta m,$$

где $m = \frac{eA}{W} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W}$ - относительный эксцентриситет;

η - коэффициент влияния формы сечения, принимается по табл. Д.2 прил.Д [4].

Проверка устойчивости стержня свода:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ_e - принимается по табл. Д.3 прил.Д [4] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

Для обеспечения устойчивости однопоясных сетчатых систем необходимы узлы с жестким соединением стержней в направлении нормали к поверхности оболочки.

Процелкивания жестких узлов не будет, если соблюдается условие (согласно исследованиям Райта [12]):

$$\frac{a^2}{R_i} < 9,$$

где a - длина стержня (размер ячейки);

R - радиус кривизны свода (см. п. 3.1.2);

i - радиус инерции поперечного сечения стержня.

При недостаточной жесткости стержней сетчатый свод может потерять общую устойчивость. Устойчивость свода в центральной части между торцевыми диафрагмами считается обеспеченной, если соблюдается условие:

$$N_{сч} > N,$$

где $N_{сч} = \frac{\pi^2 EJ_x}{\mu L}$ - критическая сила;

J_x - момент инерции поперечного сечения пары стержней в однопоясном своде относительно горизонтальной оси, для круглых труб он равен

$$J_x = \frac{\pi(d_n^4 - d_e^4)}{64};$$

μ - коэффициент расчетной длины свода, его значение зависит от отношения стрелы подъема к пролету: $\mu = 0,55$ при $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$, $\mu = 0,6$ при

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{3}; \mu = 0,65 \text{ при } \frac{f}{l} = \frac{1}{2,5}.$$

N - продольное усиление в своде, определяется умножением расчетного усилия в единичной полоске свода на длину стержня (размер ячейки).

3.3. Вопросы для самоконтроля

1. Что такое сетчатый свод?
2. Приведите схемы для образования поверхности сводчатых покрытий, их достоинства и недостатки.
3. Классификация сводчатых покрытий. Основные их типы.
4. Чем воспринимается распор свода.
5. Как образуются складчатые своды.
6. Приведите конструкции узлов сетчатого свода из штампованных элементов на болтах, с узловыми фасонками, конструкцию узлов МАрХИ (промежуточного и опорного).
7. Привести конструкцию теплой непрозрачной, светопрозрачной теплой кровли, непрозрачной холодной кровли цилиндрического свода.
8. Изобразить расчетную схему сетчатого свода.
9. Какие нагрузки учитываются при расчете свода.
10. На какие усилия рассчитываются стержни однопоясного свода.
11. Как проверяется общая устойчивость сетчатого свода.

4. КУПОЛЬНЫЕ ПОКРЫТИЯ

4.1. Общие сведения

Купол - одна из совершенных и экономичных разновидностей оболочек. Поверхности куполов образуются вращением геометрической кривой (круговой, параболической и т.д.) вокруг вертикальной оси (рис.4.1.).

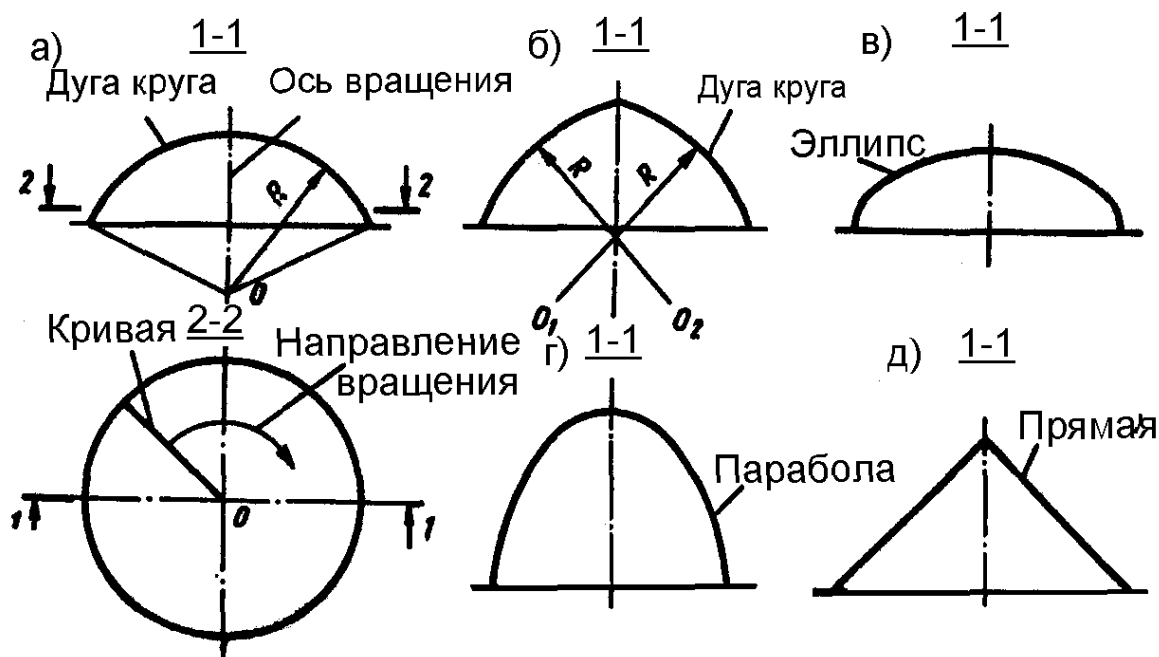


Рисунок 4.1 - Схемы куполов
а – сферический; б – стрельчатый; в – эллиптический;
г – параболический; д - конический

В подавляющем большинстве применяют сферические оболочки, т.е. шаровые поверхности с опиранием по всему периметру или на отдельные опоры (через опорный контур).

По конструктивному признаку купола делятся на ребристые, ребристо – кольцевые и сетчатые (рис. 4.2.).

По стреле подъема различают подъемные (высокие) купола при стреле подъема $\frac{1}{2} \div \frac{1}{5}$ диаметра и пологие - при высоте подъема менее $\frac{1}{5}$ диаметра.

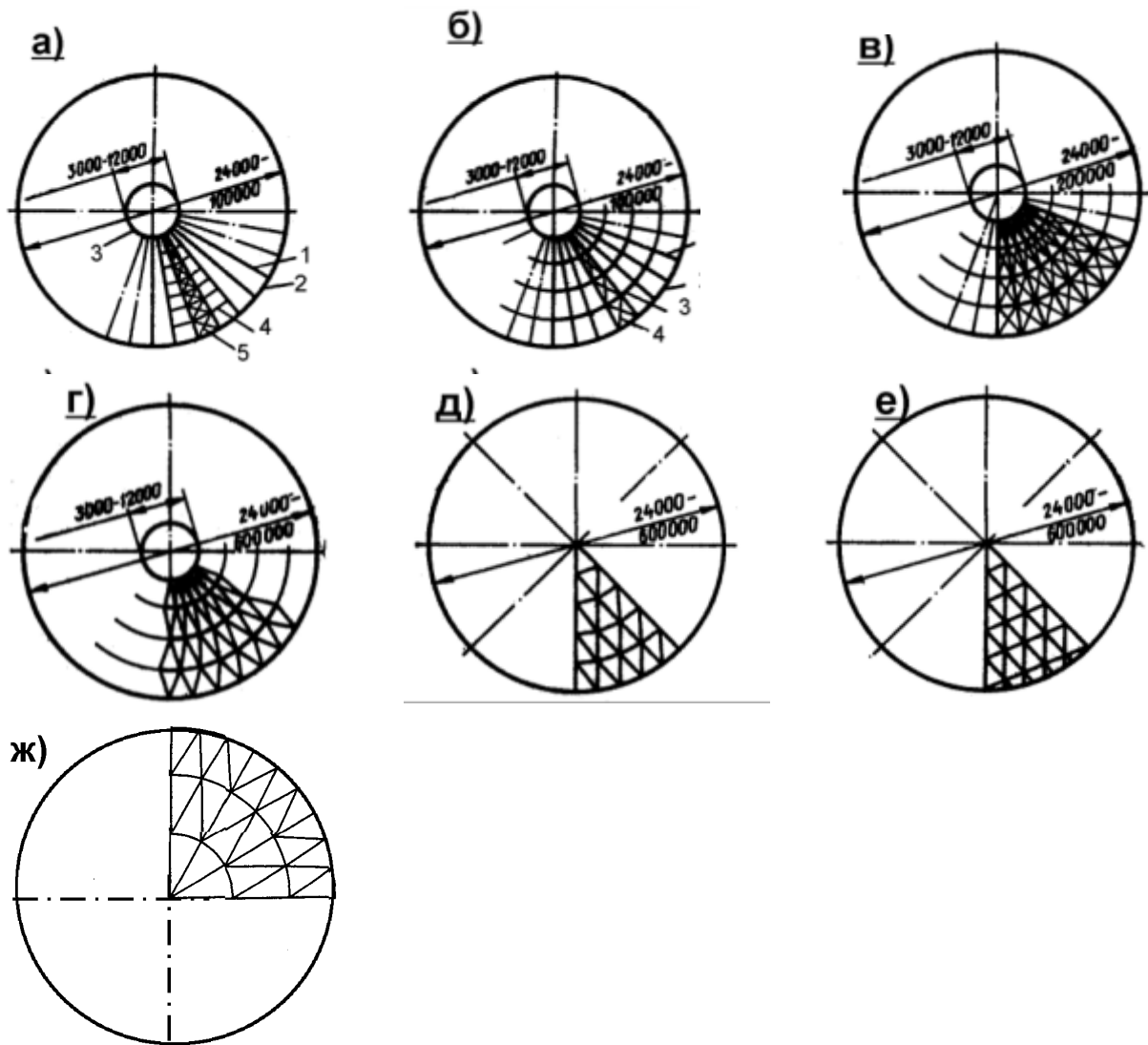


Рисунок 4.2 - Основные системы стержневых куполов:

- а) – ребристый; б) – ребристо-кольцевой;
 в) – сетчатый системы Шведлера; г) – звездчатый системы Феспля;
 д) - сетчатый системы Чивитта; е) – сетчатый на основе ромбической сети;
 ж) – сетчатый системы Кайвитта; 1 – меридиональное ребро; 2 - опорное кольцо;
 3 – верхнее кольцо; 4 – прогоны; 5 – связи

4.1.1. Ребристые купола

Конструкции ребристых куполов (рис. 4.2, а) состоят из отдельных плоских или пространственных ребер, расположенных в радиальном направлении и связанных между собой прогонами.

Ребра могут быть сквозными в виде легких ферм или сплошными. В вершине купола располагается кольцо, к которому примыкают ребра купола. Кольцо следует проектировать достаточно жестким, принимая во внимание его работу на сжатие, изгиб и кручение.

Пара ребер, расположенных в одной диаметральной плоскости и прерванных кольцом, рассматривается как единая арочная конструкция.

Ребристые купола – это распорные системы. Распор может восприниматься конструкцией стен или специальным опорным кольцом.

На нижележащие конструкции или основание кольцо укладывается свободно и должно быть закреплено только от горизонтального смещения при действии ветровой нагрузки.

Между ребрами укладывают кольцевые прогоны, на которые опирается кровельный настил. Кольцевые прогоны обеспечивают общую устойчивость ребер купола из их плоскости.

Для обеспечения общей жесткости купола в плоскости кровли между ребрами ставятся связи.

Ребристый купол при расчете на вертикальную, симметричную относительно оси купола нагрузку, может быть расчленен на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает нагрузку с приходящейся на нее грузовой площади.

4.1.2. Ребристо – кольцевые купола

Ребристо – кольцевые купола (рис. 4.2, б) отличаются от ребристых включением в работу купола кольцевых прогонов, образующих совместно с ребрами жесткую пространственную систему. Кольцевые прогоны в ребристо – кольцевых куполах кроме опирания панелей кровли обеспечивают общую устойчивость и уменьшают расчетную длину ребер купола из их плоскости. Для общей жесткости куполов устраивают не менее четырех связевых панелей, представляющих собой сектора из двух смежных ребер, сопряженных друг с другом крестовыми связями и распорками – прогонами.

Ребристые и ребристо – кольцевые купола проектируют в виде пологих систем со стрелой подъема

$f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{8} \right) D$ и наружным диаметром $D=24-100$ м. Вы-

соту ребер рекомендуется принимать $\left(\frac{1}{60} \div \frac{1}{100} \right) D$, а шаг ребер по наружному опорному кольцу 6-12м.

Дальнейшим развитием ребристо – кольцевых куполов являются купол Шведлера (рис. 4.2.,в) в котором крестовые связи ставятся в каждой четырехугольной ячейке. За счет этого повышается жесткость купола. Диаметр этого купола может достигать 200 м.

4.1.3. Сетчатые купола

Наибольшее применение получили сетчатые купола на основе сеток с треугольными ячейками, а также геодезические системы куполов, стержни которых являются ребрами многоугольников, вписанных в сферу.

В звездчатой системе разбивки (купол Феппля, рис. 4.2, г) длина всех кольцевых стержней назначается одинаковой, что приводит образующуюся сеть к правильной сети Чебышева. Длина стержней в кольцевом направлении уменьшается кверху от яруса к ярусу.

В системе Чивитта (рис.4.2., д) все узлы яруса лежат в одной горизонтальной плоскости. Это дает возможность проектировать одинаковыми расстояния между кольцами или длину кольцевых элементов в одном ярусе.

В меридионально – перекрещивающейся (ромбической) схеме длина всех стержней постоянная. Они образуют сетку ромбических ячеек, построенную на основе правильной сети Чебышева.

Применение правильной сети Чебышева приводит к сгущению сетки по мере приближения к вершине купола. Система Кайвитта устраняет этот недостаток (рис. 4.2., ж).

Первичная разбивка – меридиональная. Основание каждого полученного сектора делят на определенное количество равных участков, а затем проводят кольцевые сечения, число которых равно числу членений основания. Каждое кольцевое сечение делят на равные части, число которых в каждом последующем сечении, считая от основания сектора, уменьшают на единицу. Полученные точки соединяют и таким образом получают сеть треугольников, основания которых вдоль каждого яруса, как и в звездчатой системе, равны. Однако, образованные таким образом треугольники в отличие от звездчатой схемы неравносторонние, поэтому число их типоразмеров соответствует квадрату числа членений (ярусов).

Сущность системы «Ромб-1» заключается в первичном меридиональном делении купола на сектора с последующим членением каждого сектора на ромбовидные ячейки путем нанесения правильной сети Чебышева. Если в звездчатой схеме противоположные узлы ячейки сети расположены на меридианах или соответственно на параллелях, то в данной системе линии сети Чебышева различных направлений располагаются вдоль боковых сторон сектора.

В результате такой разбивки получается достаточно равномерная сеть из равнобедренных треугольников, число типоразмеров которых приблизительно в два раза меньше, чем в системе Кайвитта.

В отличие от звездчатой системы и системы Кайвитта основания секторов купола не совпадают с кольцевыми сечениями и образуют пространственную (неплоскую) кривую. Поэтому формообразование круглых в плане покрытий по данной системе затруднено.

Одноярусные сетчатые купола проектируют диаметром до 150 м, а двухярусные - до 600 м при высоте сечения $\left(\frac{1}{100} \div \frac{1}{150}\right)D$.

Сетчатый купол диаметром около 50мм запроектирован в покрытии круглого в плане здания парковочно-поворотного устройства (трансбордера) электродепо Московской монорельсовой транспортной системы (Россия,2002) (рис.4.3).



Рисунок 4.3. Сетчатый купол здания парковочно-поворотного устройства (трансбордера) электродепо Московской монорельсовой транспортной системы.

Метод построения геодезических куполов основан на последовательном членении вписанных в сферу правильных многогранников – додекаэдра (12 - гранника) или икосаэдра (20 - гранника) (рис. 4.4.).

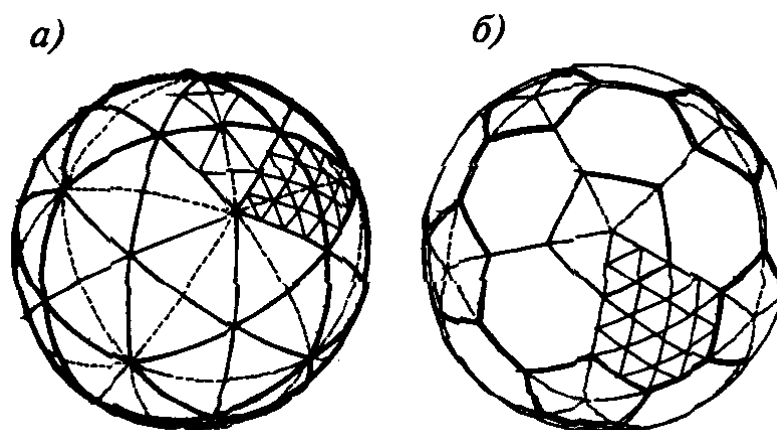


Рисунок 4.4 - Схемы построения сферической сети на основе:
а) – додекаэдра; б) - икосаэдра

4.2. Конструкции узлов

Наиболее ответственным узлом конструкции куполов является узел присоединения ребер или стержней купола к нижнему опорному кольцу и опирание кольца на нижележащие конструкции.

Нижнее растянутое кольцо выполняют в виде сварного двутавра. В ребристых и ребристо – кольцевых куполах для увеличения изгибной жесткости кольца в горизонтальной плоскости двутавр располагают лежа. В сетчатых куполах, имеющих большую пространственную жесткость в горизонтальном направлении, двутавр размещают по вертикали. Это обеспечивает максимальную жесткость на восприятие равномерно – распределенных по кольцу радиальных крутящих моментов.

Оси стержней купола, примыкающих к кольцу, и ось вертикальной опорной реакции должны пересекаться в горизонтальной плоскости, проходящей через центр тяжести кольца. При этом осевая линия кольца может не проходить через

центр узла, фактический диаметр кольца может быть несколько уменьшен или увеличен.

В плане опорное кольцо имеет очертание окружности или чаще правильный плоский многоугольник с жесткими или шарнирными сопряжениями стержней в узлах.

Узлы ребристых, ребристо – кольцевых со связями куполов выполняются на болтах, сварке или комбинированные.

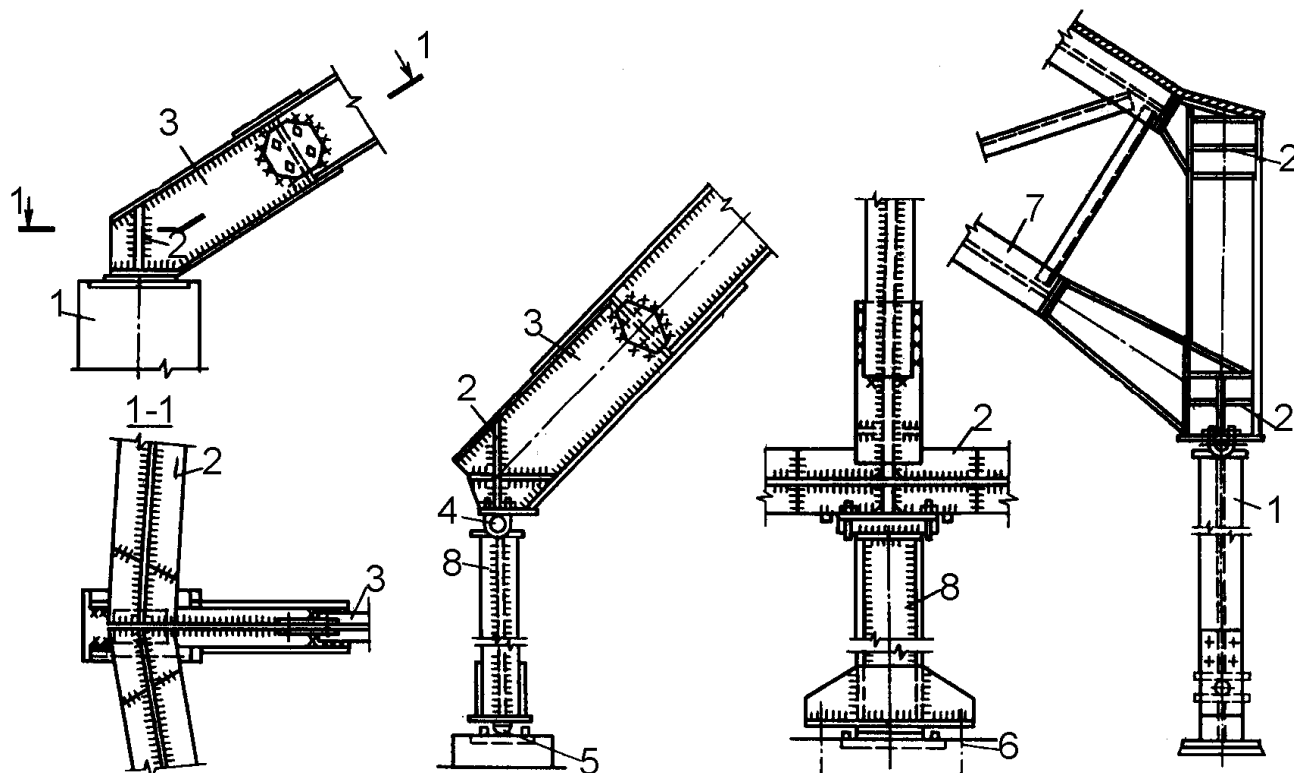


Рисунок 4.5 - Узлы опирания ребристых куполов:
 а – на железобетонную колонну; б, в – на стальные качающиеся опоры;
 1 – опорная стойка; 2 – опорное кольцо; 3 – сплошнотенчатые ребра купола; 4 – шарнир; 5 – тангенциальная опора; 6 – анкерные болты;
 7 – решетчатые ребра купола; 8 – качающаяся опора

4.3. Расчет куполов

4.3.1. Расчет ребристых куполов

Ребристые купола, состоящие из арок, соединенных в ключе, представляют собой многократно статически неопределимую систему.

При расчете на вертикальную, симметричную относительно оси купола нагрузку, последний может быть расчленен на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает нагрузку с площади сферической трапеции.

Если распор купола воспринимается опорным кольцом, то кольцо может быть заменено условной затяжкой, находящейся в плоскости каждой пары ребер, образующих плоскую арку [10].

Площадь сечения условной затяжки принимают такой, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям кольца в диаметральном направлении от горизонтальных реакций всех ребер.

Для круглого опорного кольца площадь сечения условной затяжки определяется выражением:

$$A = \frac{2\pi E_K A_K}{nE_3}, \quad (4.1)$$

где $E_K \cdot A_K$ - жесткость опорного кольца;

E_K - модуль упругости материала затяжки;

n - количество ребер в куполе.

Для кольца в виде многоугольника площадь сечения условной затяжки:

$$A_S = \frac{4rE_K \cdot A_K}{l_K E_3} \sin^2 \frac{\varphi}{2}, \quad (4.2)$$

где, r - радиус описанной окружности;

l_K - длина прямолинейного участка многоугольника между двумя смежными ребрами;

φ - угол между горизонтальными проекциями смежных ребер.

После замены опорного кольца условной затяжкой можно производить обычный расчет плоской арки с затяжкой.

Верхнее опорное кольцо, работающее на сжатие, проверяется на прочность, если оно имеет ослабление сечения;

$$\sigma = \frac{N_K}{A_{KB}} = \frac{p_B \cdot r_B}{A_{KB}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.3)$$

и на устойчивость:

$$N_{KB} = p_B \cdot r_B \leq N_{cr} = \frac{3EI_{KB}}{r_B^2}, \quad (4.4)$$

где N_K - растягивающее усилие в верхнем кольце от единичных распоров;

$p_B = \frac{nH}{2\pi r_B}$ - действия распоров, приведенные к равномерному давлению

(здесь $H = \frac{q(2r_B)^2}{24f}$);

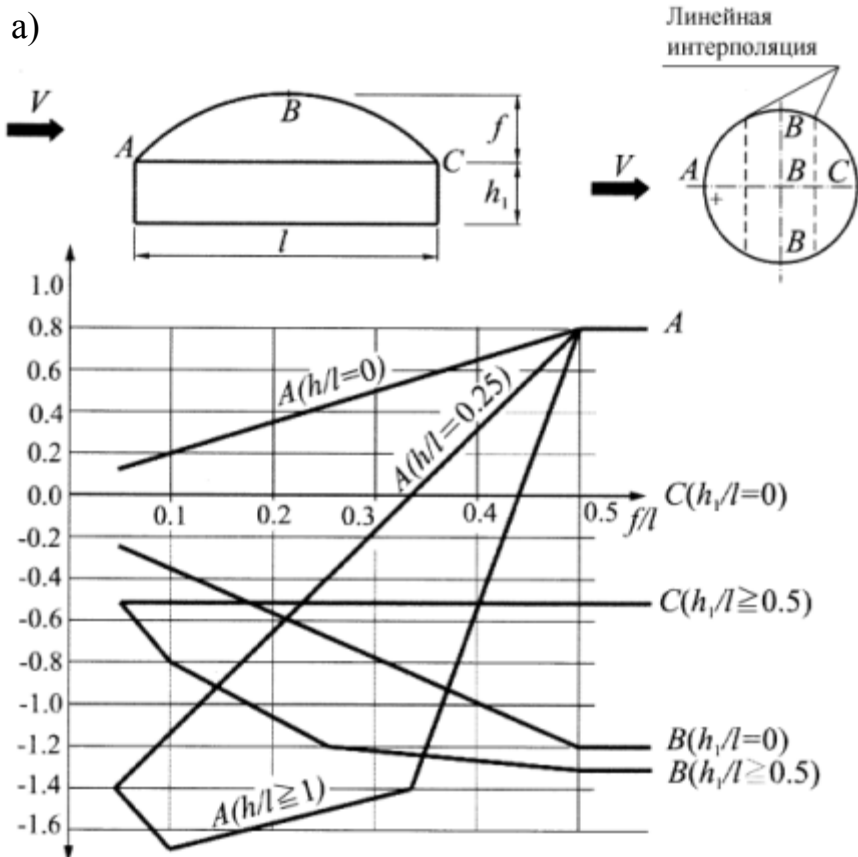
r_B, A_{KB} - радиус и площадь сечения верхнего кольца;

I_{KB} - момент инерции сечения верхнего кольца.

При расчете купола на горизонтальную, ветровую или несимметричную вертикальную нагрузку конструкцию купола расчленяют на диаметрально расположенные арки.

Арка, получающая от нагрузки наибольшее горизонтальное смещение, испытывает упругий отпор других арок, расположенных под углом к ней. Принимают, что упругий отпор приложен в ключе арки.

При расчете купола на ветровую нагрузку его разбивают на четыре квадранта (рис. 4.6,б): в первом и третьем квадрантах равнодействующие ветрового давления действуют в одном направлении и вызывают горизонтальное смещение, во втором и четвертом квадратах ветер действует в противоположных направлениях и горизонтальных смещений купола не вызывает.



Аэродинамический коэффициент	$\frac{h_1}{l}$	Значения c_e , при $\frac{f}{l}$, равном					
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
c_{eA}	0	+0,125	+0,2	+0,35	+0,5	+0,65	+0,8
	0,25	-1,4	-1,156	-0,667	-1,178	+0,311	+0,8
c_{eB}	0	-0,25	-0,36	-0,57	-0,78	-0,99	-1,2
	$\geq 0,5$	-0,52	-0,8	-1,067	-1,22	-1,26	-1,3
c_{eC}	0	0	0	0	0	0	0
	$\geq 0,5$	-0,52	-0,52	-0,52	-0,52	-0,52	-0,52

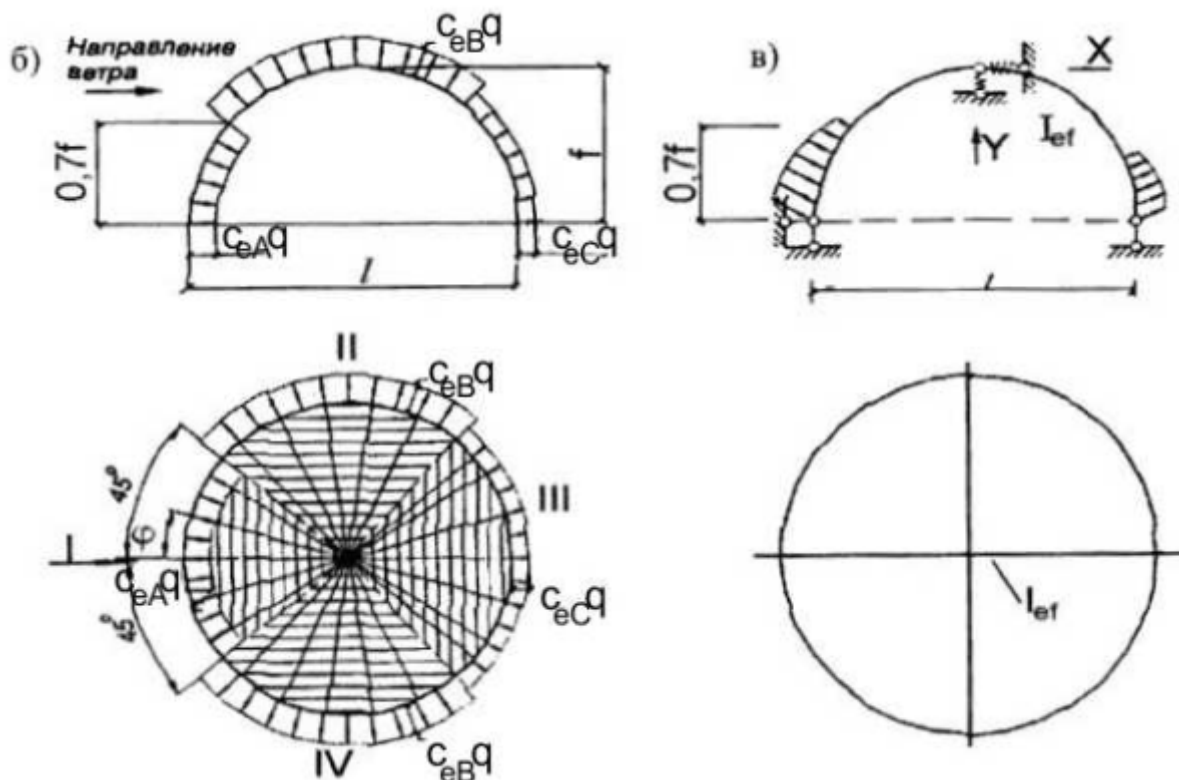


Рисунок 4.6 - К расчету ребристого купола на ветровую нагрузку:
 а - к определению аэродинамических коэффициентов по схеме В 1.3. приложения В [2];
 б - схема ветровой нагрузки; в - расчетная схема

Наибольшее смещение имеет расчетная арка, расположенная в плоскости равнодействующей ветрового давления в первом и третьем квадрантах.

Все арки, расположенные в первом и третьем квадрантах, можно рассматривать как одну эквивалентную арку с моментом инерции;

$$I_{1f} = I \sum_{i=1}^m \cos \varphi_i, \quad (4.5)$$

где I - момент инерции сечения одной арки;

φ_i - угол наклона i -й арки к направлению равнодействующей ветровой нагрузки;

m - число арок первого и третьего квадрантов.

Эквивалентную арку рассчитывают на ветровое давление, приложенное только к части арки ($\frac{2}{3}$ ее длины), примыкающей к опорам (рис. 4.6, в). Средняя часть арки по длине испытывает симметричный откос, не влияющий на горизонтальное смещение. Арки, расположенные во втором и четвертом квадрантах, оказывают упругое противодействие перемещениям в ключе рассматриваемой эквивалентной арки.

Горизонтальное и вертикальное перемещения ключевого сопряжения определяются:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_x &= \int \frac{M_x^2 dx}{I \sum_m \cos \varphi_i} \\ \Delta_y &= \int \frac{M_y^2 dx}{\sum_m I} = \int \frac{M_y^2 dx}{I m^*} \end{aligned} \right\}, \quad (4.6)$$

где M_x, M_y - изгибающие моменты в арках от сил $X=1$ и $Y=1$;

m^* - число арок во втором и четвертом квадрантах.

Эквивалентная арка для простоты расчета принимается трехшарнирной. Система уравнений для определения неизвестных реакций X и Y методом сил имеет вид;

$$\begin{cases} \delta_{xx} X + \delta_{xy} Y + \delta_{px} = \Delta_x X \\ \delta_{xy} X + \delta_{yy} Y + \delta_{py} = \Delta_y X \end{cases}, \quad (4.7)$$

где, δ_{xy}, δ_{yx} - перемещения арки от ветровой нагрузки;

$$\delta_{xy} = \delta_{yx} = 0$$

$$\begin{aligned} \delta_{xx} &= \int \frac{M_x^2 dx}{EI_{1f}}; & \delta_{yy} &= \int \frac{M_y^2 dx}{m^* EI} \\ \delta_{px} &= \int \frac{M_p \cdot M_x dx}{EI_{1f}}; & \delta_{py} &= \int \frac{M_p M_y dx}{m^* EI} \end{aligned}$$

После вычисления X и Y , определяются опорные реакции в трехшарнирной статически определимой арке.

Усилия, полученные для эквивалентной арки, распределяются по аркам первого и третьего квадрантов пропорционально их приведенным жесткостям. В наиболее нагруженной арке, расположенной по направлению действия ветра, усилие получается делением усилия в эквивалентной арке на величину $\sum_{m^*} \cos \varphi_i$.

4.3.2. Расчет ребристо-кольцевых куполов и ребристо-кольцевых со связями

Кольцевые прогоны в ребристо-кольцевом куполе работают также, как опорное кольцо в ребристом куполе, и могут быть заменены в расчете условными затяжками (рис. 4.7.)

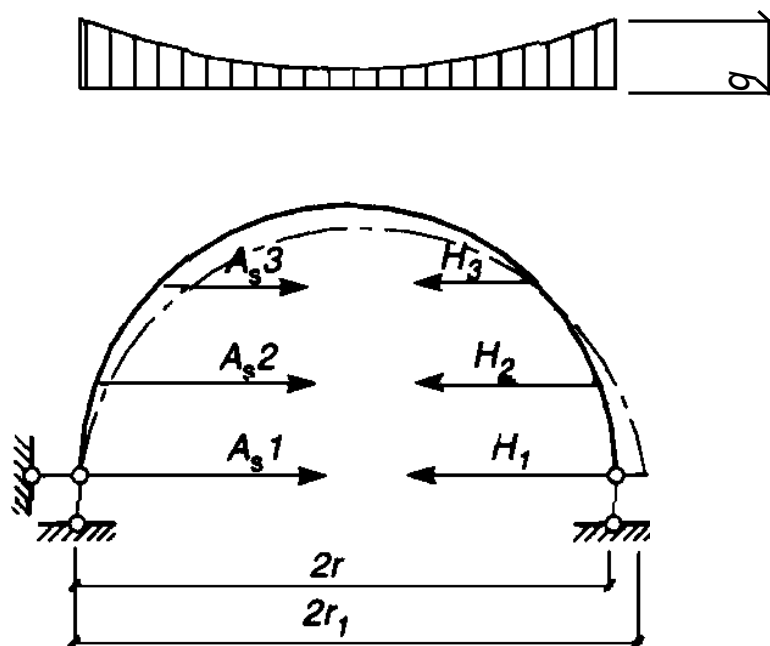


Рисунок 4.7 - К расчету ребристо-кольцевого купола на вертикальную нагрузку

При симметричной относительно оси купола нагрузке расчет купола ведется путем его расчленения на плоские арки с затяжками на уровне кольцевых прогонов. Площади сечений условных затяжек определяют по формулам (4.1) или (4.2).

Неизвестные усилия в затяжках определяются методом сил, путем решения системы уравнений с n^* неизвестными, где n^* - число условных затяжек.

4.3.3. Расчет сетчатых куполов по безмоментной теории

Сетчатый купол рассматривают как сплошную осесимметричную оболочку. Расчет выполняют по “безмоментной” теории. Затем осуществляют обратный переход к усилиям в дискретной системе. При расчете определяют жесткостные свойства эквивалентной сплошной оболочки, имеющей ту же прочность на растяжение, изгиб и кручение, что и заданная сетчатая система. Перемещения точек сплошной оболочки совпадают с перемещениями ее узлов. Переход от полученных напряжений в сплошной оболочке к усилиям в стержневой сетчатой системе основывается на условиях статического равновесия.

4.3.3.1. Определение усилий от собственного веса

Постоянную нагрузку от собственного веса q считают равномерно распределенной по всей поверхности купола (рис. 4.8,а).

Меридиональное усилие на единицу длины кольца:

$$T_1 = -\frac{gR(1 - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi} = -q \frac{R}{1 + \cos \varphi}, \quad (4.8)$$

где R - радиус сферического купола; φ - см. рис. 4.8.

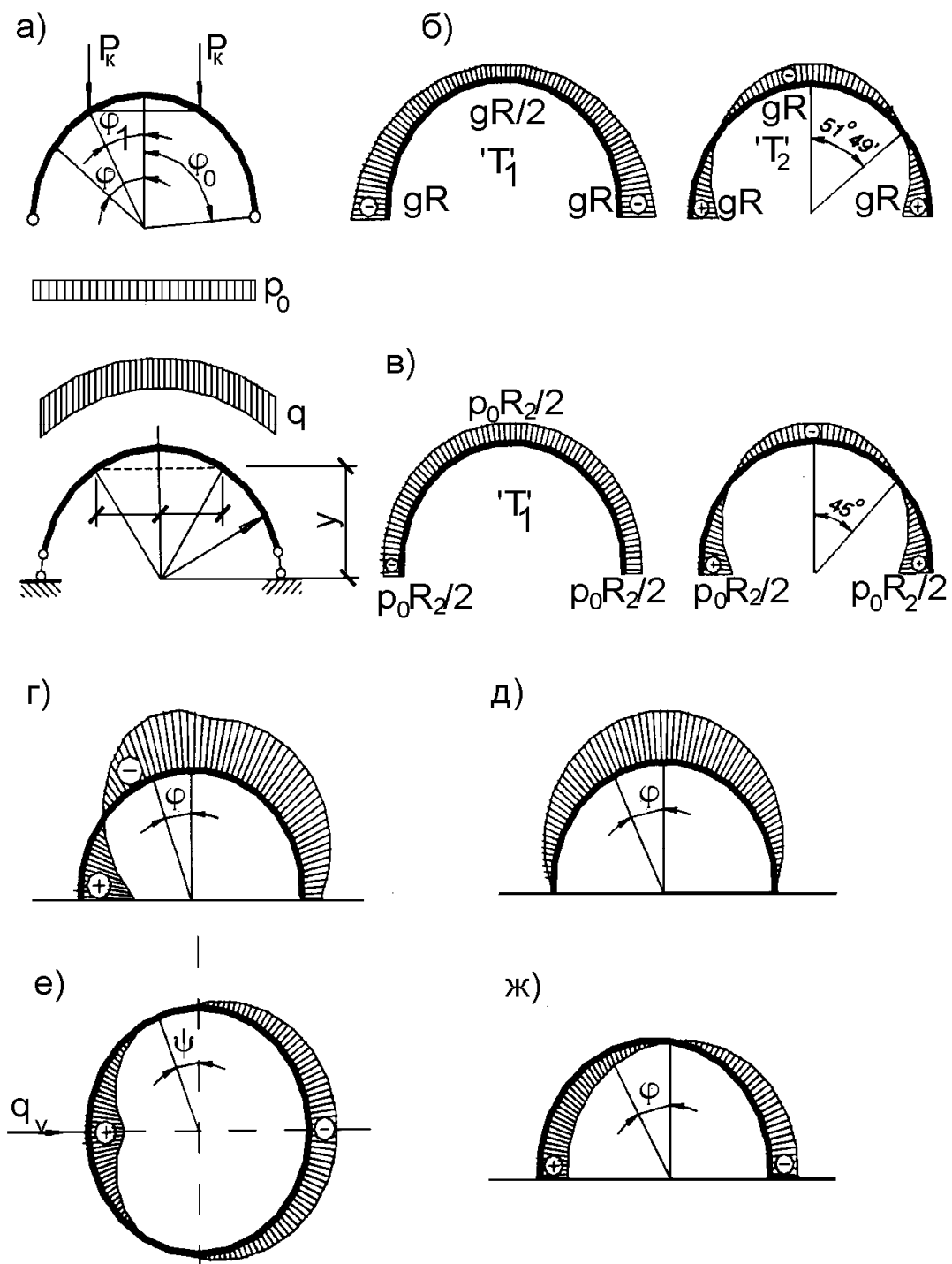


Рисунок 4.8 - Нагрузки и усилия в куполе-оболочке:
 а – расчетная схема; б – эпюры меридиональных и кольцевых усилий от собственного веса купола; в – то же от снеговой нагрузки;
 г, е – эпюры ветрового давления на угол в поперечном сечении и в плане;
 д, ж – симметричная и кососимметричная эпюра ветрового давления на купол

Кольцевое усилие на единицу длины меридиана:

$$T_2 = -Rg \left(\cos \varphi - \frac{1}{1 + \cos \varphi} \right). \quad (4.9)$$

При угле $\varphi = 51^{\circ}49'$ кольцевое усилие меняет свой знак, переходя от сжимающего к растягивающему.

Если в куполе имеется фонарное отверстие и масса фонаря более, чем в 1,5 раза отличается от массы вырезанной части купола, то необходимо учесть распределенную по линии контакта с фонарем нагрузку p_K (рис. 4.8,а):

$$T_1 = p_K \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi}, \quad (4.10)$$

$$T_2 = p_K \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi}. \quad (4.11)$$

Растягивающие усилия в опорном кольце от собственного веса купола определяются по формуле:

$$N_K = R^2 g \frac{1 - \cos \varphi_o}{\operatorname{tg} \varphi_o}. \quad (4.12)$$

При наличии кольцевой нагрузки по фонарному вырезу растягивающие усилия в опорном кольце вычисляются:

$$N_K = R^2 g \frac{1 - \cos \varphi_o}{\operatorname{tg} \varphi_o} + R p_K \frac{\sin \varphi_1}{\operatorname{tg} \varphi_o}. \quad (4.13)$$

4.3.3.2. Определение усилий от снеговой нагрузки

Интенсивность снеговой нагрузки по поверхности купола принимают по схеме Б.11 приложения Б [2] (см. рис. 4.9) и определяют по формулам 1.3 и 1.4.

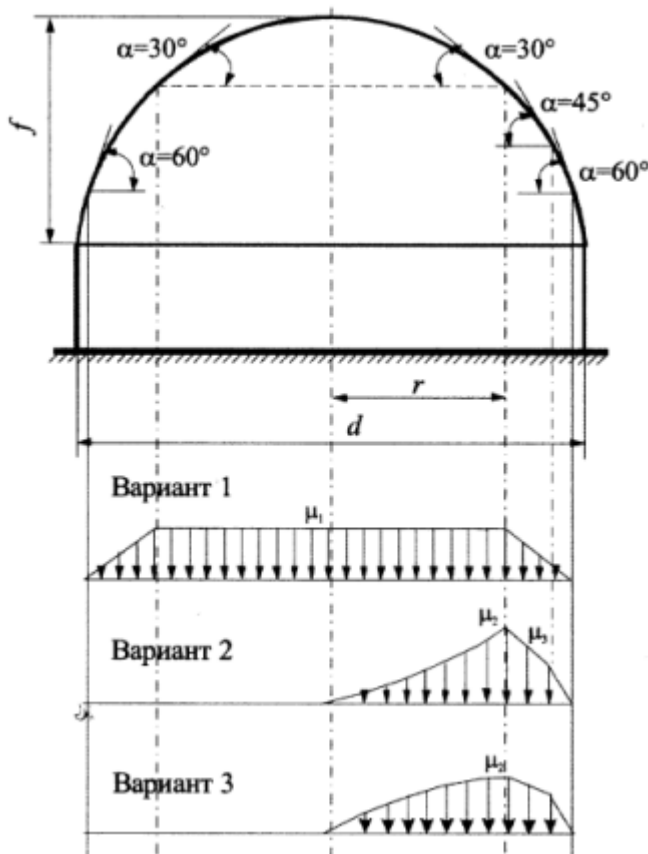


Рисунок 4.9 - К расчету купола на снеговую нагрузку

Коэффициент μ_1 определяется по таблице 4.1. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Таблица 4.1

Уклон покрытия α , град	μ_1
$\alpha \leq 30^\circ$	1
$\alpha \geq 60^\circ$	0

Для пологих куполов с отношением $f/d \leq 0,05$ следует учитывать только вариант 1.

Для куполов с отношением $f/d > 0,05$ следует учитывать варианты 1, 2 и 3 при уклонах $< 60^\circ$. Более подробно по определению снеговой нагрузки на купол см. схему Б.11 приложения Б [2].

Меридиональное усилие на единицу длины кольца в любом сечении имеет постоянное значение:

$$T_1 = -\frac{\pi r^2 S_o \sin \varphi}{2 \pi r} = -S_o \frac{R}{2}. \quad (4.15)$$

Кольцевое усилие на единицу длины меридиана определяется с учетом нормальной составляющей нагрузки в уровне кольцевого сечения $q = S_o \cos^2 \varphi$ из уравнения $T_1 + T_2 = -q R$:

$$T_2 = -qR + S_o \frac{R}{2} = -\left(\frac{1}{2}\right) S_o R \cos 2\varphi. \quad (4.16)$$

Кольцевое усилие меняет знак при $\varphi = 45^\circ$.

Усилие растяжения в опорном кольце:

$$N_k = \frac{S_o R^2}{4} \sin 2\varphi_o. \quad (4.17)$$

При действии на купол несимметричной снеговой нагрузки в оболочке кроме меридиональных и кольцевых усилий возникают сдвигающие усилия S .

Усилия в сферическом куполе от односторонней снеговой нагрузки интенсивностью $p = 0,4 p_o (1 + \sin \varphi \sin \psi)$:

$$T_1 = 0,4 p_o R \left[\frac{1}{2} + \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + 3 \cos \varphi) \cdot (1 - \cos \varphi)^2 \sin \psi \right]; \quad (4.18)$$

$$T_2 = 0,4 p_o R \left\{ \frac{1}{2} + \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + 3 \cos \varphi) \cdot (1 - \cos \varphi)^2 \sin \psi \right] \right\}; \quad (4.19)$$

$$S = \frac{0,4 p_o R (2 + \cos \varphi) \cdot (1 - \cos \varphi)^2}{3 \sin^3 \varphi} \cos \psi, \quad (4.20)$$

где ψ - угол широты в плане нижнего круга сферического купола (рис. 4.8,е), отсчитываемый от диаметра, перпендикулярного направлению ветра, при котором получается одностороннее нагружение.

4.3.3.3. Определение усилий от ветровой нагрузки

Расчет производят приближенно заменой действительной эпюры ветрового давления (рис. 4.8, г) суммой двух эпюр – симметричной (рис. 4.8, д) $q_{v1} = q_v^0 \cos^2 \varphi$, где q_v^0 - расчетная нагрузка от давления ветра на вертикальную плоскость на уровне основания купола, и кососимметричной (рис. 4.8, ж) $q_{v2} = q_v^0 \sin \varphi \sin \psi$.

Усилия от симметричного нагружения:

$$T_{1,v} = -q_v^0 \frac{R(1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi)}{3(1 + \cos \varphi)};$$

$$T_{2,v} = -q_v^0 R \left[\cos^2 \varphi - \frac{1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi}{3(1 + \cos \varphi)} \right].$$

Усилия от кососимметричного нагружения ветрового давления:

$$T_{1,v} = q_v^0 R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \psi,$$

$$T_{2,v} = q_v^0 R \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \psi.$$

Кососимметричная нагрузка дает сдвигающие усилия.

Купольные покрытия обладают хорошей обтекаемостью, поэтому при $f/l \leq 4$ достаточно учесть только симметричный откос. Для купола с $f/l > 4$ следует принимать во внимание и кососимметричную ветровую нагрузку.

4.3.3.3. Проверка устойчивости отдельных элементов купола и сферической оболочки в целом

Усилия сжатия в верхнем кольце купола от суммарного воздействия нагрузки не должны превышать критического усилия:

$$N_K = T_1 r_K \cos \varphi_K \leq \frac{3E_K I_K}{r_K^2}, \quad (4.25)$$

где E_K, I_K, r_K - модуль упругости материала, момент инерции относительно вертикальной оси и радиус кольца.

Устойчивость сферической оболочки проверяют также по критическим напряжениям:

$$\sigma_{cr,об} = \frac{E_{об} \cdot t_{об}}{R \sqrt{3(1 - \mu_{об}^2)}} \geq \sigma_{\max}, \quad (4.26)$$

где $t_{об}$ - толщина оболочки;

$E_{об}, \mu_{об}$ - модуль упругости и коэффициент Пуассона материала оболочки;

σ_{\max} - суммарные сжимающие напряжения от всех видов нагружения.

Для сетчатых куполов рекомендуются следующие формулы перехода к сплошным куполам:

- для однослойного купола

$$\begin{aligned} E_{об} &= EA/3il, \\ t_{об} &= 2i\sqrt{3}, \\ \mu_{об} &= \frac{1}{3}. \end{aligned} \quad (4.27)$$

- для двухслойного купола

$$\begin{aligned} E_{об} &= \frac{4EI}{3Kl^2}, \\ t_{об} &= K \cdot a\sqrt{3}, \\ \mu_{об} &= \frac{1}{3}, \end{aligned} \quad (4.28)$$

Где E, I, μ, A, i, l - соответственно изгибная жесткость, коэффициент Пуассона, площадь сечения, радиус инерции и длина стержня сжатого купола;

a - шаг стержней;

K - коэффициент, который определяется $K = \frac{t}{l}$ (здесь t - толщина двухслойной оболочки).

Усилия в стержнях купола определяют умножением усилий T_1 и T_2 на соответствующие расстояния между стержнями в рассматриваемом сечении купола и проектированием их на направления стержней (рис. 4.10).

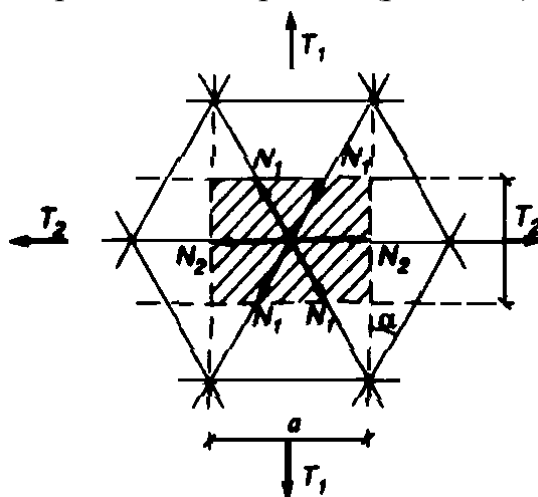


Рисунок 4.10 - К расчету сетчатого купола Усилия в стержне меридионального направления

$$N_1 = \frac{T_1 a}{2 \cos \alpha}. \quad (4.29)$$

Усилия в кольцевом стержне

$$N_2 = T_2 b. \quad (4.30)$$

Помимо осевых усилий N_1 и N_2 в стержнях могут возникать изгибающие моменты от местной нагрузки.

Чтобы избежать потери устойчивости в вертикальной плоскости, момент инерции стержней должен удовлетворять условию:

$$J \geq \frac{T_1 R_a}{0,5E} \sqrt{\frac{T_1 R}{0,5E}}. \quad (4.31)$$

3.3.4. Расчет сетчатого купола как дискретной стержневой системы

Расчет выполняется известными методами строительной механики по программам статического расчета пространственных систем с помощью ПЭВМ.

Для сетчатых куполов с ячейками, близкими к равностороннему треугольнику, может быть использован метод, основанный на аналогии регулярных сетчатых поверхностей со сплошными оболочками [15]. Максимальные усилия в стержнях сетчатого сферического купола с треугольными ячейками могут быть определены по формуле:

$$N = kgRl, \quad (4.32)$$

где k - коэффициент, определяемый по табл. 3.1. в зависимости от угловой координаты стержня φ , отсчитываемой от вертикальной оси;

g - расчетная равномерно-распределенная нагрузка;

R - радиус кривизны поверхности, определяется по формуле

$$R = \frac{D^2 + 4f^2}{8f} \quad (\text{здесь } D \text{ и } f \text{ - диаметр и высота подъема купола);$$

l - длина стержня купола.

Таблица 4.2 - Значения коэффициента k .

φ	Нагрузки					
	постоянная		снеговая		ветровая	
	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение
0	-0,298	-	-0,298	-	-0,257	+0,94
15	-0,31	-	-0,31	-	-0,27	+0,94
30	-0,37	-	-0,36	-	-0,29	+0,94
45	-0,47	+0,06	-0,43	+0,15	-0,29	+0,94
60	-0,63	+0,34	-0,58	+0,56	-0,30	+0,94
75	-0,56	+0,69	-0,33	+0,56	-0,63	+0,71
90	-0,62	+1,15	-0,31	+0,48	-0,53	+0,74

Расчетная длина сжатого стержня купола:

$$l_{ef} = \mu l, \quad (4.33)$$

где l - геометрическая длина, равная расстоянию между узлами;

μ - коэффициент свободной длины, определяется по графику (рис. 4.11) в зависимости от параметра условной длины стержня $\nu = \frac{l}{\sqrt{Ri}}$ (здесь R - радиус кривизны поверхности, i - радиус инерции в радиальной плоскости).

При $\nu > 3$ коэффициент свободной длины равен 1. Это означает, что при соответствующих соотношениях кривизны поверхности, изгибной жесткости стержня и его длины каждый узел является не упруго-податливой, а абсолютно жесткой опорой. Такие купола могут быть запроектированы с шарнирными узлами.

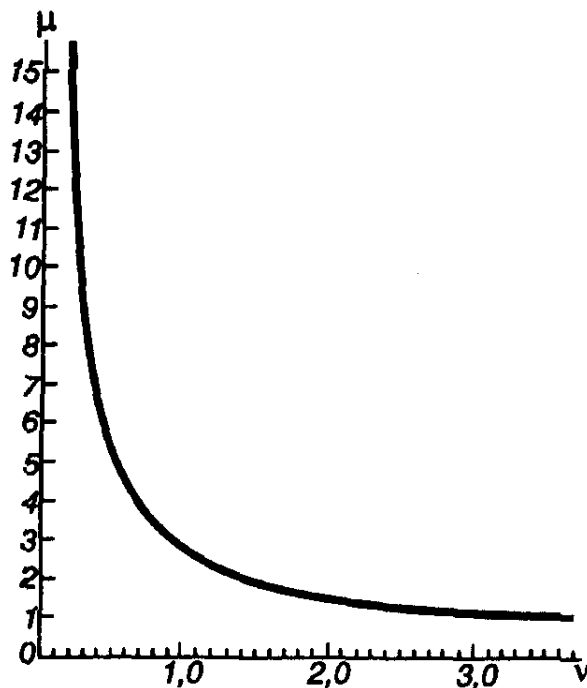


Рисунок 4.11 - Зависимость коэффициентов свободной длины стержней сетчатого купола μ от параметров условных длин ν

При проектировании куполов всех типов обязательной является проверка степени геометрической нелинейности несущей конструкции, которая оценивается соотношением суммарной расчетной нагрузки и верхней критической F_{cr} .

Для определения критической узловой нагрузки предварительно вычисляются угол наклона стержней к касательной плоскости β , параметр начального отклонения ξ_0 и параметр прогиба узла ξ .

Угол наклона стержней к касательной плоскости в узле определяется:

$$\beta = \frac{l}{2R}, \quad (4.34)$$

где l - длина стержня купола.

Расчетное значение параметра начального отклонения определяется:

$$\xi_0 = 0,65 \frac{\delta}{\beta^2 l}, \quad (4.35)$$

где δ - допуск на изготовление отдельных стержней, принимается $\delta = 1,5$ мм.

Безразмерный параметр прогиба узла $\xi = \frac{\alpha}{\beta}$ (здесь α - угол поворота стержня в радиальной плоскости в процессе деформирования). ξ определяют из решения уравнения (4.36) при $\bar{p}_0 = \bar{p} = \frac{F_1}{F_{cr}} = 1$

$$\bar{p}_0 = \frac{\xi(1 - \xi_0 - \xi)(2 - 2\xi_0 - \xi)}{1(1 - m) + 2(2m + 1)(\xi_0 + \xi)}, \quad (4.36)$$

где $m = \frac{F_2}{F_1}$ - параметр неравномерности нагружения соседних узлов, F_1 - нагрузка на рассматриваемый узел, F_2 - нагрузка на соседний узел (для постоянной и ветровой нагрузок $m = 1$, для снеговой $m = 0,5$).

Усилие в стержне с учетом его возрастания в процессе деформирования сетчатого купола определяется

$$N_{ef} = Nk_1, \quad (4.37)$$

где k_1 - коэффициент возрастания продольной силы, определяется по формуле:

$$k_1 = \frac{1}{1 - \xi_0 - \xi}.$$

По усилию N_{ef} подбирается сечение стержня из условия устойчивости как центрально-сжатого элемента.

Рекомендуется принимать гибкость стержней не более 80-90, в противном случае необходимо учитывать влияние снижения их продольной жесткости на величину критической нагрузки. Коэффициент условий работы при расчете $\gamma_c = 0,7$.

Условие обеспечения устойчивости узла сетчатого купола под нагрузкой (предотвращение прощелкивания узла):

$$F \leq F_{cr}, \quad (4.38)$$

где F - максимальная узловая нагрузка на узел, определяется по формуле $F = A_u g$ (здесь A_u - грузовая площадь узла, g - равномерно-распределенная нагрузка);

F_{cr} - критическая нагрузка на узел, определяется по формуле $F_{cr} = 2EA\beta^3 \bar{p}$ (здесь A - площадь сечения стержня сетчатого купола, \bar{p} - параметр, принимаемый по графику на рис.4.12).

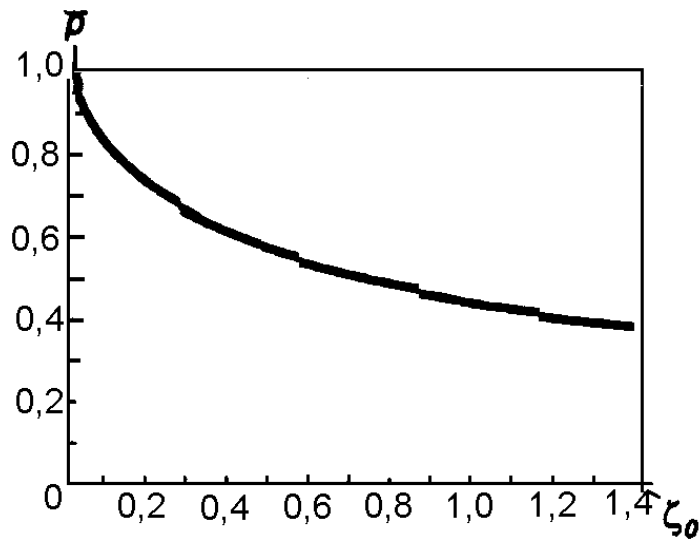


Рисунок 4.12 - Зависимость параметра верхней критической нагрузки

4.4. Вопросы для самоконтроля

1. Как образуются купольные покрытия.
2. Классификация куполов по конструктивному признаку, по стреле подъема. Приведите рисунки.
3. Что представляет собой конструкция ребристого купола.
4. Что представляет собой конструкция ребристо-кольцевого купола.
5. Основные способы построения сетчатых куполов.
6. Как воспринимается распор в купольных покрытиях.
7. Изобразить конструкцию опирания ребер или стержней купола к нижнему опорному кольцу.
8. Изобразить расчетную схему ребристого купола.
9. Как определяется площадь сечения условной затяжки при расчете ребристого купола.
10. Какие усилия возникают в верхнем опорном кольце ребристого купола.
11. Как производится расчет ребристого купола на горизонтальную ветровую нагрузку.
12. Особенности расчета ребристо-кольцевых куполов.
13. Методы расчета сетчатых куполов.

5. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

5.1. Общие сведения

5.1.1. Однопоясные системы с гибкими нитями

Однопоясные системы с гибкими нитями представляют собой предварительно напряженные железобетонные оболочки, работающие на растяжение. Напряженной арматурой в них является система из гибких нитей, на которые во время монтажа укладывают плоские керамзитобетонные или ребристые железобетонные плиты. В качестве гибких нитей используют стальные канаты* или арматурные стержни. Напряжение оболочки осуществляют одним из следующих способов:

- а) замоноличиванием швов между плитами расширяющимся бетоном на расширяющемся цементе НЦ-40;
- б) натяжением нитей после укладки плит и временной пригрузкой покрытия балластом, вес которого имитирует собственный вес утеплителя с кровлей и снега, увеличенный на 10-30% для компенсации усадки и ползучести бетона, а также предотвращения образования трещин. После замоноличивания стыков и набора бетоном прочности пригруз удаляют;
- в) натяжением нитей домкратами после монтажа плит и замоноличивания швов, перпендикулярных к направлению нитей.

Существуют и другие не менее распространенные способы.

В цилиндрических покрытиях гибкие нити, закрепленные в опорной конструкции, расположены параллельно короткой стороне здания (рис. 5.1).

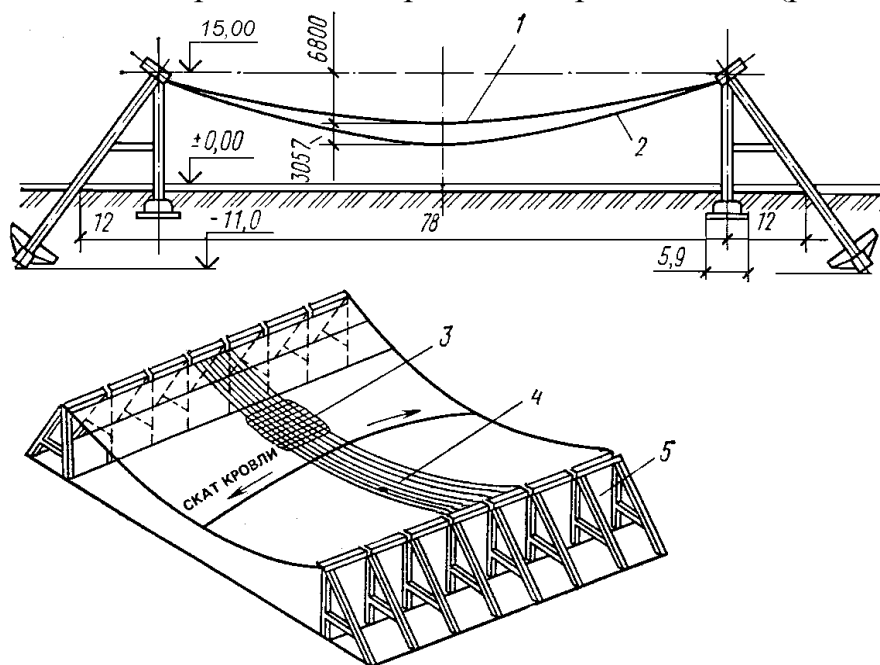


Рисунок 5.1 - Однопоясное висячее покрытие с гибкими нитями [13]
1, 2, 4 – гибкие нити \varnothing 40 мм через 1,5 м; 3 – железобетонные плиты;
5 – опорная конструкция.

Канат* - гибкий стержень из тонких стальных проволок, объединенных в систему путем свивки, прошивки, склеивания и другими способами.

Расстояние между ними принимается $1,5 \div 3$ м и более. Провисание нитей задают

$f = \frac{1}{10} \div \frac{1}{30}$ пролета l . Такие оболочки являются пологими. Для обеспечения сто-

ка воды с покрытия стрелу провеса нитей делают несколько меньше к середине здания и больше к торцам. Балки опорного контура для восприятия распора нитей выполняют из железобетона, реже из стали. Они имеют развитое сечение в горизонтальной плоскости. Высота поперечного сечения балок принимается

$h = (\frac{1}{8} \div \frac{1}{12})l_b$, ширина $b \approx \frac{1}{15}l_b$ - для железобетонных и $b \approx \frac{1}{30}l_b$ - для стальных

(здесь l_b - пролет балок). К железобетонным балкам нити крепят через закладные детали или пропускают сквозь наклонные трубки, диаметр которых назначают в 1,5 раза больше диаметра концевого участка нити. Сопряжение нитей с опорным контуром приведено на рис. 5.2.

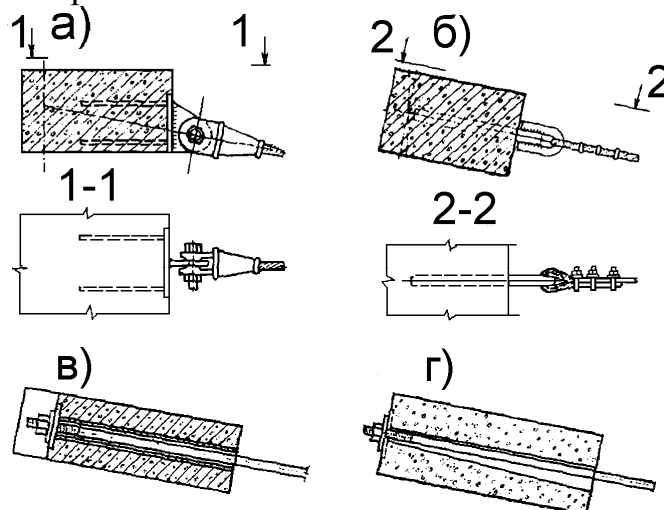


Рисунок 5.2 - Сопряжения нитей с опорным контуром:
 а, б – с помощью закладных деталей; в – то же, закладных трубок;
 г – то же, конических отверстий

В круглых вогнутых покрытиях (рис. 5.3) гибкие нити расположены по радиусам на одинаковых расстояниях. Одним концом они крепятся к наружному железобетонному кольцу, другим – к внутреннему металлическому. На нити укладываются трапециевидные плоские железобетонные плиты, в дальнейшем замоноличиваемые. Диаметр внутреннего металлического кольца назначается 6-12 м из удобств прикрепления к нему гибких нитей (шаг нитей по внутреннему опорному кольцу принимается $35 \div 50$ см). Однако в таком покрытии затруднено устройство внутреннего водостока из внутренней части покрытия.

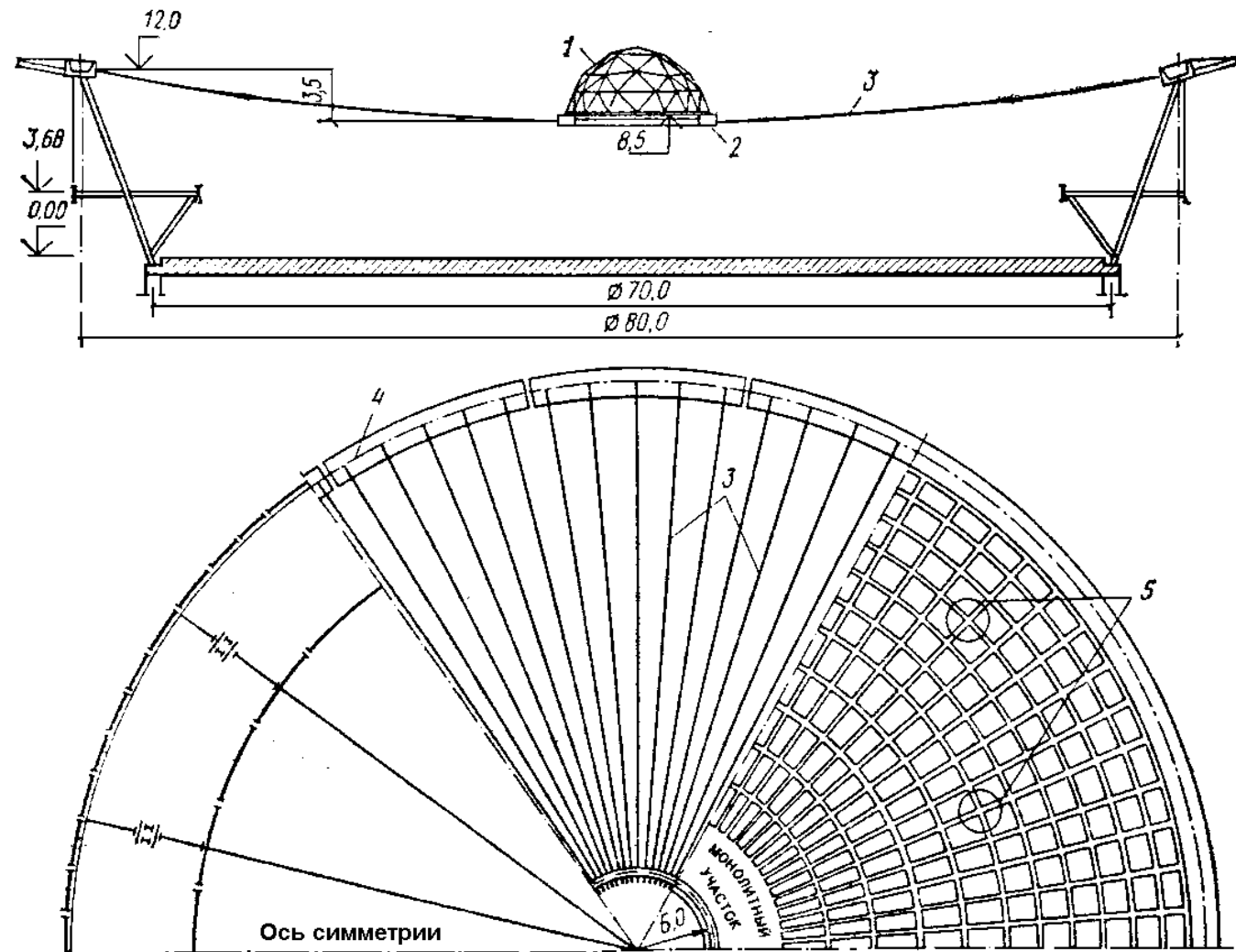


Рисунок 5.3 - Вогнутое висячее покрытие на круглом плане[13].
 1 – светоаэрационный фонарь; 2 – среднее металлическое кольцо; 3 – канаты $\varnothing 52,5$ мм (80 штук);
 4 – железобетонное опорное кольцо 1x1,5 м; 5 – керамзитобетонные плиты

В шатровых покрытиях (рис. 5.4) нити также располагаются по радиусам от центра покрытия, и по ним уложены плоские трапециевидные железобетонные плиты, которые в последующем замоноличиваются. Среднее металлическое кольцо является главной опорой всего покрытия. Оно опирается на центральную железобетонную опору в виде толстостенной трубы большого диаметра или куста отдельных стоек, связанных по высоте ригелями.

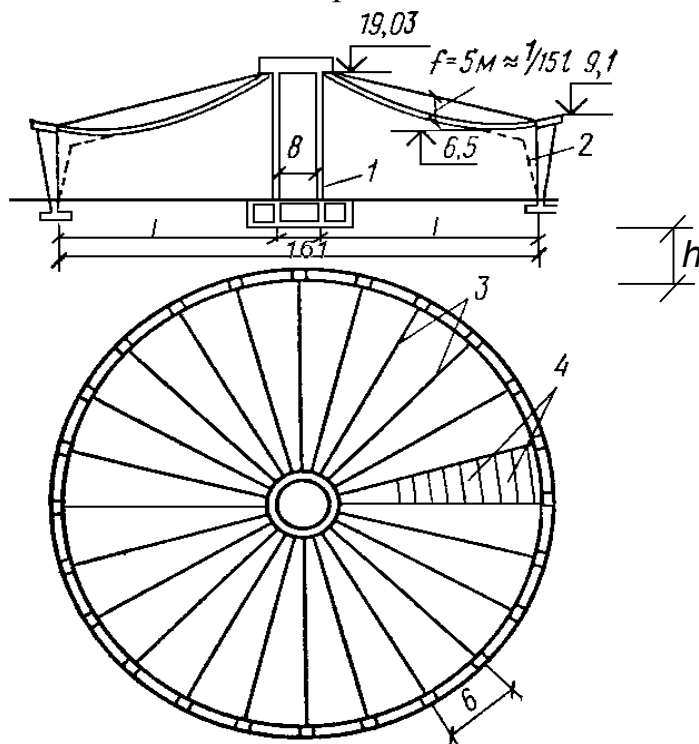


Рисунок 5.4 - Шатровое висячее покрытие [13].

1- средняя железобетонная опора; 2 – водосток; 3 – тросы $\varnothing 65$ м (84 шт.);
4 – ребристые железобетонные плиты

В зависимости от решения водостока шатровое покрытие может быть скомпоновано в двух вариантах. При наружном водостоке параметры покрытия должны удовлетворять условию $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{16}{3}\right)\left(\frac{f}{l}\right)$. В этом случае требуется специальное крепление наружного железобетонного опорного кольца к колонне и колонны к фундаменту.

При устройстве водостока из провисающей части покрытия можно понизить высоту средней опоры и увеличить стрелу провеса покрытия, что выгодно, но усложняет устройство водоотвода (рис. 5.4).

Сопряжение сборных плит оболочки с гибкими нитями зависит от вида предварительного напряжения оболочки. При предварительном напряжении оболочки пригрузом или расширяющимся бетоном плиты с выпусками арматуры укладывают на стержни основной несущей арматуры оболочки (канаты) и, после осуществления пригруза, швы между плитами замоноличивают бетоном (рис. 5.5,а).

При напряжении оболочки натяжением гибких нитей домкратами плиты опираются на нити через специальные консоли, выпущенные из плит и обеспечивающие свободу деформации относительно канатов (рис. 5.5, б). Меридиональные швы между плитами замоноличиваются после натяжения нитей на бетон. Кольцевые швы между плитами армируют вспомогательной кольцевой арматурой и замоноличивают отдельными кусками до натяжения канатов, создавая монолитные бетонные секторы для передачи усилий натяжения нитей на бетон.

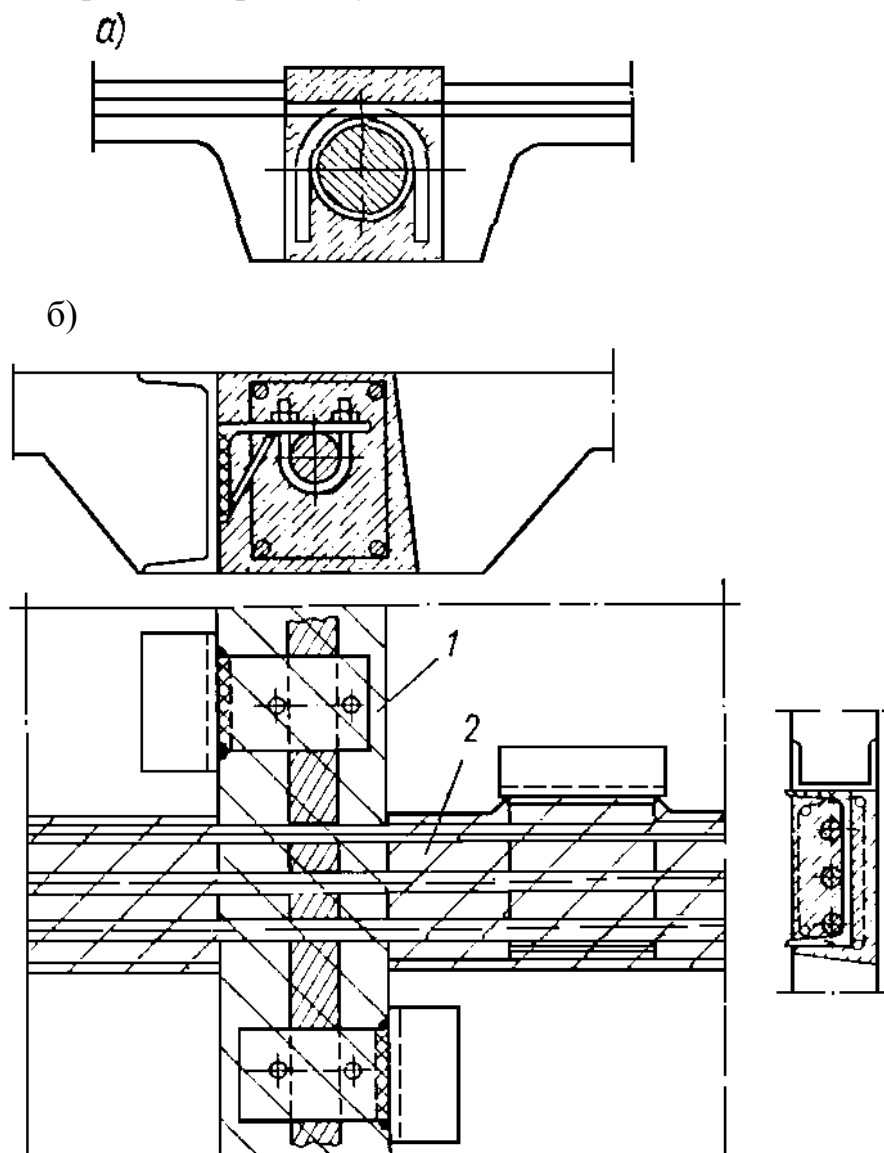


Рисунок 5.5 - Сопряжение железобетонных плит с арматурой при напряжении пригрузом (а) и домкратами (б): 1, 2 – соответственно меридиональный и кольцевой швы.

Центральные растянутые кольца круглых покрытий чаще всего выполняются в виде сварных сечений из прокатной стали.

На рис. 5.6. показано сечение центрального кольца провисящего покрытия и прикрепление к нему несущих гибких нитей. Сечение кольца состоит из двух горизонтально расположенных сварных швеллеров, соединенных планками. Натяжение нити на кольцо передается через вилкообразные шайбы, вставляемые между кольцом и концевым стаканом нити.

На рис. 5.7. приведены фрагменты центральных металлических колец шатровых покрытий, перекрывающих пролеты разной величины.

Наружные опорные кольца делают железобетонными сборно-монолитными. Кольца имеют прямоугольное сечение, развитое в плоскости покрытия. При перекрытии больших пролетов элементы кольца делают в виде железобетонной или металлической коробки, служащей одновременно опалубкой кольца (рис. 5.8).

В этих коробчатых элементах закрепляют гибкие нити покрытия, укладывают дополнительную арматуру кольца для его работы на изгиб и бетонируют. Сечения колец обычно наклонены к горизонту для того, чтобы подходящие к кольцу канаты были параллельны длинной стороне сечения кольца.

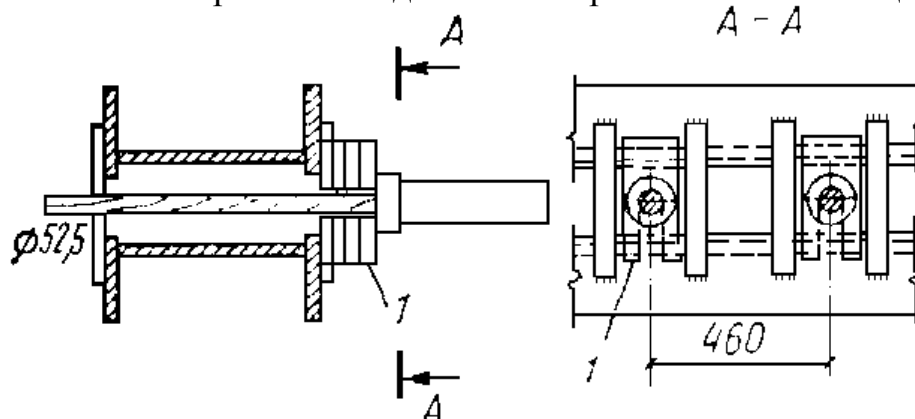


Рис. 5.6 Центральное металлическое кольцо провисяющего покрытия
1 – вилкообразные шайбы

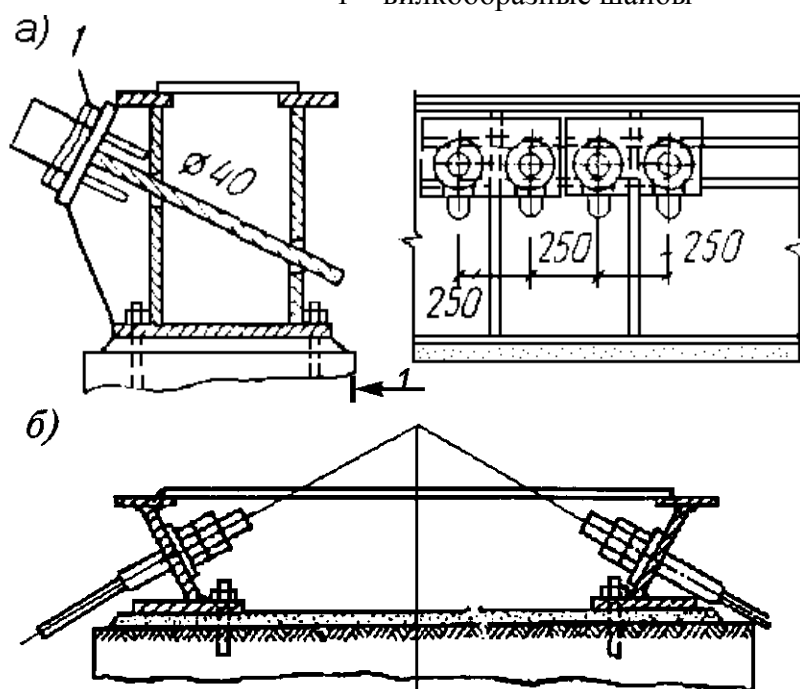


Рисунок 5.7 Центральные металлические кольца шатровых покрытий
а) коробчатого сечения; б) открытого сечения

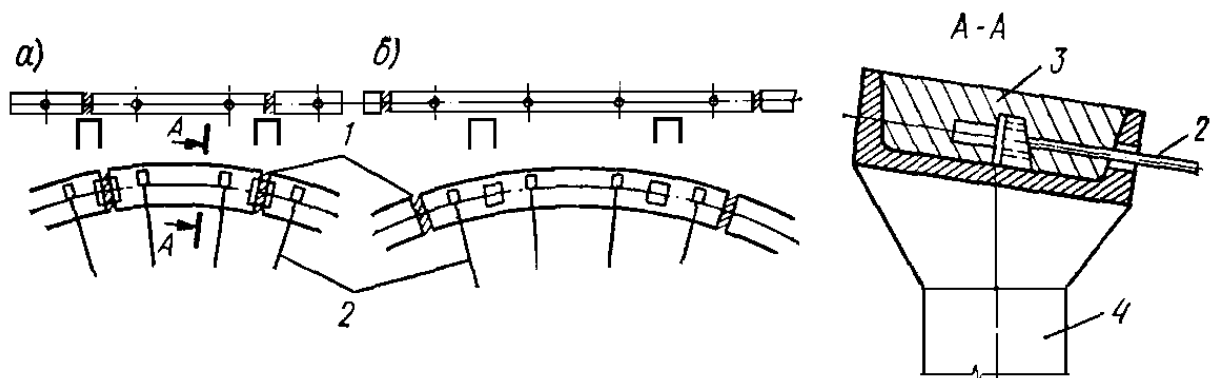


Рисунок 5.8 - Наружные железобетонные сборно-монолитные кольца висячих однопоясных оболочек

а) – стыки опорных колец на колоннах; б) – то же, в пролете;
 1 – стыки, 2 – гибкие нити, 3 – бетон замоноличивания на монтаже; 4 – колонны

5.1.2. Двухпоясные висячие покрытия

Двухпоясными называют несущие системы, состоящие из двух поясов, расположенных друг над другом, связанных между собой параллельно расположенными распорками или растяжками и совместно работающих на восприятие внешних нагрузок.

Пояса с положительной кривизной, стрелка провеса которых направлена вниз, являются несущими, пояса с отрицательной кривизной – стабилизирующими.

Двухпоясные системы в прямоугольных зданиях располагаются параллельно друг другу, а в круглых или овальных – радиально. Они располагаются с шагом 3-6 м и более.

Несущие пояса воспринимают всю нагрузку от массы покрытия и дополнительное усилие от предварительного напряжения покрытия. Стабилизирующие пояса предназначены только для обеспечения предварительного напряжения покрытия.

В зависимости от расположения несущего и стабилизирующего поясов формы покрытий могут быть: двояковогнутыми (рис. 5.9,а), двояковыпуклыми (рис. 5.9,б) или выпукло-вогнутыми (рис. 5.9,в).

В двояковогнутом покрытии несущий пояс расположен выше стабилизирующего, и вертикальные элементы решетки (стойки) растянуты, что позволяет делать их из тросов[†] или стальных стержней. Такое расположение поясов увеличивает строительную высоту покрытия и требует устройства отдельных опорных конструкций для поясов системы. Более сложным оказывается отвод воды с покрытия (при устройстве кровли по несущему поясу).

В двояковыпуклом покрытии несущий пояс расположен выше стабилизирующего. Однако элементы, соединяющие пояса в этой конструкции, сжаты и работают на продольный изгиб. Для покрытий большого пролета длина стоек увеличивается, их сечение из-за продольного прогиба резко возрастает, и вес стоек начинает составлять значительную часть общего веса покрытия.

В выпукло-вогнутом покрытии часть соединяющих пояса элементов растя-

[†] Трос – разновидность каната, в котором проволоки свиты в пряди, а пряди в канат.

нута, а часть сжата, уменьшается строительная высота и длина элементов, соединяющих пояса (что особенно важно для сжатых распорок). Однако в таком покрытии требуется раздельная опорная конструкция для поясов.

Стрела провисания для несущего пояса принимается $f_H = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$ пролета,

стрела подъема стабилизирующего пояса - $f_C = \frac{1}{10} \div \frac{1}{30}$ пролета.

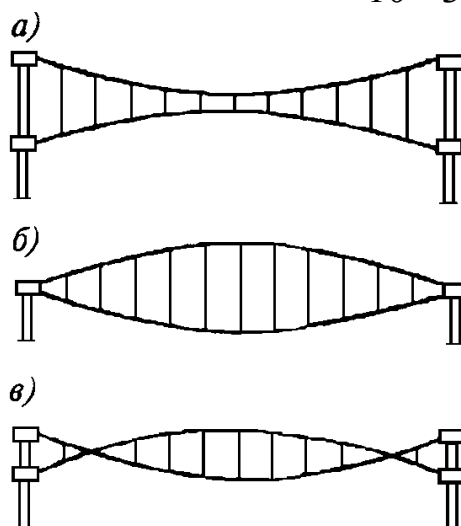


Рисунок 5.9 - Двухпоясные висячие покрытия
а) – двояковогнутые; б) – двояковыпуклые; в) – выпукло-вогнутые

Стрелки провеса стабилизирующих поясов могут быть несколько больше стрелок провеса несущих поясов.

Пояса двухпоясных систем обычно изготавливают из стальных канатов и тросов. Соотношение площадей сечения поясов не оказывает большого влияния на прогибы системы, и для предварительных расчетов можно использовать следующие соотношения:

для легких покрытий при $S \gg g$ $k = \frac{A_C}{A_H} = 1-1,2;$

для средних $S \approx g$ $k \approx 0,6-0,8;$

для тяжелых $S \ll g$ $k \approx 0,3-0,6.$

Здесь g и S - постоянная и снеговая расчетные нагрузки на покрытие; A_C и A_H - площади сечений стабилизирующего и несущего поясов.

Узлы примыкания поясов системы к опорной конструкции, к центральным кольцам в круглых покрытиях приведены на рис. 5.10.

Количество растяжек (распорок) принимается достаточно большим, чтобы они имитировали равномерно распределенную нагрузку. Расстояние между ними зависит от размера панелей покрытия или шага прогонов и принимается в пределах $1,5 \div 6$ м.

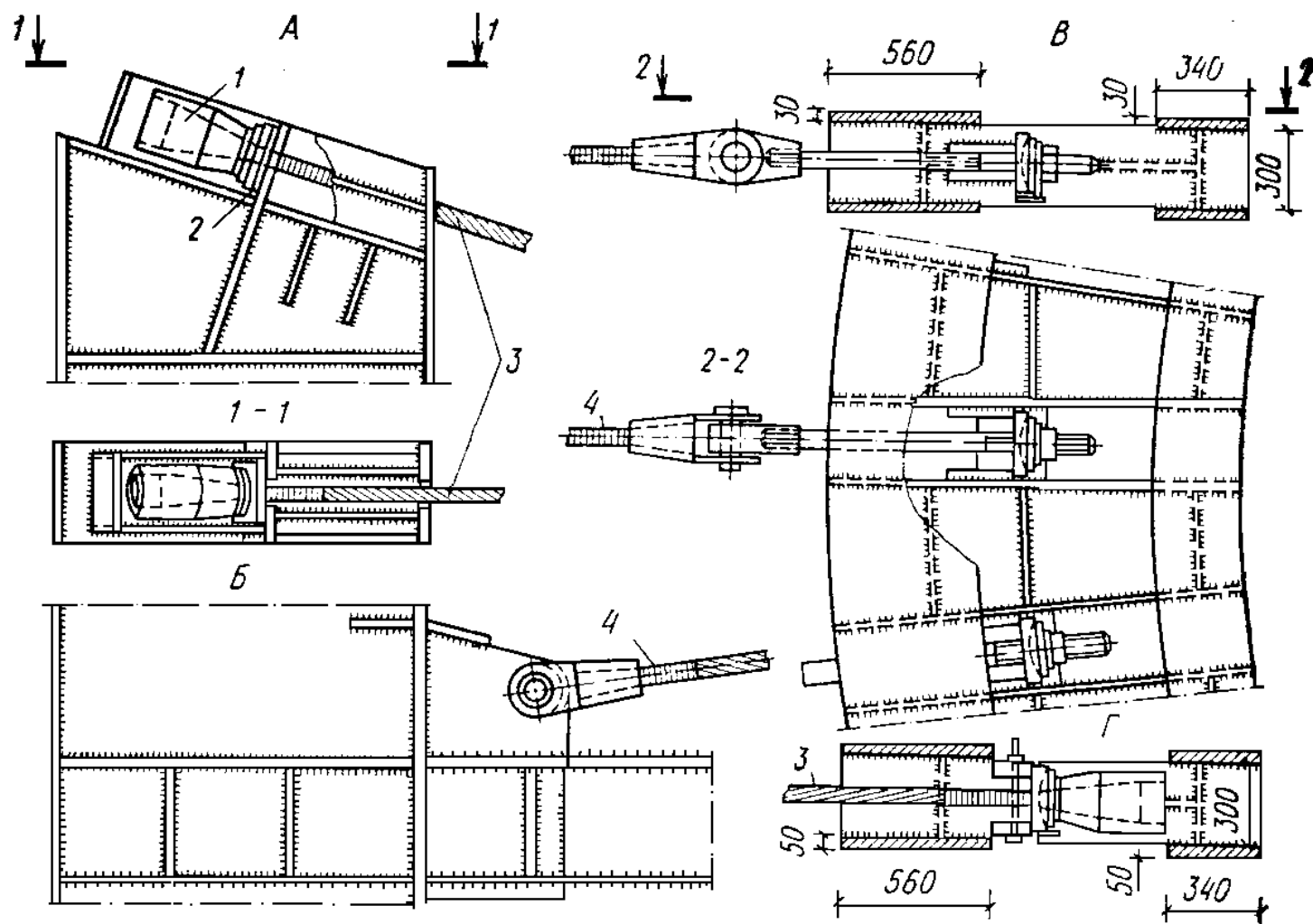


Рисунок 5.10 - Узлы двухпоясной системы.
 а, б - крепление поясов к опорной конструкции;
 в, г - укрепление поясов к центральным кольцам; 1 - заливной стакан;
 2 - вилообразные шайбы; 3 - несущий трос $\varnothing 63$ мм;
 4 - стабилизирующий трос $\varnothing 42,5$ мм

Варианты крепления растяжек к поясам показаны на рис. 5.11, а, а распорок – на рис. 5.11,б. Для обеспечения пространственной работы покрытия и закрепления сжатых распорок от смещений из плоскости между последними предусматривают вертикальные связи.

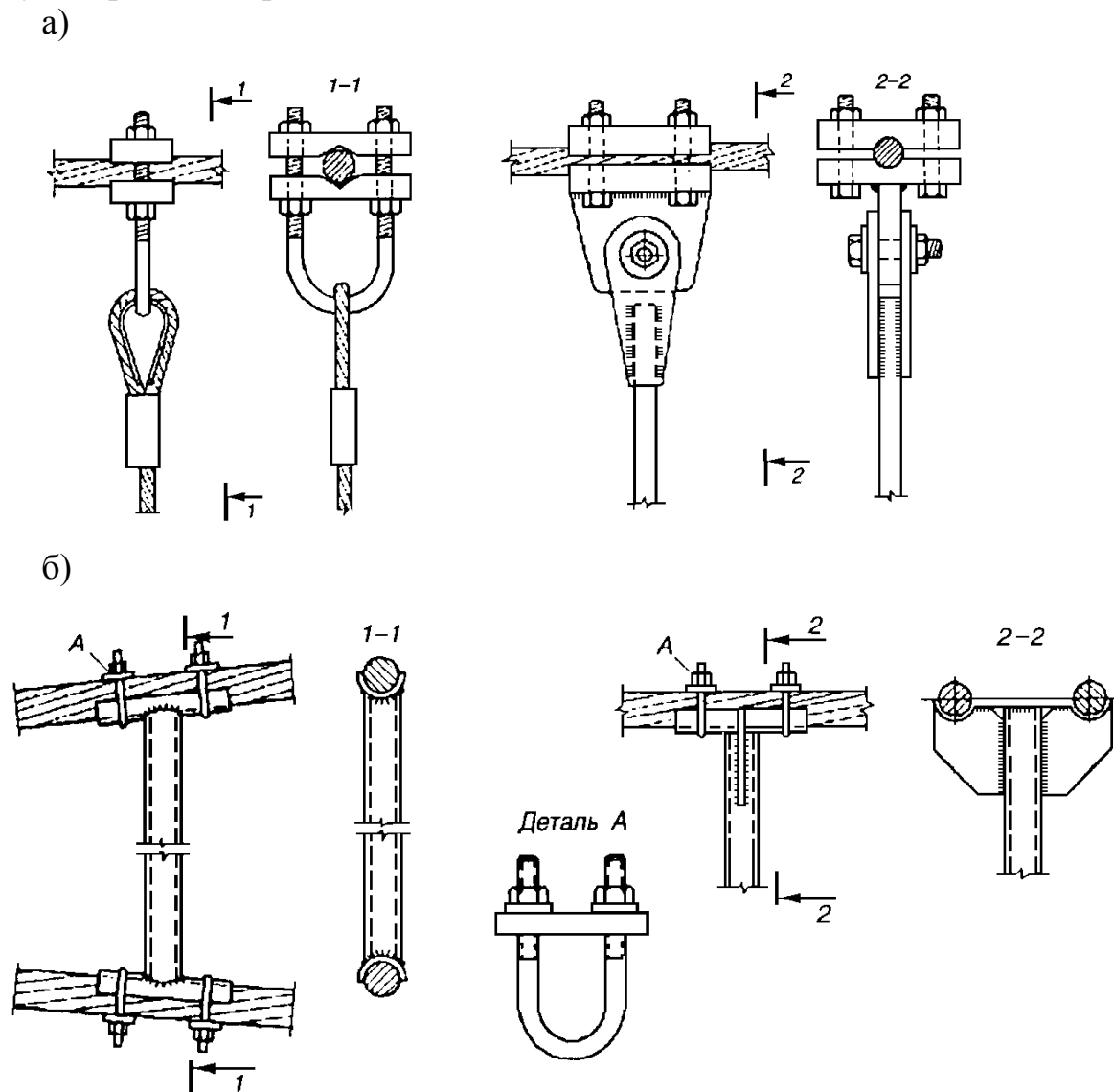


Рисунок 5.11 - Крепление растяжек (а) и распорок (б) к поясам

Предварительное напряжение покрытия создается путем натяжения нитей домкратами (как в однопоясных системах) или путем натяжения растяжек (распорок). В последнем случае предварительное напряжение можно создать винтовыми муфтами.

В двухпоясных покрытиях применяют легкие ограждающие конструкции в виде настилов и панелей на основе профилированных листов из стали, алюминиевых сплавов, стеклопластиков и других материалов.

Настил укладывают непосредственно на нити, реже на прогоны. Конструкция кровли из профилированных листов приведена на рис. 5.12. Обычно утеплитель (пенопласт, пенополистирол) располагают над настилем и предусматривают его защиту рулонным ковром (рис. 5.12, б). Если профилирован-

ный настил, кроме несущей функции, используется для гидроизоляции, то утеплитель располагают под настилом (рис. 5.12,в). В этом случае при использовании минераловатного утеплителя пароизоляцию выполняют из фольги, наклеенной на картон, а снизу предусматривают сетку.

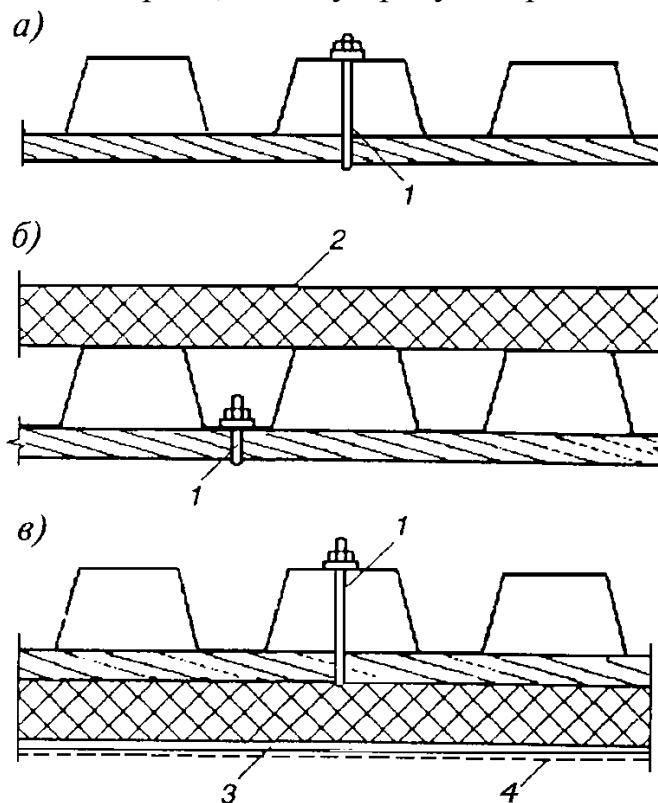


Рисунок 5.12 - Конструкция кровли из профилированных листов:
 а – без утеплителя; б – с верхним расположением утеплителя;
 в – с размещением утеплителя под настилом;
 1 – болт с крюком; 2 – гидроизоляционный ковер; 3 – пароизоляция;
 4 – поддерживающая сетка

Панели и плиты покрытия (прямоугольные – для систем с параллельными нитями и трапециевидные - с радиальными) не имеют принципиальных особенностей по сравнению с обычными панелями.

Примером двухпоясного вантового покрытия является покрытие спортивно-зрелищной арены в Минске (Белоруссия,2010), которое выполнено в форме "велосипедного колеса"(рис.5.13).

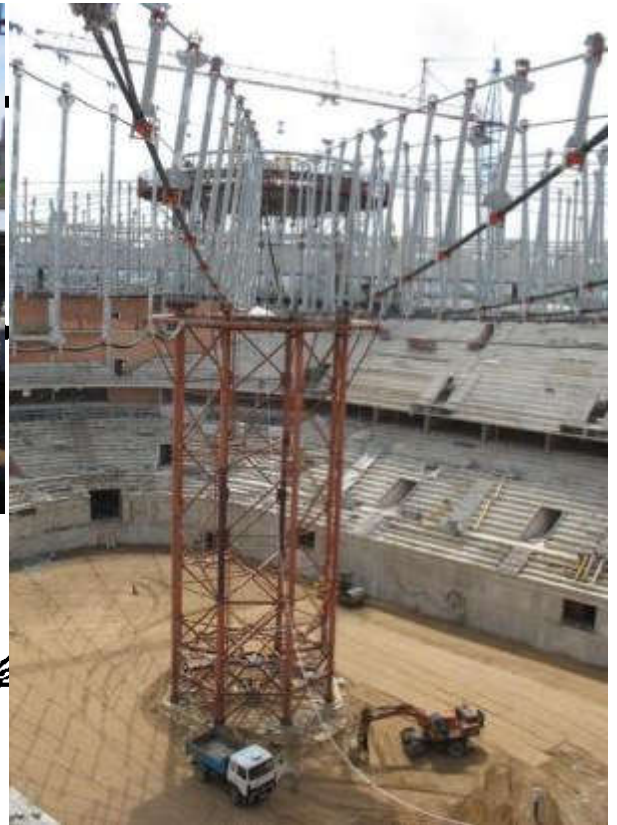
Дальнейшим развитием двухпоясных систем является их превращение в тросовые фермы, где растяжки в каждой панели заменены наклонными гибкими раскосами, пересекающимися с поясами в углах ферм (рис. 5.14).

Тросовые фермы более жесткие системы, чем обычные двухпоясные, поэтому их более целесообразно применять при легких кровлях и больших временных нагрузках.

а)



б)



в) б)

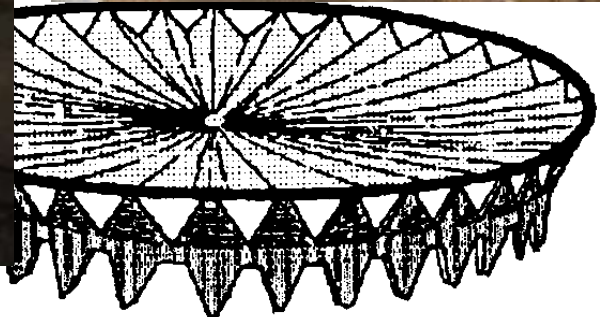


Рисунок 5.13 – Двухпоясное покрытие Минск Арена (Белоруссия,2010):
 а – общий вид покрытия; б- схема расположения вант; в– закрепление вант
 в опорном контуре;

а)



б)

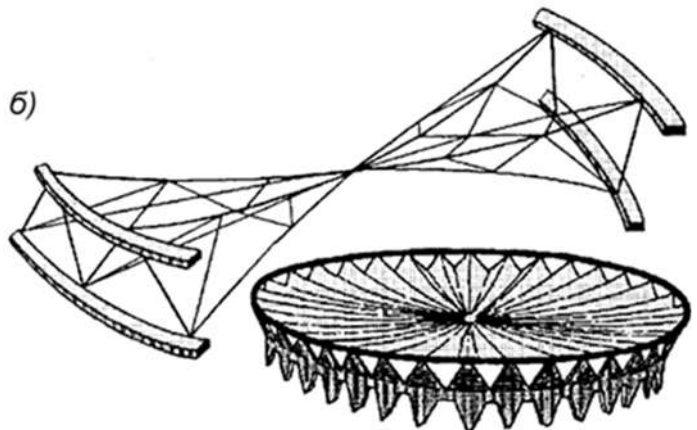


Рисунок 5.14 - Вантовые фермы:
 а – в прямоугольных зданиях; б – в круглых зданиях

5.1.3. Покрытия седловидными напряженными сетками

Основная несущая конструкция покрытий – седловидная сетка, которая состоит из семейства несущих нитей, имеющих провес вниз, и перпендикулярного им семейства стабилизирующих нитей, имеющих выгиб вверх. Поверхность имеет отрицательную гауссову кривизну и обладает достаточной жесткостью.

Несущая конструкция способна воспринимать нагрузки противоположных направлений и позволяет применять любую конструкцию кровли: от жестких утепленных щитов до тканевых или пленочных покрытий во временных сооружениях.

Для постоянных сооружений, имеющих значительную постоянную нагрузку, лучшей формой поверхности сетки является гипар (рис. 4.15).

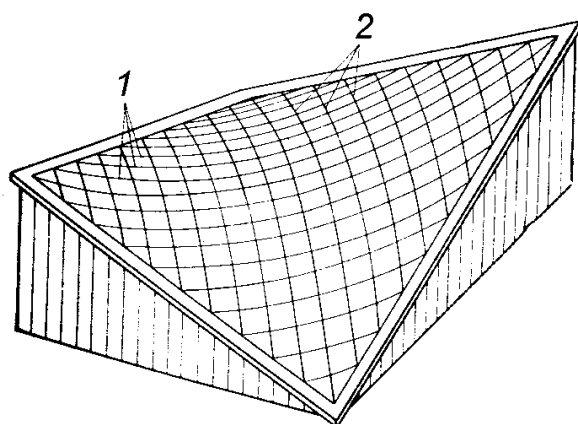


Рисунок. 5.15 - Тросовая сетка с поверхностью гиперболического параболоида
1 – несущие нити; 2 – стабилизирующие нити

Распор несущих и стабилизирующих нитей тросовой сетки вызывает изгиб опорного контура покрытия. Основными конструктивными элементами опорного контура могут быть: балки, кольца, арки, гибкие нити. Наиболее простая форма его – в виде двух пар прямых бортовых элементов, поставленных под углом друг к другу, (рис. 5.15), или пары так же расположенных арок (рис. 5.16, а, б, в). Однако в прямолинейном опорном контуре возникают значительные изгибающие моменты, что приводит к перерасходу материалов и удорожанию сооружения. Чтобы напряжения от изгиба свести к минимуму, бортовые элементы выполняют криволинейными. Криволинейность опорных контуров дает возможность получить разнообразные архитектурные формы покрытий с седловидными сетками (рис. 5.16).

Тросовые сетки с замкнутым опорным контуром могут иметь кольцо круглое или эллиптическое, изогнутое в пространстве относительно одной из горизонтальных осей. Опорами такого кольца служат стены или колонны, которые располагают по периметру.

При назначении опорного контура тросовой сетки в виде двух взаимно пересекающихся арок возможны различные решения покрытия, так как можно в довольно широких пределах варьировать размерами и очертанием этих арок, углами их наклона к горизонту, формой здания в плане (рис. 5.16, а, б, в).

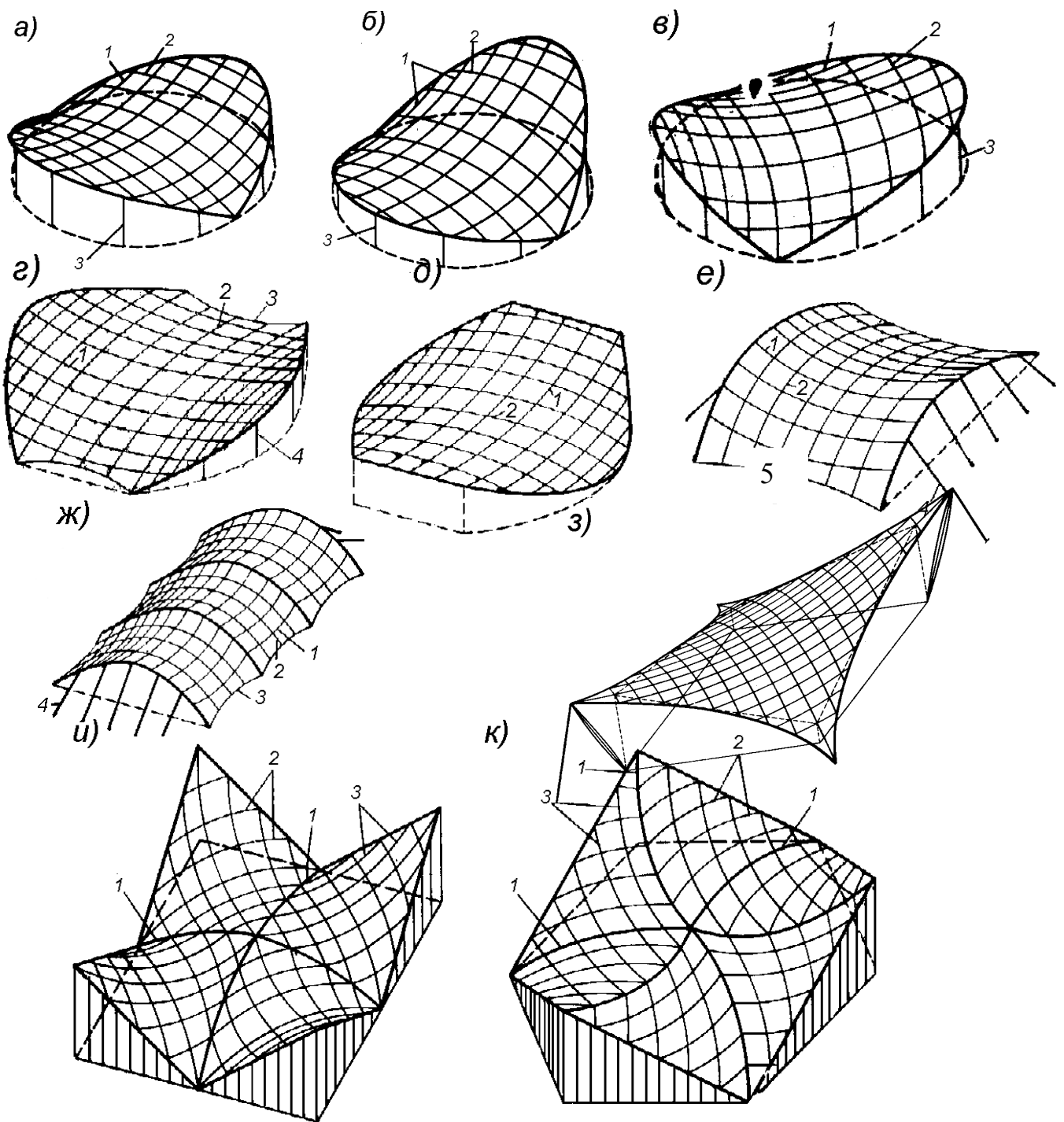


Рисунок 5.16. Тросовые сетки седловидной поверхности с опорным контуром:
 а-в – из двух взаимопересекающихся арок (а – симметричных, б – с разными углами наклона арок к горизонту, в – различных по размерам и очертанию);
 г-ж – с раздвинутыми арками (г – наклонные арки с пятами внизу;
 д – наклонные арки с пятами вверху; е – вертикальные арки; ж – многопролетная система с вертикальными арками); з – гибким из четырех тросов;
 и – к – с прямолинейным опорным контуром (к – на шестиугольном плане, и – на квадратном плане)
 1 – несущие нити; 2 – стабилизирующие нити; 3 – стойки; 4 – оттяжки; 5 – трубы-подпоры

Очертание арок назначают параболическим. Основным материалом для них служит железобетон. Равновесие покрытий обеспечивают колонны, поддерживающие арки, стойки витража или оттяжки в плоскости наружных стен.

Формы покрытий с двумя пересекающимися арками относятся к особому виду седловидных поверхностей, которые отличаются от гипаров.

Для опорного контура можно использовать две наклонные пересекающиеся арки, которые имеют пяты выше своих коньков. В этом случае распор арок на фундаменты передаваться не будет. Вся нагрузка от покрытия воспринимается вертикальными колоннами.

Две арки в покрытии из тросовых сеток могут не пересекаться, образуя как бы разомкнутый опорный контур. В этом случае арки устанавливают наклонно или вертикально. Для закрепления стабилизирующих вант – между пятами арок предусматривают тросы – подборы, жесткие сопрягающие элементы или анкерные фундаменты. При вертикальном положении арок требуются наружные оттяжки для восприятия распора от несущих вант.

Гибкий контур с тросами – подборами целесообразен для легких сооружений. При капитальном строительстве его заменяют жесткой конструкцией.

Для опорного контура покрытий можно использовать не две, а большее количество арок (три, четыре, пять). При использовании трех арок среднюю устанавливают вертикально, боковые арки – горизонтально или наклонно.

Для легких временных сооружений можно принять покрытия с гибким опорным контуром. Форма покрытия определяется конструктивным расположением тросов – подборов по периметру тросовой сети.

Нити в сетке располагают на расстоянии $1 \div 3$ м (меньший шаг принимают для тентовых и пленочных покрытий, больший – для щитовых).

В узлах пересечения несущие и стабилизирующие нити скрепляют друг с другом хомутами или накладками (рис. 5.17). Конструкция узлов пересечения нитей должна обеспечивать их взаимное проскальзывание во время сборки и предварительного напряжения сети и надежно закреплять в период эксплуатации.

При использовании двойных хомутов из круглой стали (рис. 5.17, а) канаты защищают от повреждений кожухами из оцинкованной стали или капрона. Гайки хомутов окончательно затягивают после предварительного напряжения сети.

Если доля временной нагрузки относительно постоянной мала, незначительны скатные составляющие узловых нагрузок и для надежной фиксации канатов в узлах достаточно сил трения, то стабилизирующие нити можно укладывать в седла из отрезков труб, приваренных к пластинам (рис. 5.17, б). В этом случае отпадает необходимость в двукратном затягивании гаек.

Штампованные стальные накладки в узлах пересечения тросов и опорные листы с хомутами при нитях из круглой стали (рис. 5.17, г-е) одновременно используют как столики для плит кровли. Одиночные штампованные накладки должны иметь два желоба. Накладки с одним желобом устанавливают

сдвоенно.

Для закрепления парных арматурных стержней применяют гнутые накладки со стяжным болтом (рис. 5.17, е).

Кровлю по тросовой сетке делают облегченной конструкции (рис. 5.12).

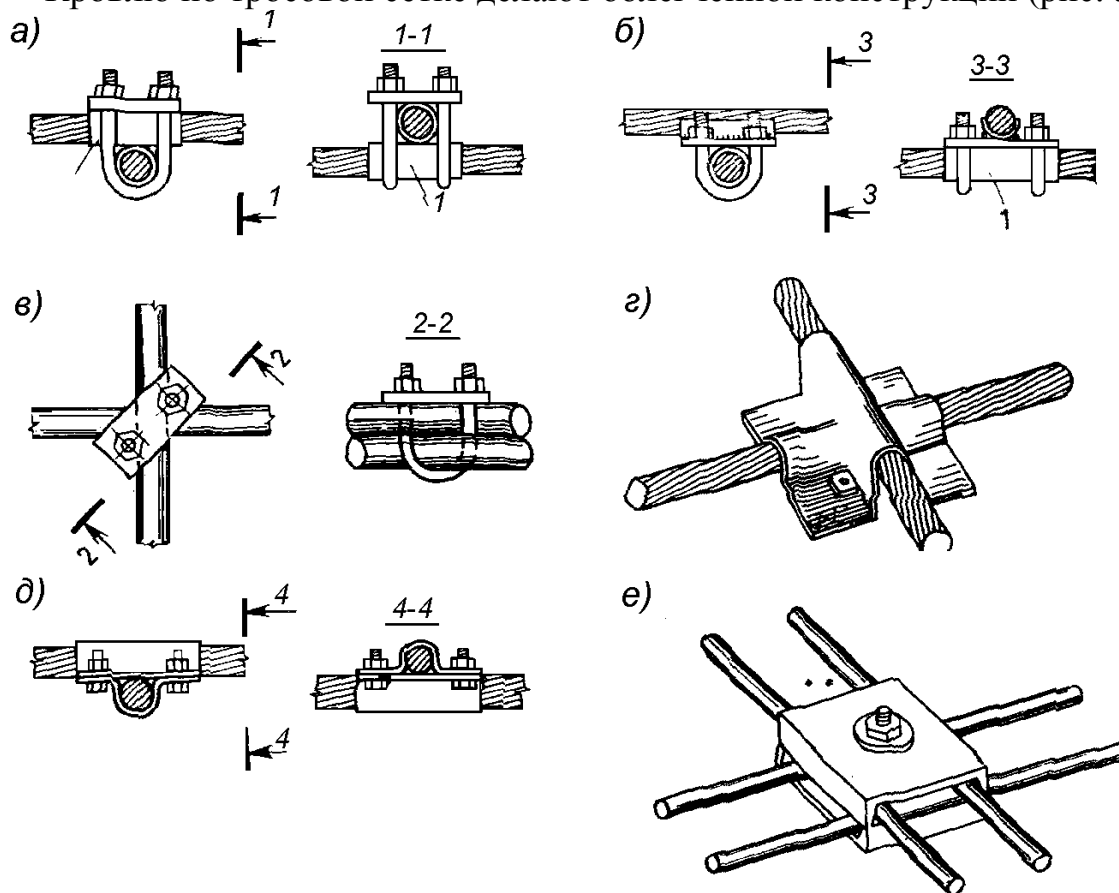


Рис. 5.17. Сопряжение нитей в покрытиях с седловидными напряженными сетками: а – на двойных хомутах; б – на двойных хомутах с «седлом»; в – на одиночных хомутах; г – с двумя штампованными накладками; д – с одной штампованной накладкой; е – при парных нитях; 1 – кожух из оцинкованной стали или капрона

Стрелки провеса главных парабол поверхности принимают:

$$\text{для несущих нитей } f_H \cong \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) l_H;$$

$$\text{для стабилизирующих нитей } f_C \cong \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{25} \right) l_C;$$

$$\text{чтобы } \frac{f_H}{f_C} = \frac{0,6f}{0,4f}, \text{ где } f = f_H + f_C.$$

Седловидные сетки предварительно напрягаются. Предварительное напряжение сетки необходимо для обеспечения работы стабилизирующих нитей на сжатие (что облегчает работу несущих нитей) и для уменьшения кинематических перемещений покрытий при их неравномерном нагружении. Предварительное напряжение принимается прямо пропорционально неравномерной нагрузке и обратно пропорционально предельному прогибу покрытия.

Наиболее простой и распространенный метод создания предварительного напряжения путем последовательного натяжения каждой стабилизирующей нити в отдельности. При таком способе один конец стабилизирующей нити закрепляют наглухо (см. рис. 5.2. а, б), а на другом конце предусматривают приспособление для механического натяжения динамометрическим гаечным ключом при усиллии до 350 кН или домкратом.

От внешней нагрузки несущие нити работают на растяжение, а стабилизирующие на сжатие (в них уменьшаются усилия предварительного растяжения).

Усилия предварительного напряжения в стабилизирующих нитях передаются на несущие нити в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах пересечения.

Поэтому работа сеток при нагружении аналогична работе двухпоясных систем, с той разницей, что в двухпоясных системах каждому несущему поясу соответствует свой стабилизирующий пояс, и система работает как плоская, а в сетке каждому несущему поясу соответствует вся совокупность стабилизирующих поясов и система работает как пространственная.

Гипар можно выполнить из двух слоев металлических лент и утеплителя между ними. Полосы нижнего слоя, обращенного вогнутостью вниз, работают на растяжение и являются несущими, полосы верхнего – ограждающими и стабилизирующими. Эти полосы работают на сжатие. Если при монтаже погасить сжимающие усилия в полосах, обращенных выпуклостью вверх, путем их предварительного натяжения, то можно обеспечить работу всего покрытия только на растяжение и исключить опасность потери устойчивости оболочки. Усилие предварительного напряжения принимается из условия, чтобы при действии снеговой нагрузки в стабилизирующих полосах оставались растягивающие усилия порядка $10 \div 20$ % от начальных. При этом в несущих полосах усилия будут увеличены более чем в два раза по сравнению с усилиями без стабилизации покрытия.

5.1.4. Мембранные покрытия

Мембранные оболочки – это однослойные сплошные покрытия из листов и полос, образующих заранее заданные поверхности одинарной или двойной кривизны.

В отличие от обычных висячих покрытий в мембранах силовой поток распределен по всей поверхности, вызывая равномерные и сравнительно невысокие напряжения материала. При перекрытии больших пролетов толщина металлической мембраны по условию прочности не превышает $1 \div 1,5$ мм, что обуславливает высокую экономичность покрытия. По соображениям коррозионной стойкости мембраны из листовой стали обычно выполняют толщиной не менее $3 \div 4$ мм. В случае применения листов из алюминиевых сплавов толщину мембранной оболочки назначают только по условию прочности, т.к. алюминиевые конструкции практически не подвергаются коррозии. Широкому распространению мембранных покрытий из алюминиевых сплавов препят-

ствуется их высокая стоимость.

Материалом для мембран обычно служит листовая малоуглеродистая или низколегированная сталь толщиной 4-6 мм. Для уменьшения опасности коррозии лучше применять атмосферостойкую низколегированную сталь типа 10ХНДП.

Формы мембранных покрытий весьма разнообразны (рис. 5.18) в практике используются мембраны с цилиндрической и конической поверхностью (имеющие нулевую гауссову кривизну), различные формы провисающих поверхностей – сферическая, оболочки вращения (имеющие положительную гауссову кривизну), шатровые и седловидные мембраны (имеющие отрицательную гауссову кривизну).

Наибольшей устойчивостью отличаются мембраны отрицательной гауссовой кривизны, наименьшей – нулевой.

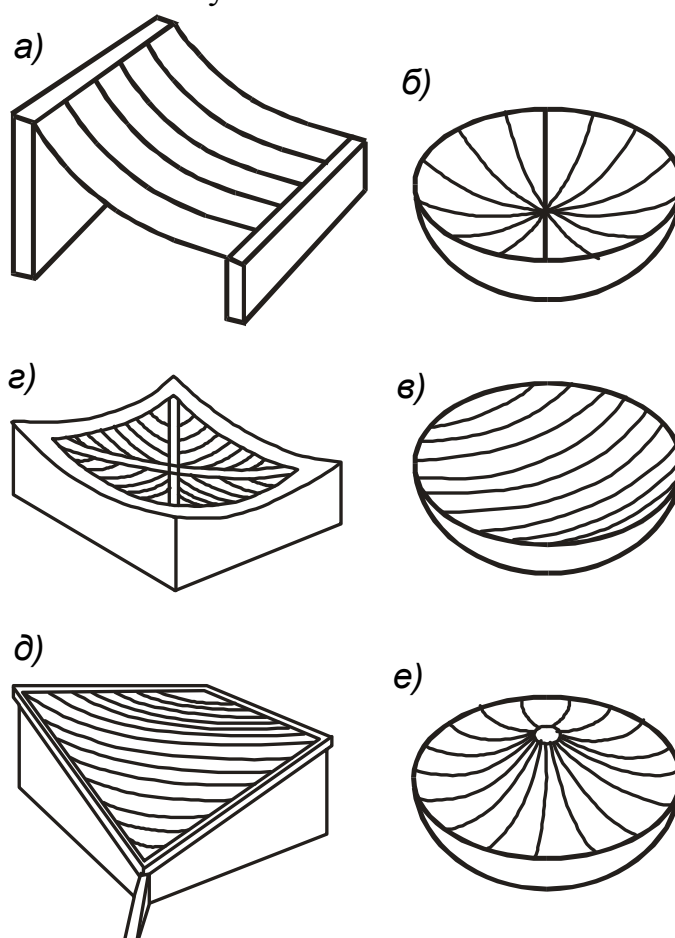


Рисунок 5.18 - Мембранные покрытия

а – нулевой гауссовой кривизны; б, г – положительной гауссовой кривизны на круговом (б, в) и прямолинейном (г) планах; д, е – отрицательной гауссовой кривизны на круговом (е) и четырехугольном (д) планах

Задача обеспечения необходимой жесткости мембранных покрытий решается:

- 1) путем создания предварительного напряжения (за счет пригрузки покрытия);

2) путем включения в работу мембраны продольных ребер, способных воспринимать изгибающие моменты.

Деформируясь совместно с листовой оболочкой, продольные ребра выполняют функции жестких нитей. Конструкция ребер может быть в виде

балки или фермы с высотой поперечного сечения $\frac{1}{70} \div \frac{1}{90}$ пролета;

3) путем использования в мембранах седловидной формы подкрепляющих элементов в виде опорных полос и прогонов;

4) путем использования в мембранах с цилиндрической формой поверхности поперечных ребер.

Стрелу провисания в провисающих мембранах и оболочках вращения назначают $\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$ диаметра покрытия (большую стрелу провеса следует принимать при большем отношении постоянной нагрузки к временной и наоборот).

Стрелу провеса меридиана шатровой мембраны принимают $\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}$ половины диаметра покрытия при наружном водостоке и $\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$ половины диаметра покрытия при устройстве водостока из провисающей части мембраны (рис. 5.19).

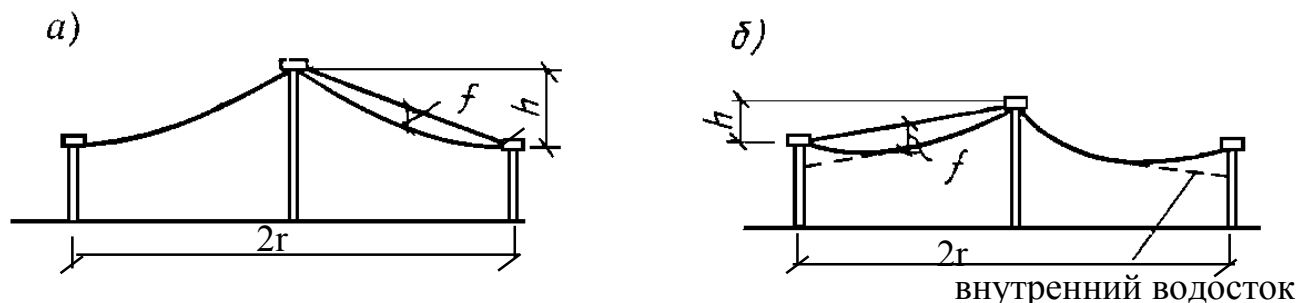


Рисунок 5.19 - Шатровые покрытия

Диаметр центрального опорного кольца шатровой мембраны принимается $\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$ диаметра покрытия. Радиальные направляющие имеют сечение в виде тавра или двутавра с широкой верхней полкой, на которой стыкуются лепестки мембраны. Расстояние по периметру между радиальными направляющими определяется шириной лепестка мембраны и достигает до 12 м.

Кольцевые ребра обычно выполняются из швеллеров, расположенных стенкой вдоль поверхности мембраны.

Кровля мембранных покрытий состоит из утеплителя, выравнивающего слоя, рулонного ковра. Если утеплитель, кроме основного назначения, используется для стабилизации покрытия, то его делают в виде бетонной рубашки

или жесткий утеплитель укладывают с зазорами $10 \div 12$ см, которые затем в короткий промежуток времени заливают расширяющимся раствором. Если мембрана выполнена из атмосферостойкой стали 10ХНДП или алюминиевого сплава, то в этом случае утеплитель крепят к мембране снизу, устраивают пароизоляцию из фольгоизола или другого подобного материала и предусматривают защитную сетку.

Детали крепления листов в мембранных покрытиях приведены на рис. 5.20.

Более подробно конструктивное решение различных типов висячих покрытий рассмотрено в [11].

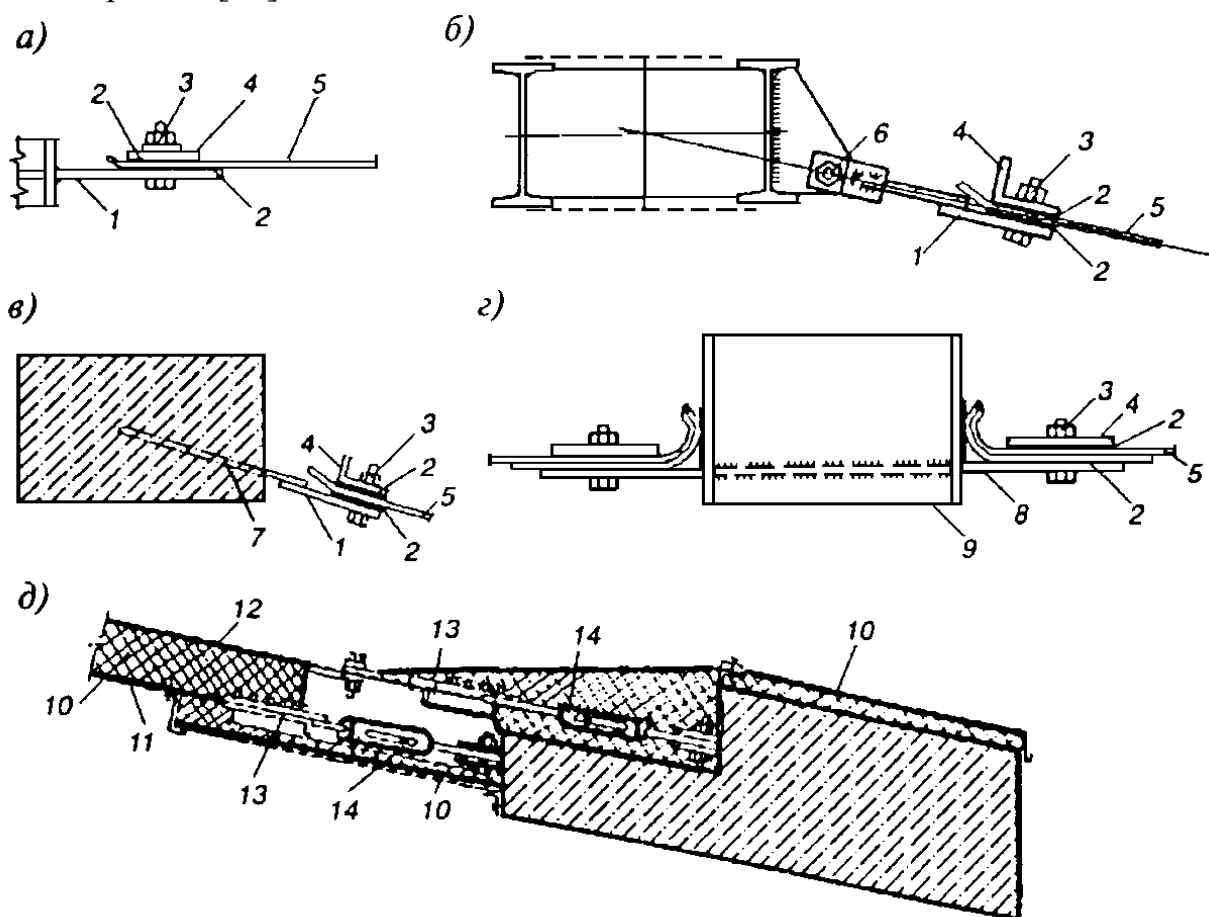


Рис. 5.20 Детали крепления лент в мембранных покрытиях:

- а – непосредственное крепление к стальному опорному контуру; б – выносное присоединение к стальному опорному контуру; в – то же, к железобетонному;
- г – обрамление отверстия; д – крепление двухслойной мембраны к железобетонному бортовому элементу; 1 – нижний прижимной элемент (стальная полоса);
- 2 – фрикционный слой (пленка толщиной 1 мм из эпоксидного клея с присыпкой корундовой крошкой или кварцевым песком); 3 – высокопрочный болт;
- 4 – верхний прижимной элемент; 5 – тонкая лента из стали (не допускается сварка) или из алюминиевого сплава; 6 – болтовой шарнир; 7 – анкер; 8 – фланец из стального листа;
- 9 – элемент обрамления отверстия; 10 – утеплитель; 11 – несущая лента мембраны; 12 – то же, стабилизирующая; 13 – прижимной захват; 14 – натяжное устройство.

На рис.5.21 приведены седловидные мембраны, которые применены в покрытии конькобежного стадиона в г. Коломна (Россия,2006) и хоккейного стадиона в Ангарске (Россия,2006).

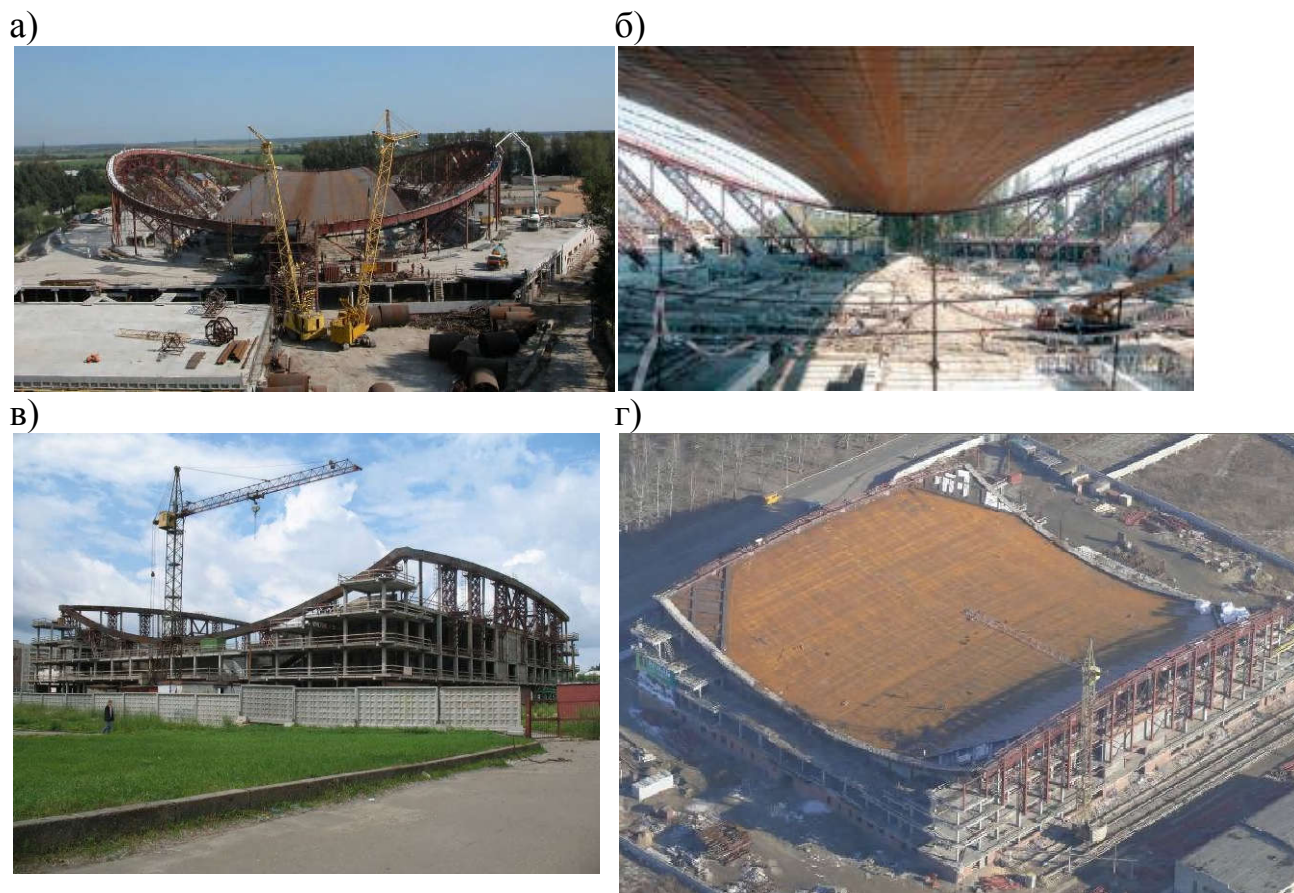


Рисунок 5.21. Седловидное мембранное покрытие:
а,б - конькобежного стадиона в г. Коломна (Россия,2006) [25];
в,г- хоккейного стадиона в Ангарске (Россия,2006) [26].

5.2. Расчет висячих покрытий

5.2.1. Особенности расчетов

Висячие покрытия, как правило, рассчитывают численными методами на ЭВМ по специальным программам с учетом нелинейности их деформации. Для обоснования технических решений и сравнения вариантов висячих покрытий выполняется предварительный расчет, который можно вести аналитическими методами по линейной теории.

Ниже приводятся формулы приближенного определения усилий в элементах покрытия от полного равномерного нагружения покрытия постоянной и временной нагрузками для предварительного назначения сечений покрытия перед их точным расчетом на ЭВМ.

Архитекторы точный расчет висячих покрытий могут не производить, т.к. он не вносит существенных изменений в архитектурный замысел сооружения.

5.2.2. Расчет висячей оболочки с параллельными нитями

За расчетную схему ванты в зависимости от конструктивной компоновки покрытия принимают провисающую нить с опорами, расположенными на одном или разных уровнях (см. рис. 5.22).

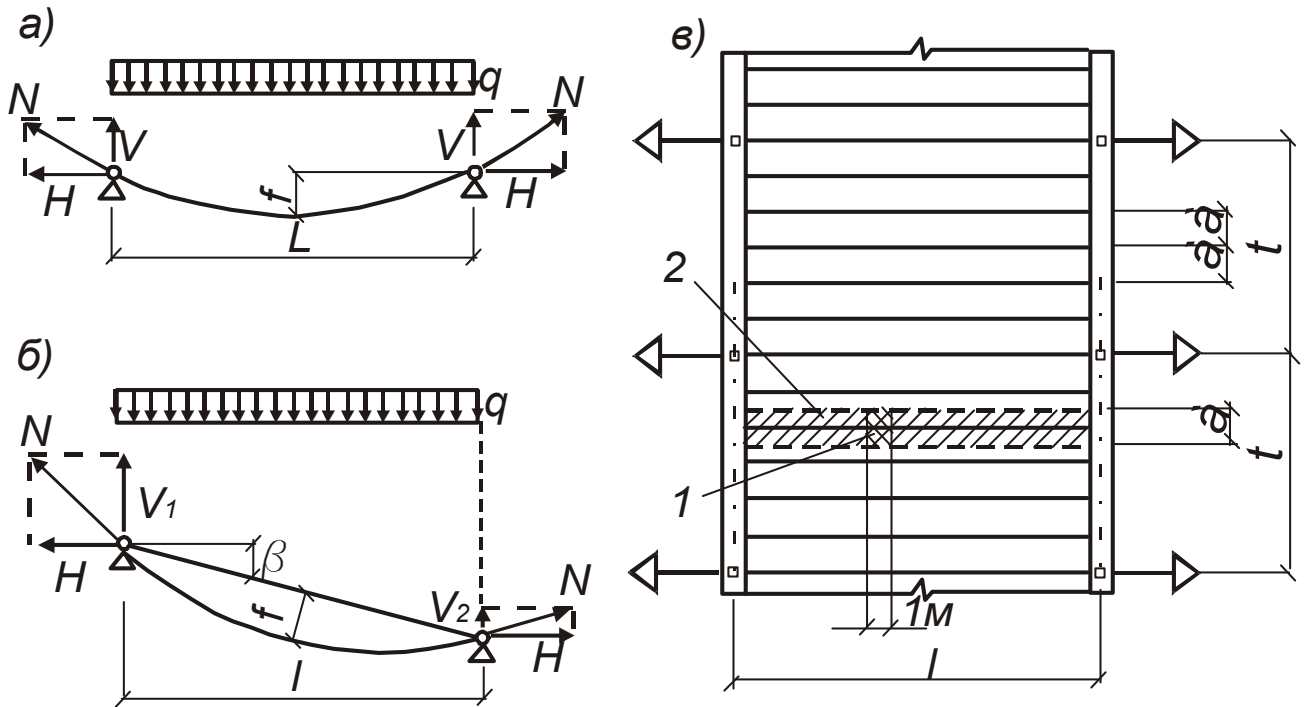


Рисунок 5.22 - Расчетная схема параллельно расположенных нитей в висячей оболочке

а – с опорами в одном уровне; б – с опорами на разных уровнях; в – план покрытия;
1 – площадка действия линейной нагрузки q ; 2 – грузовая полоса нити

Постоянная нагрузка на нить определяется в табличной форме (см. табл. 5.1).

Для висячих покрытий цилиндрической формы загрузка снеговой нагрузкой принимается по схеме Б.10 приложения Б [2]:

$$\mu_1 = 1,0; \mu_2 = \frac{l}{b}.$$

Растягивающее усилие в гибкой нити определяется по расчетной погонной нагрузке:

$$q = [g + (1,1 \div 1,3)S]a, \quad (5.1)$$

где g - расчетная постоянная нагрузка от собственного веса 1 м^2 покрытия, принимается по табл. 5.1;

S - расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 покрытия (см. формулу 1.4);

a - шаг гибких нитей, принимается равным $1,5 \div 3 \text{ м}$.

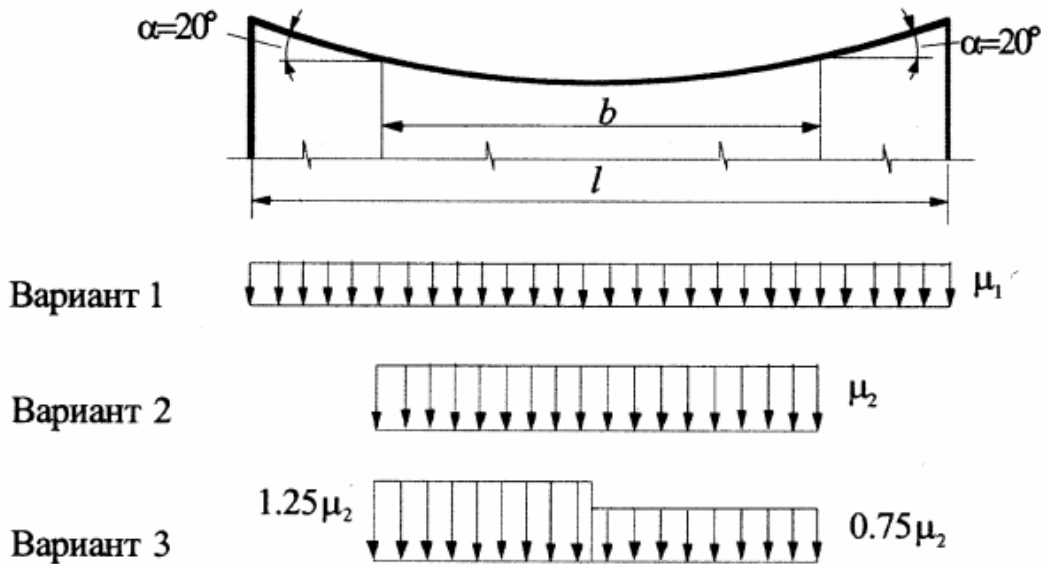


Рисунок 5.23 - К расчету висячих покрытий цилиндрической формы на снеговую нагрузку

Таблица 5.1 - Определение постоянной нагрузки на покрытие

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
1. Стальные канаты	90	1,05	95
2. Сборные железобетонные плиты приведенной толщины 5 см плотностью $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$ $2500 \cdot 10 \cdot 0,05$	1250	1,2	1500
3. Заливка швов бетоном	200	1,3	260
4. Оклеенная пароизоляция	50	1,3	65
5. Пенобетон толщиной 14 см и плотностью $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ $500 \cdot 100 \cdot 0,14$	700	1,3	910
6. Цементная стяжка толщиной 2 см и плотностью $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ $1800 \cdot 10 \cdot 0,02$	360	1,3	468
7. Гидроизоляционный ковер	200	1,3	260
Итого:	$g_n = 2850$		$g = 3558$

Примечание: Нормативная нагрузка от веса несущих и ограждающих конструкций покрытия принимается по табл. 1 приложения.

Если нормативная постоянная нагрузка g_n (см. табл. 5.1) превышает максимальный ветровой отсос (составляющий не более $1,5 \div 2,0 \text{ кН/м}^2$), то расчет на ветровую нагрузку можно не проводить, в противном случае необходима проверка висячей железобетонной оболочки на действие ветрового отсоса.

Наибольшее усилие растяжения в гибкой нити на опоре определяется по

формуле:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2}, \quad (5.2)$$

где H - распор нити, определяется по формуле (5.3);

V - вертикальная составляющая опорной реакции, определяется по формуле (5.4) или (5.5).

Пренебрежение упругими деформациями гибкой нити приводит к несколько завышенному значению распора, что идет в запас прочности материала. Погрешность расчетов при прогибе $f = \frac{1}{10}l$ составляет 2-8%, при $f = \frac{1}{20}l$ - 13-20% [16]. Поэтому в приближенных расчетах распор нити можно определять без учета ее деформации от растяжения по формуле:

$$H = \frac{M_0}{y} = \frac{ql^2}{8f}, \quad (5.3)$$

где M_0 - изгибающий момент от нагрузки q в балке пролетом l ;

y - ордината линии гибкой нити.

f - стрела провисания нити, принимается $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right)l$ - для нитей в виде каната; $f = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right)l$ - для нити из арматурной стали.

Вертикальная составляющая опорной реакции нити определяется:

- при закреплении концов нитей на одном уровне (рис. 5.22, а):

$$V = \frac{ql}{2}, \quad (5.4)$$

- при закреплении концов нитей на разных уровнях (рис. 5.22, б):

$$V_1 = \frac{ql}{2} + Htg\beta, \quad (5.5)$$

$$V_2 = \frac{ql}{2} - Htg\beta,$$

где β - угол наклона к горизонту линии, соединяющей опоры нити.

По наибольшему усилию подбирается сечение гибкой нити.

Требуемую площадь нити из стержневой арматуры определяют:

$$A_{TP} = \frac{N}{R_y}, \quad (5.6)$$

где N - расчетное усилие в нити;

R_y - расчетное сопротивление арматурной стали растяжению ($R_y = 340$ МПа для стали класса А400 и $R_y = 500$ МПа - для класса А600).

По табл. 7 Приложения подбирается диаметр арматурных стержней с

$$A > A_{TP}.$$

Требуемую площадь нити из стального каната определяют:

$$A_{TP} = \frac{1,6N}{k_{II}R_{un}}, \quad (5.7)$$

где 1,6 – коэффициент надежности по материалу;

N - расчетное усилие в нити;

k_{II} - коэффициент, учитывающий понижение разрывного усилия каната, который принимается равным:

$k_{II} = 0,81 - 0,85$ - для канатов ТК и ЛК-Р;

$k_{II} = 0,75 - 0,80$ - для канатов ТЛК-РО;

$k_{II} = 1$ - для закрытых канатов.

R_{un} - временное сопротивление проволок каната разрыву, принимается равным:

$R_{un} = 1176, 1372, 1568, 1666, 1764, 1862, 1960$ МПа - для канатов ТК, ЛК-Р, ТЛК-РО;

$R_{un} = 1078, 1176, 1274, 1372$ МПа - для закрытых канатов.

По табл. 5 и 7 Приложения подбирается диаметр каната с $A \geq A_{TP}$.

Стрелка провеса нити от нормативной снеговой нагрузки вычисляется:

$$\Delta f = \frac{3 \mu^2 p_n l^4}{128 f^2 EA}, \quad (5.8)$$

где $\mu = 1 + \frac{8f^2}{3l^2}$ - отношение длины гибкой нити к пролету;

$p_n = S_n a$ - нормативная снеговая погонная нагрузка на нить. При определении S_n по формуле (1.1) $\mu = 1$;

E - модуль упругости нити. Для нитей из арматурной стали $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, для нитей из канатов - по табл. 9 приложения.

Проверка деформативности покрытия:

$$\frac{\Delta f}{l} < \frac{1}{300} \quad (5.9)$$

Если условие (5.9) не выполняется, то большее значение прогиба можно погасить путем назначения первоначальной длины нити по формуле:

- при опорах нити на одном уровне

$$S = l \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{H}{EA} \right) \quad (5.10)$$

- при опорах нити на разных уровнях

$$S = l \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{H}{EA \cos^2 \beta} \right)$$

Угол наклона гибкой нити к горизонту в точке закрепления к бортовому элементу определяется:

$$\varphi = \arccos \frac{H}{N}. \quad (5.11)$$

Расчетная нагрузка на бортовую балку от тяжения канатов

$$q_b = \frac{N}{a}, \quad (5.12)$$

где N - по формуле 5.2;

a - см. формулу 5.1.

Расчет бортовых балок выполняется по общим правилам проектирования балок.

5.2.3. Расчет висячей оболочки с радиальными нитями

Нагрузка на 1 м гибкой нити у наружного опорного кольца q является наибольшей и определяется по формуле (5.1).

Точно также как и в висячих оболочках с параллельными нитями, если нормативная постоянная нагрузка от веса покрытия g_n не превышает максимальный ветровой отсос, равный 1,5-2,0 кН/м², то расчет на ветровую нагрузку можно не производить, в противном случае висячую железобетонную оболочку с радиальными нитями рассчитывают на действие ветрового отсоса.

Усилия в висячих оболочках с радиальными нитями зависят от конструктивной формы покрытия. При определении распора упругие деформации растяжения нитей не учитываются, что приводит к его некоторому завышению, которое идет в запас прочности покрытия.

В вогнутом покрытии (рис. 5.24, а) растягивающее усилие в нити у наружного опорного кольца определяется по формуле

$$N = \sqrt{H^2 + V^2}, \quad (5.13)$$

где $H = \frac{ql^2}{24f}$ - распор нити; здесь стрела провисания нити $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l$ -

для нитей в виде каната, $f = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) l$ - для нитей из арматурной стали;

при определении q в формуле (5.1) a - шаг нитей по наружному кольцу;

$V = \frac{ql}{4}$ - вертикальная составляющая опорной реакции.

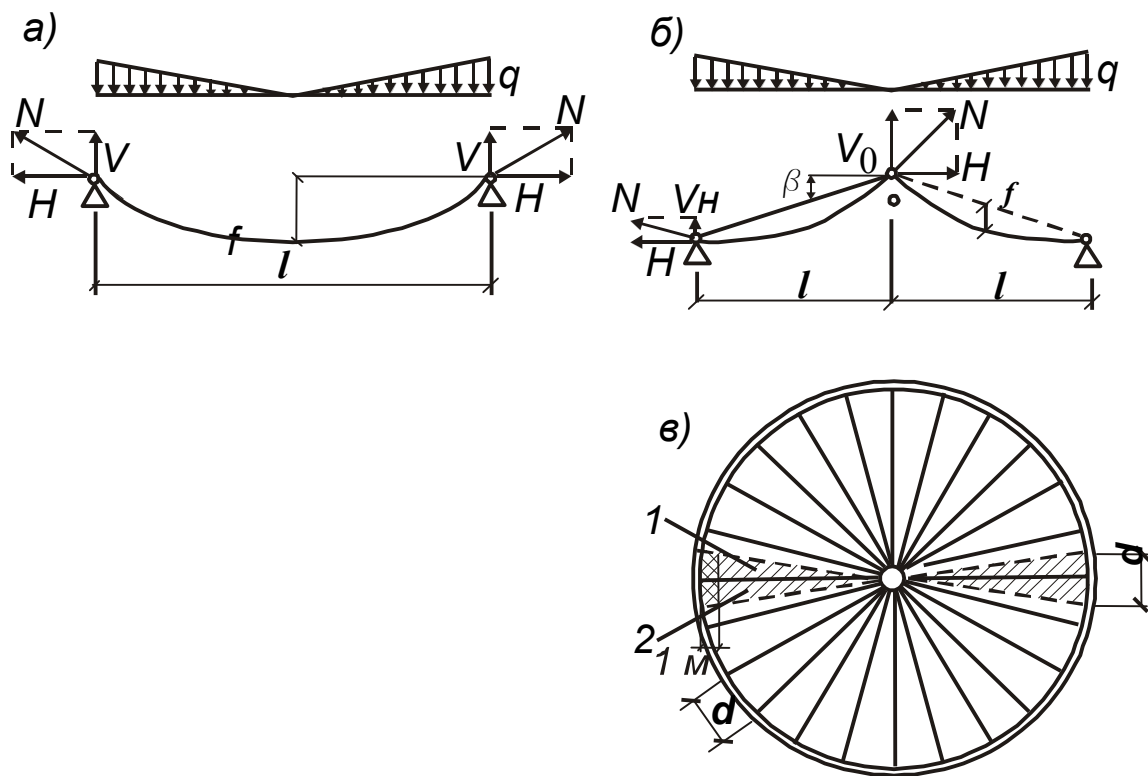


Рисунок 5.24 - Расчетная схема вант однослойного радиального покрытия

а – вогнутого; б – шатрового; в – план покрытия;

1 – грузовая площадь ванты; 2 – площадка действия линейной нагрузки

В шатровом покрытии (рис. 5.23, б) наибольшее растягивающее усилие в нити N возникает у одного из концов:

$$N_B = \sqrt{H^2 + V_B^2}; \quad (5.14)$$

$$N_H = \sqrt{H^2 + V_H^2}, \quad (5.15)$$

где $H = \frac{ql^2}{16f}$ - распор нити;

$V_B = \frac{ql}{6} - Htg\beta$ - вертикальная составляющая опорной реакции на верхней опоре;

$V_H = \frac{ql}{3} - Htg\beta$ - вертикальная составляющая опорной реакции на нижней опоре.

При соотношении геометрических параметров покрытия $\frac{f}{l} = \frac{3}{16}tg\beta$

нити коснутся горизонтальной плоскости в местах примыкания к наружному опорному кольцу и вся нагрузка от покрытия будет передаваться на централь-

ную стойку. Более крутой перепад опор нитей по высоте, чем $tg\beta = \frac{16f}{3l}$, значать не желательно, так как наружное опорное кольцо будет отрываться от поддерживающих колонн.

По наибольшему усилию, полученному по формуле (5.13) для вогнутого покрытия и формулам (5.14) или (5.15) для шатрового покрытия, подбирают сечение гибкой нити. Требуемую площадь нити определяют по формулам (5.6) или (5.7).

Прогиб нити в середине пролета при действии нагрузки, распределенной по двум треугольникам с вершинами на опорах (для круглых покрытий), приближенно определяется:

$$\Delta f = \frac{5}{864} \frac{\mu^2 p_n l^4}{f^2 EA} \quad (5.16)$$

где $\mu = 1 + \frac{18f^2}{5l^2}$ - отношение длины нити к пролету;

p_n, E - см. формулу (5.8).

Проверка деформативности покрытия производится по формуле (5.9). Если условие (5.9) не выполняется, то большее значение прогиба можно погасить путем назначения первоначальной длины нити.

Первоначальная длина нити определяется:

- для вогнутого покрытия

$$S = l \left(1 + \frac{18f^2}{5l^2} - \frac{H}{EA} \right) \quad (5.17)$$

- для шатрового покрытия

$$S = l \left(\frac{1}{\cos \beta} + \frac{128f^2 \cos^3 \beta}{45l^2} - \frac{H}{EA \cos^2 \beta} \right) \quad (5.18)$$

Усилие, растягивающее центральное опорное кольцо и сжимающее наружное, определяется по формуле:

- для вогнутого покрытия

$$N_k = \frac{Hl}{2a} \quad (5.19)$$

- для шатрового покрытия

$$N_k = \frac{Hl}{a}, \quad (5.20)$$

где a - шаг гибких нитей по наружному опорному кольцу.

5.2.4. Расчет двухъярусных висячих покрытий с параллельными вантовыми фермами

При расчете покрытия рассматривают одну вантовую ферму, на которую действует равномерно-распределенная нагрузка. Определение распора не зависит от взаимного расположения несущего и стабилизирующего поясов и конструктивных элементов между ними.

Постоянная нагрузка от собственного веса покрытия определяется в табличной форме (см. табл. 5.2).

Таблица 5.2 - Определение постоянной нагрузки на покрытие

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэф. надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
1. 2-х слойный рулонный ковер из стеклоизола	200	1,3	260
2. Двухслойные плиты из стального профилированного настила и пенопласта:			
- стальной профилированный настил Н60-782-1	133	1,05	140
- фенольный пенопласт ФРП-1 толщиной 50 мм и плотностью $\rho = 60 \text{ кг/м}^3$	30	1,2	36
600·10·0,05			
Итого	$g_n = 363$		$g = 436$

Примечание: Нормативная нагрузка от веса несущих и ограждающих конструкций покрытия принимается по табл. 1 приложения.

Расчетная схема нитей до их загрузки временной (снеговой) нагрузкой приведена на рис. 5.25, а. За счет предварительного напряжения системы растяжки (распорки) передают на несущую и стабилизирующую нити равномерно-распределенную погонную нагрузку q_0 . Величину этой контактной нагрузки назначают так, чтобы при появлении снеговой нагрузки, которая будет догружать несущую нить и разгружать стабилизирующую, последняя не выключалась из работы (см. рис. 5.25, б).

Погонная нагрузка для создания предварительного натяжения в стабилизирующем поясе определяется:

- для двояковогнутого покрытия (см. рис. 5.9, а)

$$q = p \frac{\alpha \cdot f_c}{\alpha \cdot f_c + f_H}; \quad (5.21)$$

- для двояковыпуклого и выпукло-вогнутого покрытия (см. рис. 5.9, б, в)

$$q = (q^{\text{II}} + p) \frac{\alpha \cdot f_c}{\alpha \cdot f_c + f_H}, \quad (5.22)$$

где $q^H = ga$ - постоянная расчетная погонная нагрузка на вантовую ферму от веса покрытия. Здесь g принимается по табл. 5.2, $a = 2 - 3$ м - шаг вантовых ферм;

$p = Sa$ - снеговая расчетная погонная нагрузка на вантовую ферму. Здесь S принимается по формулам (1.3) и (1.4) с $\mu = 1$;

$\alpha = 0,1 \div 0,15$ - коэффициент пропорциональности изменения распоров несущего и стабилизирующего поясов;

$f_C = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{30} \right) l$ - стрела подъема стабилизирующего пояса;

$f_H = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{20} \right) l$ - стрела провеса несущего пояса.

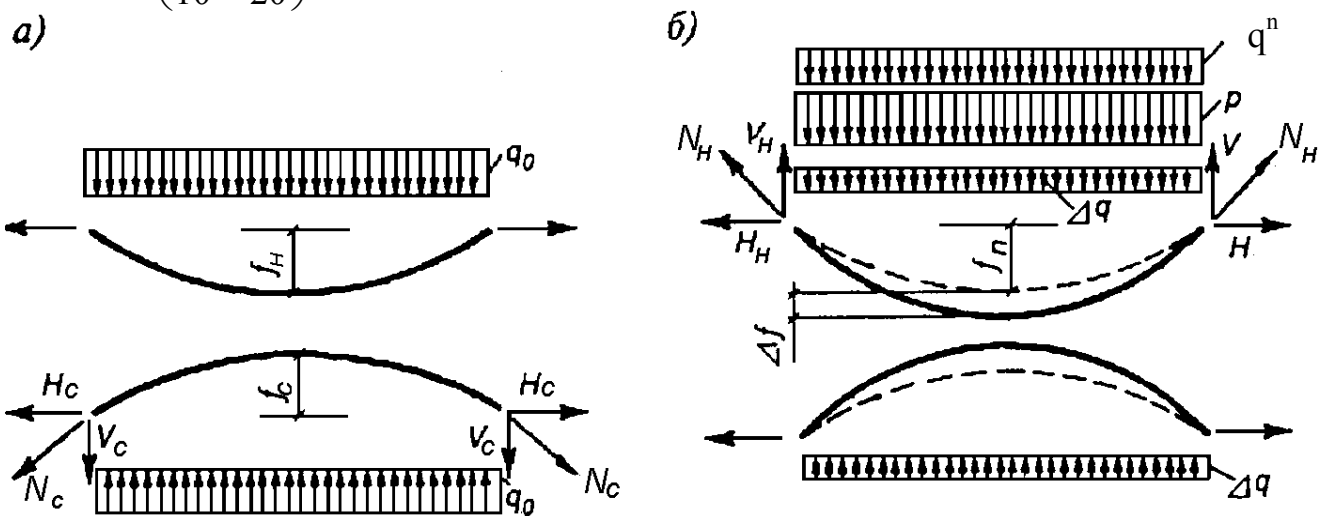


Рисунок 5. 25 - Расчетная схема двухпоясной системы:

а - в стадии предварительного напряжения; б - в стадии действия расчетных нагрузок

Дополнительная нагрузка для сохранения 20-30% начального натяжения в стабилизирующих поясах в стадии эксплуатации и обеспечения жесткости покрытия принимается:

$$\Delta q = (0,2 \div 0,3)q. \quad (5.23)$$

Тогда начальная q_0 контактная нагрузка будет:

$$q_0 = q + \Delta q = (1,2 \div 1,3)q, \quad (5.24)$$

где q - погонная нагрузка для создания предварительного натяжения в стабилизирующем поясе (или падение контактной нагрузки при загрузке системы снеговой нагрузкой), определяется по формулам (5.21) или (5.22);

Δq - дополнительная нагрузка для сохранения 20-30% начального натяжения в стабилизирующих поясах в стадии эксплуатации (или остаточная контактная нагрузка), определяется по формуле (5.23).

Максимальное растягивающее усилие в несущем поясе в стадии эксплуатации покрытия:

$$N_H = \sqrt{H_H^2 + V_H^2}, \quad (5.25)$$

$$\text{где } H_H = \frac{(q^{\Pi} + p + \Delta q)l^2}{8f_H}; \quad V_H = \frac{(q^{\Pi} + p + \Delta q)l}{2}.$$

Здесь q^{Π} , p см. формулу (5.22).

Максимальное растягивающее усилие в стабилизирующем поясе в стадии возведения покрытия:

$$N_C = \sqrt{H_C^2 + V_C^2}, \quad (5.26)$$

$$\text{где } H_C = \frac{q_0 l^2}{8f_c}; \quad V_C = \frac{q_0 l}{2}.$$

Если ветровой отсос превышает собственный вес покрытия, то при расчете стабилизирующей нити следует учесть разницу $(p_w - q^{\Pi})$, где p_w - погонная ветровая нагрузка на нить.

По максимальным растягивающим усилиям в несущем и стабилизирующем поясе по формуле (5.7) определяется требуемая площадь сечения поясов и по табл. 5 и 7 приложения подбирается диаметр каната.

После подбора сечения поясов уточняется коэффициент пропорциональности α по формуле:

$$\alpha = \frac{\mu_H^2 A_c f_c}{\mu_C^2 A_H f_H}, \quad (5.27)$$

$$\text{где } \mu_H = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_H}{l} \right)^2, \quad \mu_C = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_C}{l} \right)^2.$$

При большом расхождении коэффициента α с ранее принятым делается перерасчет покрытия.

Деформативность покрытия проверяется по формуле:

- для двояковогнутого покрытия

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{p_n l^4}{\left(1 + \frac{\alpha f_C}{f_H} \right) E A_H f_H^2} \leq \frac{1}{200} l, \quad (5.28)$$

где $p_n = S_n a$ - снеговая нормативная погонная нагрузка на вантовую ферму;

Здесь S_n принимается по формуле (1.1) с $\mu = 1$.

- для двояковыпуклого и выпукло-выгнутого покрытия

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{(g_n^{\Pi} + p_n) l^4}{\left(1 + \frac{\alpha f_C}{f_H} \right) E A_H f_H^2} \leq \frac{1}{200} l \quad (5.29)$$

где p_n - см формулу 5.28.

$g_n^{\text{II}} = g_n a$ - постоянная нормативная погонная нагрузка на вантовую ферму. Здесь g_n принимается по табл. 5.2.

Первоначальная длина несущего и стабилизирующего поясов:

$$S_H = l \left(1 + \frac{8f_H^2}{3l^2} - \frac{H_H}{E_H A_H} \right), \quad (5.30)$$

$$S_C = l \left(1 + \frac{8f_C^2}{3l^2} - \frac{H_C}{E_c A_C} \right), \quad (5.31)$$

где A_H, A_C - площадь сечения несущего и стабилизирующего поясов.

В распорках между поясами в выпуклом покрытии (рис. 5.9, б) наибольшие сжимающие усилия возникают в стадии эксплуатации:

$$N_p = (q^{\text{II}} + p + \Delta q) a_1, \quad (5.32)$$

где a_1 - шаг распорок в вантовой ферме, принимается равным 1,5 или 3 м.

Подбор сечения распорок производится по предельной гибкости (табл. 19* [1]) из условия ее устойчивости. Сечение распорок принимается из электросварных труб (табл. 2 приложения).

В вертикальных растяжках (рис. 5.9, а) вогнутого покрытия максимальные усилия определяются:

$$N_p = (q + \Delta q) a_1. \quad (5.33)$$

В наклонных растяжках (рис. 5.14) между поясами усилия в первом приближении вычисляются по формуле:

$$N_p = \frac{(q + \Delta q) a_1}{\cos \varphi}, \quad (5.34)$$

где φ - угол наклона раскосов к вертикали.

Подбор сечения растяжек производится по требуемой площади сечения. Сечение принимается из электросварных труб.

5.2.5. Расчет двухпоясных покрытий с радиальными вантовыми фермами

Погонная нагрузка на вантовые фермы распределяется по закону двух треугольников (рис. 5.26).

Как и в покрытиях с параллельными вантовыми фермами, в радиальных системах для обеспечения их жесткости должно оставаться некоторое усилие растяжения в стабилизирующих поясах (20-30% начального). Поэтому нагрузка q для предварительного напряжения покрытия увеличивается на величину Δq . Значения нагрузок q и Δq определяются по формулам (5.21), (5.22) и (5.23).

Максимальное растягивающее усилие в несущем поясе у наружного опорного кольца:

$$N_H = \sqrt{H_H^2 + V_H^2}, \quad (5.35)$$

где $H_H = \frac{(q^{\Pi} + p + \Delta q) \cdot l^2}{24f_H}$; $V_H = \frac{(q^{\Pi} + p + \Delta q) \cdot l}{4}$.

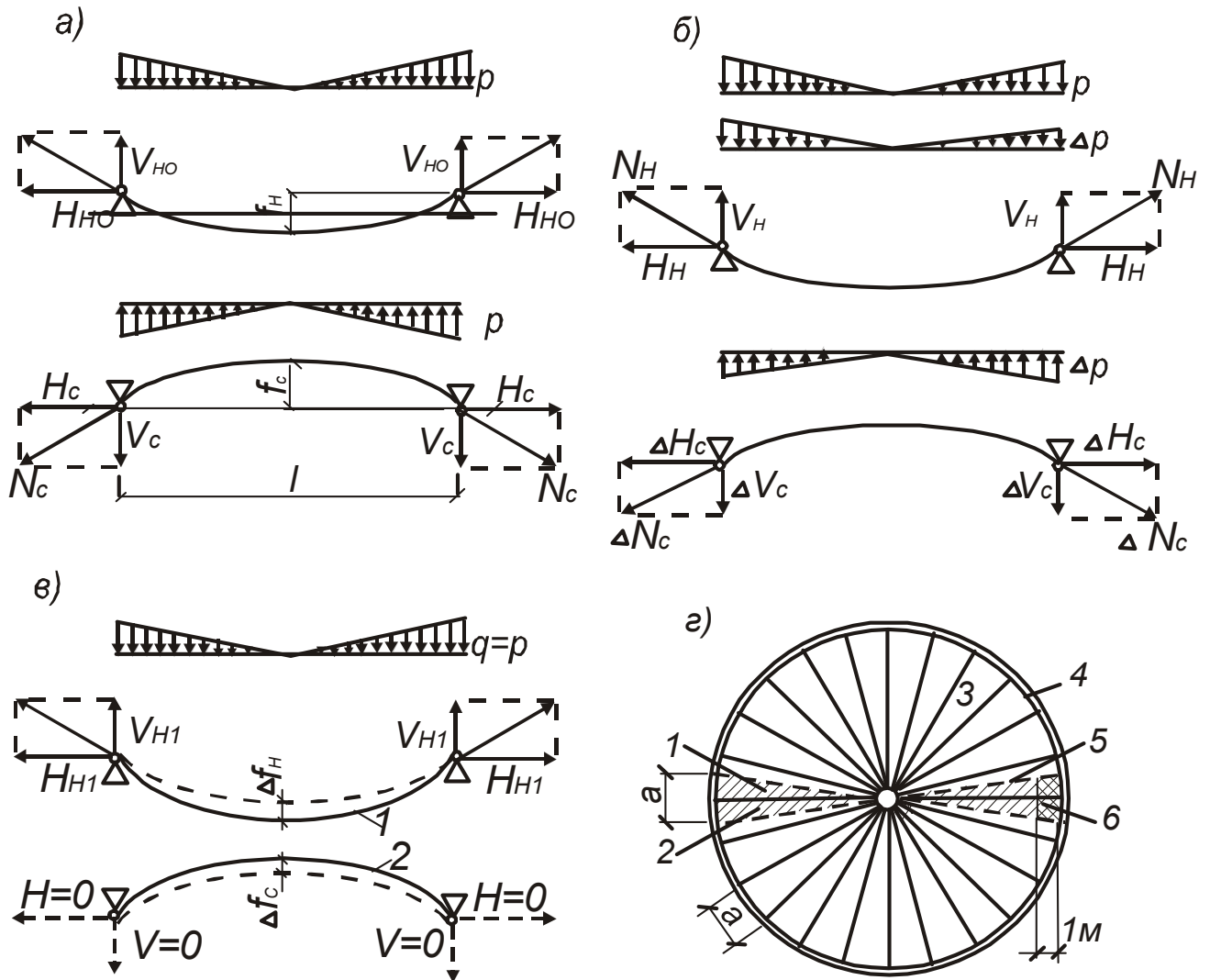


Рисунок 5.26 - Расчетные схемы нитей в двухпоясном радиальном покрытии
 а – стадия предварительного напряжения; б – расчетная схема в стадии эксплуатации;
 в – стадия погашения внешней нагрузкой предварительного напряжения покрытия; г –
 план покрытия; 1 – несущий пояс; 2 – стабилизирующий пояс; 3 – центральное колесо;
 4 – наружное опорное кольцо; 5 – грузовая площадь действия нагрузок на вантовую
 ферму; 6 – площадка действия линейных нагрузок $q, p, \Delta p$

Максимальное растягивающее усилие в стабилизирующем поясе:

$$N_C = \sqrt{H_C^2 + V_C^2}, \quad (5.36)$$

где $H_C = \frac{(q^{\Pi} + \Delta q) \cdot l^2}{24f_C}$; $V_C = \frac{(q^{\Pi} + \Delta q) \cdot l}{4}$.

Если натяжение стабилизирующих нитей осуществляется после приложения постоянной нагрузки, то к нагрузке q_0 следует добавить ветровой отсос.

Подбор сечений несущего и стабилизирующего поясов и проверка деформативности производится аналогично тому, как это сделано в двухпоясных покрытиях с параллельными вантовыми фермами.

Первоначальную длину несущего и стабилизирующего поясов определяют по формулам:

$$S_H = l \left(1 + \frac{18f_H^2}{5l^2} - \frac{H_H}{E_H A_H} \right); \quad (5.37)$$

$$S_C = l \left(1 + \frac{18f_C^2}{3l^2} - \frac{H_C}{E_c A_C} \right). \quad (5.38)$$

В распорках и растяжках между поясами наибольшие усилия действуют вблизи опорного контура. Значение этих усилий определяются по формулам (5.32), (5.33), (5.34). Подбор сечения распорок и растяжек производится аналогично тому, как это сделано в двухпоясных покрытиях с параллельными вантовыми фермами.

5.2.6. Расчет седловидных напряженных сеток

Приближенный расчет напряженной тросовой сетки, имеющей форму гипара, на действие равномерно-распределенной по покрытию нагрузки можно вести аналогично расчету двухпоясных систем.

Допущения, которые вводятся для упрощения расчета:

1. Нити каждой системы (несущей и стабилизирующей) имеют постоянные отношения:

$$\left. \begin{aligned} \frac{f_H}{l_H^2} &= const \\ \frac{f_C}{l_C^2} &= const \end{aligned} \right\} \quad (5.39)$$

При выполнении условия (5.39) при действии на сеть равномерно распределенной нагрузки тросы каждой системы будут иметь одинаковые усилия.

2. Влиянием прогиба нитей под нагрузкой пренебрегаем, т.е. не учитываем изменение расчетной схемы нитей после их упругих деформаций.
3. Любой опорный контур считаем жестким.

При расчете тросовых сеток погонная нагрузка для создания предварительного натяжения в стабилизирующих тросах определяется по формуле:

$$q = (q^{\Pi} + p) \frac{\alpha \cdot f_C}{f_H \left(\frac{l_C^2}{l_H^2} \right) + \alpha \cdot f_C} \frac{a_C}{a_H}, \quad (5.40)$$

где $q^{\Pi} = ga_c$ - расчетная погонная нагрузка на стабилизирующую нить от веса покрытия;

$p = Sa_c$ - расчетная погонная снеговая нагрузка на стабилизирующую нить;

$\alpha = 0,5 - 1,0$ - коэффициент пропорциональности;

$f_H = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) l_H$ - стрела провеса для несущих нитей;

$f_C = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{25} \right) l_C$ - стрела подъема для стабилизирующих нитей;

a_H, a_C - шаг несущих и стабилизирующих нитей.

Дополнительная нагрузка для сохранения 20-30% начального натяжения в стабилизирующих поясах определяется по формуле (5.23).

Начальная контактная нагрузка q_0 вычисляется по формуле (5.24).

Максимальные растягивающие усилия в несущей и стабилизирующей нитях определяются по формулам 5.25 и 5.26, а подбор сечения тросов по требуемой площади сечения (см. формулу (5.7)) - по табл. 5 и 7 приложения.

После подбора сечения тросов напряженной сетки уточняется коэффициент пропорциональности α по формуле:

$$\alpha = \frac{\mu_H^2 E_C A_C}{\mu_C^2 E_H A_H} \cdot \frac{f_C}{f_H} \cdot \frac{l_H^2}{l_C^2}. \quad (5.41)$$

где $\mu_H = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_H}{l_H} \right)^2$, $\mu_C = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_C}{l_C} \right)^2$;

E_n, E_C - модули упругости несущего и стабилизирующего тросов (по табл. 9 приложения).

При большом расхождении коэффициента пропорциональности α с ранее принятым в формуле (5.40) делается перерасчет покрытия.

Прогиб несущей нити в середине пролета вычисляется по формуле:

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{pl_H^2}{\left[1 + \alpha \frac{f_C}{f_H} \left(\frac{l_H^2}{l_C^2} \right) \right] E_H A_H f_H^2} \quad (5.42)$$

Проверка деформативности покрытия производится по формуле (5.9).

5.2.7. Расчет мембранных покрытий

При расчете мембранных покрытий расчетная равномерно-распределенная нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции мембраны определяется:

$$q = g + S \quad (5.43)$$

где g - расчетная постоянная нагрузка от покрытия, принимается по табл. 5.3;

S - расчетная снеговая нагрузка на покрытие, вычисляется по формуле (1.4) с $\mu=1$.

Растягивающие усилия в цилиндрической провисающей мембране от равномерно-распределенной нагрузки q такие же, как в висячих оболочках с параллельными гибкими нитями, и определяются по формуле (5.2).

При расчете провисающей сферической мембраны предварительно находят геометрические характеристики точки, в которой определяются усилия:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \frac{2f}{r^2} X \\ \sin \varphi &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} \\ \cos \varphi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} \end{aligned} \right\} \quad (5.44)$$

где r - радиус покрытия;

f - стрела провеса мембраны, принимается $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l$ (здесь l перекрываемый пролет, равный диаметру покрытия $2r$);

X - координата точки, в которой определяются усилия. В расчетах принимается любое значение в пределах $0 < X \leq r$.

Меридиональное и кольцевое усилия определяются от равномерно-распределенной нагрузки по формулам:

$$N_1 = \frac{qX}{2 \sin \varphi} \quad (5.45)$$

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2, \quad (5.46)$$

где N_1 - линейное меридиональное усилие;

N_2 - линейное кольцевое усилие;

$p = q \cos \varphi$ - нормальная к поверхности мембраны составляющая внешней нагрузки (здесь q по формуле (5.43));

R_1, R_2 - радиусы кривизны мембраны, определяются по формулам (5.47) и (5.48).

Радиусы кривизны в меридиональном и кольцевом направлениях:

$$R_1 = \frac{\left[r^4 + (2fx)^2 \sqrt{1 + \left(\frac{2fx}{r^2} \right)^2} \right]}{2fxr^2}, \quad (5.47)$$

$$R_2 = \frac{x}{\sin \varphi}. \quad (5.48)$$

Таблица 5.3. - Определение постоянной нагрузки на покрытие

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэф-ент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
1	2	3	4
Гидроизоляционный ковер	150	1,3	195
Цементная стяжка толщиной 20 мм, плотностью $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ $1800 \cdot 10 \cdot 0,02$	360	1,3	468
Пенобетон толщиной 120 мм плотностью $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ $500 \cdot 10 \cdot 0,12$	60	1,2	72
Стальная мембрана толщиной 6 мм, плотностью стали $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ $7850 \cdot 10 \cdot 0,06$	471	1,05	495
Итого:	$g_n = 1041$		$g = 1230$

Шатровым мембранам присущи все особенности шатровых покрытий с гибкими нитями. Расчетная схема шатровой мембраны приведена на рис. 5.27.

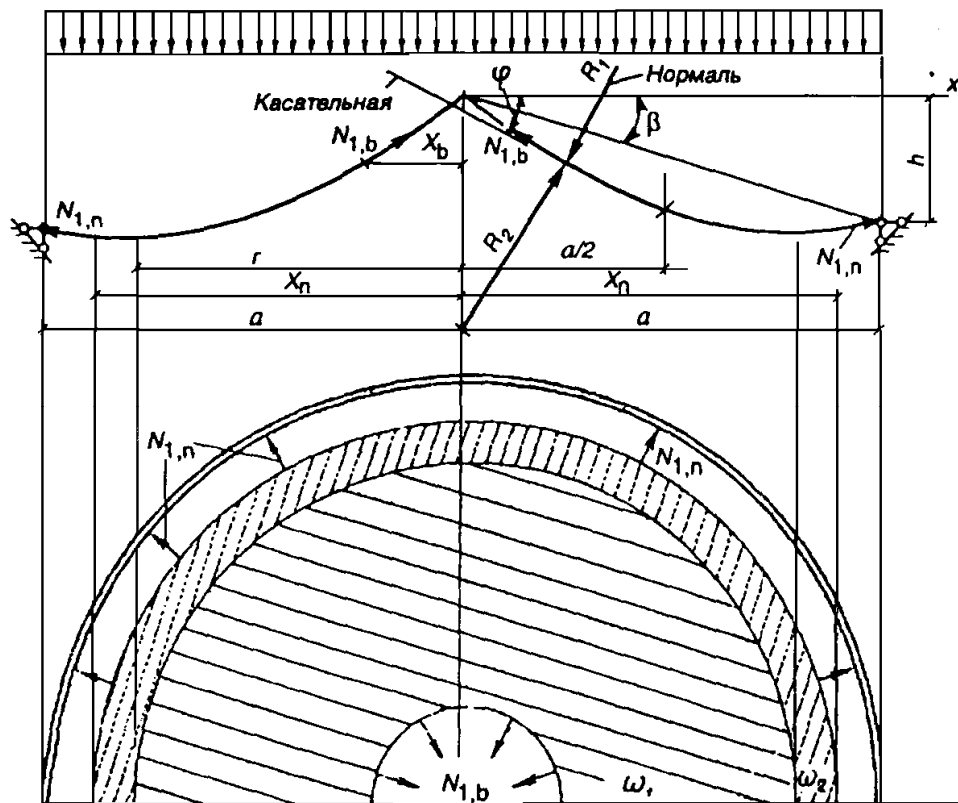


Рисунок 5.27 - Расчетная схема шатровой мембраны

Геометрические характеристики точки, в которой определяются усилия, находятся по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \operatorname{tg} \beta + \frac{8f}{3a} \left[1 - 3 \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right], \\ \sin \varphi &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}, \quad \cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}, \end{aligned} \right\} \quad (5.49)$$

где r - радиус покрытия;

f - стрела провеса мембраны, назначается $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{25} \right) l$ - при наружном

водостоке и $f = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) l$ - при внутреннем водостоке (здесь l - пе-

рекрываемый пролет, равный радиусу покрытия R);

x - координата точки, в которой определяются усилия, принимается любое значение в пределах $0 < x \leq r$;

β - угол наклона к горизонтали хорды, стягивающей наружную и центральную опоры.

Если условие $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{16}{3} \right) \left(\frac{f}{l} \right)$ не выполняется, то шатровая оболочка де-

лится на две части: внутреннюю, передающую нагрузку на верхнее кольцо и центральную опору, и наружную, передающую свою нагрузку на нижнее кольцо и колонны. Расстояние от этой границы раздела до центра может быть определено по формуле:

$$r_g = \frac{r}{2} \sqrt{\frac{4}{3} + \frac{r \operatorname{tg} \beta}{2f}}. \quad (5.50)$$

Дальнейший расчет производят отдельно для внутренней и наружной частей мембраны.

При расчете шатровой мембраны, если выполняется условие $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{16}{3} \right) \left(\frac{f}{l} \right)$, нагрузку с внутренней части мембраны (или со всего покрытия) передают на центральную опору с помощью меридиональных усилий:

$$N_1 = \frac{q(r_g^2 - X_g^2)}{2X_g \sin \varphi}, \quad (5.51)$$

где X_g - координата точки внутренней части мембраны. Принимается в пределах $0 < X_g < r_g$;

$q = g + S$ - расчетная равномерно-распределенная нагрузка от покрытия и снега на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия, вычисляется по формуле (5.43).

В наружной части мембраны нагрузка передается на наружное кольцо тоже с помощью меридиональных усилий, которые определяются по формуле:

$$N_1 = \frac{q(X_H^2 - r_0^2)}{2X_H \sin\varphi}, \quad (5.52)$$

где X_H - координата точки наружной части мембраны, принимается в пределах $r_0 < X_H < r$.

Кольцевые усилия вычисляются по формуле:

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2, \quad (5.53)$$

где p - см. формулу (5.46);

N_1 - меридиональное усилие, определяется по формуле (5.51) или (5.52).

Толщину мембраны из условия прочности участка шириной 1 м определяют:

$$t = \frac{N}{R_y \gamma_c}, \quad (5.54)$$

где N - наибольшее расчетное усилие (меридиональное или кольцевое) в Н/м;

R_y - расчетное сопротивление стали $t = 4 \div 6$ мм по пределу текучести, принимается по табл. В.5 Приложения В [1];

$\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы.

5.3. Вопросы для самоконтроля

1. Какие покрытия называются висячими.
2. Классификация висячих покрытий.
3. Что используется в качестве гибких нитей в однопоясных висячих покрытиях.
4. Как осуществляется предварительное напряжение однопоясных висячих систем.
5. Чем воспринимается распор в однопоясных цилиндрических и круглых вогнутых и шатровых покрытиях.
6. Какие плиты используются в однопоясных цилиндрических и круглых висячих покрытиях. Как осуществляется сопряжение плит оболочки с гибкими нитями.
7. Как решается водосток в однопоясных висячих покрытиях: цилиндрических, круглых вогнутых, шатровых.
8. Как обеспечивается крепление гибких нитей к центральному и наруж-

- ному опорному кольцу круглого провисающего покрытия.
9. Привести расчетную схему гибкой нити в висячей оболочке с параллельными нитями.
 10. На какие нагрузки производится расчет однопоясных висячих покрытий.
 11. Какие допущения принимаются при приближенном расчете гибкой нити.
 12. Как подбирается сечение нитей из арматурной стали и стального каната.
 13. Привести расчетную схему гибкой нити однослойного радиального покрытия вогнутого и шатрового.
 14. Какие висячие системы покрытий называются двухпоясными.
 15. Какие пояса называются несущими. Какие усилия они воспринимают.
 16. Какие пояса называются стабилизирующими. Какие усилия они воспринимают.
 17. Классификация двухпоясных висячих покрытий. Их достоинства и недостатки.
 18. Как обеспечивается крепление растяжки и распорок к поясам в двухпоясном покрытии.
 19. Как осуществляется предварительное напряжение в двухпоясном висячем покрытии.
 20. Как крепится профнастил из стали, алюминиевых сплавов, стеклопластиков к поясам двухпоясного покрытия.
 21. Как осуществляется стык плит в висячих покрытиях.
 22. Какой принимается величина контактной нагрузки при расчете однопоясных висячих систем.
 23. Как подбирается сечение распорок и вертикальных растяжек в двухпоясных висячих покрытиях.
 24. Привести расчетные схемы несущего и стабилизирующего поясов в висячих покрытиях с параллельными вантовыми фермами.
 25. То же с радиальными вантовыми фермами.
 26. Что такое седловидные напряженные сетки.
 27. Зачем делается предварительное напряжение сеток.
 28. Что представляет собой опорный контур седловидных напряженных сеток.
 29. Основные допущения принимаемые при расчете тросовых сеток.
 30. Особенности расчета напряженных сеток.
 31. Что такое мембранные покрытия.
 32. Что является материалом для мембранных покрытий.
 33. Приведите формы мембранных покрытий. Их достоинства и недостатки.
 34. Как обеспечивается жесткость мембранных покрытий.
 35. Что представляет собой кровля мембранных покрытий.
 36. Как определяется толщина мембраны.
 37. На какие усилия рассчитывается мембранное покрытие.
 38. В чем особенности расчета шатровых мембранных покрытий.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В пособии отражены вопросы конструирования перекрестных ферм, структурных, сводчатых, купольных и висячих покрытий. Материал, заимствованный из нескольких литературных источников, проанализирован, обобщен и изложен в логической последовательности в доступной для студентов форме. Приведены методики расчета, необходимые схемы, таблицы, рисунки. Однако в пособии не нашли отражение другие методики расчета структурных покрытий, не рассматриваются расчет и конструирование сводов-оболочек, висячие покрытия с нитями конечной жесткости. Для более подробного изучения перечисленных выше покрытий можно воспользоваться списком литературы, помещенном в конце пособия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2016. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/ Минрегион России. – Москва: [б. и.], 2016. – 172 с.
2. СП 20.13330.2017. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*/ Минрегион России. – Москва: [б. и.], 2017. – 80 с.
3. Марутян, А. С. Разработка и исследование, проектирование и внедрение стальных ферм и из перекрестных систем типа «Пятигорск» / А. С. Марутян. – Пятигорск: ПГТУ, 2012. – 209 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
5. Беляев, В. Ф. Стальные каркасные конструкции одноэтажных производственных зданий (обзор) / В. Ф. Беляев. – Москва: ВНИИТПИ, 1989. – 82 с.
6. Клячин, А. З. Исследование структурных конструкций из пирамид с фланцевыми узловыми сопряжениями / А. З. Клячин // Строительство и архитектура. – 1991. – № 7. – С. 14-18.
7. Клячин, А. З. Пространственные стержневые металлические конструкции регулярной структуры / А. З. Клячин. – Екатеринбург: Диамант, 1995. – 276 с.
8. Михайлов, В. В. Пространственные стержневые конструкции покрытий (структуры): учеб. пособие / В. В. Михайлов, М. С. Сергеев. – Владимир: Изд-во Владим. гос. ун-та, 2011. – 56 с.
9. Райт, Д. Т. Большепролетные сетчатые оболочки / Д. Т. Райт // Большепролетные оболочки: труды междунар. конгресса по проблемам взаимосвязи проектирования и возведения оболочек для производ. и обществ. зданий с большими пролетами, Ленинград, 6-9 сент. 1966 г.: в 2 т., Т. 1. – Москва, 1969. – С. 297-308.
10. Еремеев, П. Г. Пространственные тонколистовые металлические конструкции покрытий: научное издание / П. Г. Еремеев. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 560 с.
11. Кирсанов, Н. М. Висячие и вантовые конструкции: учебное пособие / Н. М. Кирсанов. – Москва: Стройиздат, 1981. – 158 с.

12. Металлические конструкции. Конструкции зданий / под ред. В. В. Горева. – Москва: Высшая школа, 1999. – 528 с.
13. Металлические конструкции. Специальный курс / под ред. Е. И. Беленя. – Москва: Стройиздат, 1991. – 684 с.
14. Липницкий, М. Е. Купольные покрытия для строительства в условиях сурового климата / М. Е. Липницкий. – Ленинград: Стройиздат, 1981. – 136 с.
15. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы): справочник / под ред. Ю. А. Дыховичного, Э. З. Жуковского. – Москва: Высшая школа, 1991. – 542, [1] с.: ил., табл.
16. Трущев, А. Г. Пространственные металлические конструкции / А. Г. Трущев. – Москва: Стройиздат, 1983. – 215 с.
17. Пат. 2577339 Российская Федерация, МПК E04B 1/58, 2006. Пространственный каркас зданий и сооружений, включающий узловое соединение стержней системы МАРХИ / В. К. Файбишенко. – № 2015106874/03; заявлено 02.03.2015; опубл. 20.03.2016. – Бюл. № 8.
18. Драган, В. И. Критерии живучести структурных конструкций системы «БрГТУ» / В. И. Драган, Н. Л. Морилова // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1 (85): Строительство и архитектура. – С. 24-29.
19. Уваров, Б. Ю. Исследование механических свойств гнутых профилей. Металлические конструкции / Б. Ю. Уваров, И. С. Немкова // Сборник трудов / Московский инженерно-строительный институт. – Москва, 1984. – С. 22-30.
20. Фотографии курорта Сочи. Здания и архитектура [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://azur.ru/sochi/photo.php>. – (Дата доступа: 23.05.17).
21. Городской ледовый каток по ул. Головацкого. Гомель. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.ilook.by/>. – (Дата доступа: 23.05.17).
22. Летний амфитеатр в Витебске [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://news.vitebsk.cc/>. – (Дата доступа: 23.05.17).
23. Стадион Донбасс Арена [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://sport.siteua.org/>. – (Дата доступа: 23.05.17).
24. Строительство Минск-Арены. Июль 2008 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://gallery.minsklife/>. – (Дата доступа: 23.05.17).
25. Конькобежный центр Коломна – конструктивные решения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://delovoy-kvartal.ru/konkobezhnyiy-tsentr-kolomna/>. – (Дата доступа: 23.05.17).
26. Реализованные мембранные оболочки [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://dwg.ru/dnl/5767>. – (Дата доступа: 23.05.17).

Содержание

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПЕРЕКРЕСТНЫХ ФЕРМ.....	5
1.1 Общие положения.....	5
1.1.1. Конструирование покрытия из перекрестных ферм.....	6
1.1.2 . Особенности перекрестных ферм типа «Пятигорск»	8
1.2.Расчет перекрестных ферм.....	12
1.2.1. Общие сведения.	12
1.2.2 Определение постоянной нагрузки.....	13
1.2.3 Определение снеговой нагрузки.....	14
1.2.4 Определение равномерно-распределенной нагрузки на покрытие ..	15
1.2.5. Определение усилий в поясах перекрестных ферм.....	16
1.2.6. Подбор сечения растянутых стержней перекрестных ферм	16
1.2.7. Подбор сечения сжатых стержней	17
1.3. Вопросы для самоконтроля.....	18
2. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТЕРЖНЕВЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	19
2.1 Общие положения.....	19
2.1.1. Опирание структурных плит.....	20
2.1.2. Основные геометрические параметры структурной плиты	24
2.1.3. Устройство кровли.....	25
2.1.4. Узлы структурных плит	73
2.2. Расчет структурной плиты.....	75
2.2.1 Общие сведения	75
2.2.2 Сбор нагрузок.....	79
2.2.3. Определение усилий в сечениях плиты с помощью справочных таблиц.....	79
2.2.6. Вопросы для самоконтроля.....	81
3. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СЕТЧАТЫХ СВОДОВ	82
3.1. Общие положения	82
3.1.1. Образование поверхности сетчатых сводов.....	83
3.1.2. Основные геометрические параметры сетчатого свода.....	90
3.2 Расчет сетчатых сводов	91
3.2.1 Общие сведения	91
3.2.2 Сбор нагрузок.....	91
Расчетное значение ветровой нагрузки	93
3.2.3 Определение усилий в своде.....	95
3.2.4. Подбор сечения стержней свода.....	96
3.3. Вопросы для самоконтроля.....	98
4. КУПОЛЬНЫЕ ПОКРЫТИЯ	99
4.1. Общие сведения	99
4.1.1. Ребристые купола.....	100

4.1.2. Ребристо – кольцевые купола.....	101
4.1.3. Сетчатые купола.....	101
4.2. Конструкции узлов.....	103
4.3. Расчет куполов	104
4.3.1. Расчет ребристых куполов	104
4.3.2. Расчет ребристо-кольцевых куполов и ребристо-кольцевых со связями	108
4.3.3. Расчет сетчатых куполов по безмоментной теории	109
4.3.3.1. Определение усилий от собственного веса.....	109
4.3.3.2. Определение усилий от снеговой нагрузки	111
4.3.3.3. Проверка устойчивости отдельных элементов купола и сферической оболочки в целом	113
3.3.4. Расчет сетчатого купола как дискретной стержневой системы....	115
5. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ.....	119
5.1. Общие сведения	119
5.1.1. Однопоясные системы с гибкими нитями.....	119
5.1.2. Двухпоясные висячие покрытия.....	79
5.1.3. Покрытия седловидными напряженными сетками	85
5.1.4. Мембранные покрытия.....	89
5.2. Расчет висячих покрытий.....	93
5.2.1. Особенности расчетов	93
5.2.2. Расчет висячей оболочки с параллельными нитями	94
5.2.3. Расчет висячей оболочки с радиальными нитями	98
5.2.4. Расчет двухпоясных висячих покрытий с параллельными вантовыми фермами.....	102
5.2.5. Расчет двухпоясных покрытий с радиальными вантовыми фермами	105
5.2.6. Расчет седловидных напряженных сеток.....	107
5.2.7. Расчет мембранных покрытий.....	109
5.3. Вопросы для самоконтроля.....	112
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	114
Список литературы	114