ЦНИИЭП им. Б.С. МЕЗЕНЦЕВА

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ КЛЕЕНЫХ КУПОЛОВ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ЗАЛОВ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Москва-1989

gost.e-ecolog.ru

Государственный комитет по архитектуре и градостроительству
при Госстрое СССР

Центральный научно-исследовательский и проектный институт
типового и экспериментального проектирования комплексов и
зданий культуры, спорта и управления имени Б.С.Мезенцева

ЦНИИЭП им. Б.С. Мезенцева

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ КЛЕЕНЫХ КУПОЛОВ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ЗАЛОВ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Москва - 1989

УДК 624.011.1

Рекомендации освещают вопросы проектирования полносборных ребристых куполов при многоугольном или круглом плане с несущими конструкциями из клееной древесины. Приводятся технические решения куполов и их монтажных узлов, правила и примеры расчета и конструирования, указания по области применения, примеры расчета некоторых вариантов куполов, а также ориентировочные данные по расходу древесины и стали при разных диаметрах и конструкциях.

Для инженерно-технических работников проектных организаций и студентов строительных ВУЗов.

Рекомендованы к изданию решением научно-технического совета ЦНИИЭП им. Б.С. Мезенцева.

Рекомендации разработали и составили: д.т.н., проф. В.И. ТРАПУШ; к.т.н., ст.научн.сотр. С.М. ЖАК и С.М. СТРОГАНОВА; научн.сотр. М.В. КОРЕС; при участии научн.сотр. Е.М. Тимонина и инж. Л.А. Карпушиной.

© ЦНИИЭП им. Б.С.Мезенцева, 1989 г.

П Р Е Д И С Л О В И Е

Внедрение пространственных конструкций из клееной древесины в строительство общественных зданий расширит область применения этого эффективного материала. Первым шагом на пути освоения пространственных КДК может стать широкое применение наиболее простых несущих систем - ребристых куполов. Целесообразность применения куполов в покрытиях зальных помещений общественных зданий определяется рядом их преимуществ по сравнению с традиционными решениями:

- высокие архитектурно-художественные и функционально-технологические качества сооружений;

- снижение эксплуатационных расходов за счет оптимального соотношения площадей ограждения и внутреннего объема здания;

- простота в изготовлении, технологичность конструкции ребристых куполов.

Использование полносборных куполов позволит повысить индустриальность возводимых сооружений и сократить сроки их монтажа.

"Рекомендации", посвященные вопросам проектирования полносборных ребристых куполов с несущими элементами из клееной древесины, могут содействовать их распространению. Принципы проектирования несущих и ограждающих конструкций высокой заводской готовности выработаны на основе научно-исследовательских и проектных разработок, проводившихся в ЦНИИЭП им. Б.С. Мезенцева. Предлагаемые конструктивные решения отвечают технологическим требованиям и возможностям существующих предприятий по изготовлению клееных деревянных конструкций.

I. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Деревянные клееные купола предназначены для покрытий залов общественных зданий - спортивных, зрелищных, универсальных, торговых, выставочных.

I.2. В "Рекомендациях" рассмотрены конструктивные типы ребристых куполов на многоугольных и круглых планах. Они могут применяться в зданиях со стенами из кирпича или каркасных с заполнением эффективными видами каменной кладки, а также навесными или самонесущими панелями.

I.3. Выбор варианта конструкции купола определяется технологическими и архитектурными соображениями, а также возможностями производственной базы.

Технико-экономические показатели различных типов куполов при одинаковых диаметрах отличаются незначительно и не служат решающим критерием при выборе варианта конструкции.

I.4. Все приведенные в "Рекомендациях" типы куполов допускают устройство в вершине купола вентиляционной или осветительной шахты. В шатровых и арочно-вспарушенных куполах возможно освещение через витражи по периметру купола.

I.5. Степень огнестойкости куполов должна соответствовать нормам проектирования различных залов общественных зданий.

I.6. Проектирование деревянных конструкций куполов должно выполняться на основе действующих норм по проектированию деревянных конструкций [I] , [2] , а также руководящих материалов по изготовлению, отделке, транспортированию и складированию клееных конструкций. Степень огнестойкости куполов должна обеспечиваться в соответствии с нормами [3] .

I.7. Проектирование стальных элементов куполов выполняется в соответствии с нормами по проектированию стальных конструкций [4] .

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ВАРИАНТЫ РЕБРИСТЫХ КУПОЛОВ

2.I. Ребристые купола состоят из прямолинейных или криволинейных ребер, соединенных в вершине непосредственно или через коньковое опорное кольцо, и опирающихся на опорный контур, расположенный на стенах, или фундаменты.

Ребра образуют систему перекрестных арок (или рам), несущих нагрузку от панелей кровли, прогонов или второстепенных арок.

Распор арок передается на опорный контур или непосредственно на фундаменты, а также на коньковое опорное кольцо или на соединение ребер в вершине купола.

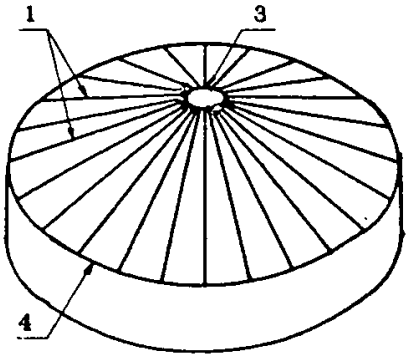
Во всех куполах прогоны и второстепенные арки присоединяются к ребрам куполов с помощью стальных карманов разного типа (см. ниже раздел 5). Карманы для присоединения второстепенных арок, располагаемых по оси стен шатровых и арочно-вспарушенных куполов, могут совмещаться с опорными башмаками ребер куполов.

2.2. Конструктивные варианты куполов с прямолинейными ребрами.

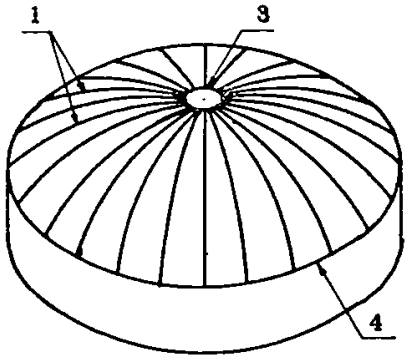
2.2.I. Конический купол (тип I табл. I и 2) на круглом (или многоугольном) плане. Утепленные трапециевидные панели покрытия укладываются по радиально расположенным ребрам купола. Опорный контур рекомендуется многоугольным (по числу ребер) для исключения местного изгиба при передаче распоров ребер. Рекомендуемые диаметры - до 60 м при стреле подъема $f = \frac{I}{6}D$. Возможны подъемы $f = \frac{I}{4} \div \frac{I}{7}D$.

2.2.2. Пирамидальный купол (тип II табл. I и 2) на шестиугольном или восьмиугольном плане образуется шестью или восемью ребрами, к которым присоединяются прогоны, несущие панели покрытия; длина панелей определяет шаг прогонов (обычно - 3 м по скату кровли). Рекомендуемые пролеты (по диагоналям купола) - до 45 м. Рекомендуемая стрела подъема $f = \frac{I}{6}D$. Пирамидальный купол может быть образован системой перекрестных гнутоклееных рам.

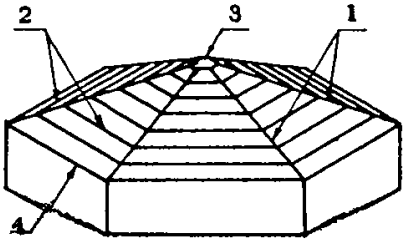
1 – Конический,



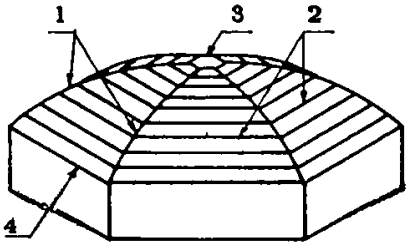
1У – Сферический,



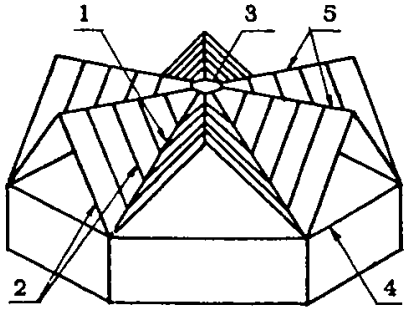
П – Пирамидальный,



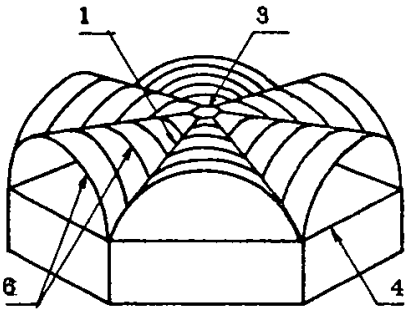
У – Сомкнутый,



Ш – Шатровый,



У1 – Арочно-вспарушенный



1 – ребра купола, 2 – прогоны, 3 – опорное коньковое кольцо, 4 – опорный контур,
5 – коньковый прогон, – для варианта Ш–б, 6 – второстепенные арки

Таблица 1. ТИПЫ РЕБРИСТЫХ КУПОЛОВ

2.2.3. Шатровый купол (тип Ш табл. I и 2). Складчатая форма покрытия допускает два конструктивных варианта:

Ша - трехшарнирные второстепенные арки устанавливаются на диагональные; по второстепенным аркам укладываются ограждающие панели;

Шб - вдоль осей стен устанавливаются торцевые трехшарнирные арки, на них и на опорное кольцо укладывается коньковый прогон, а второстепенные трехшарнирные арки заменяются прогонами, несущими панели ограждения.

Рекомендуемые диаметры: при шестиугольном плане - до 45 м, при восьмиугольном - до 60 м.

2.3. Конструктивные варианты куполов с криволинейными ребрами.

2.3.I. Сферический купол (тип IУ табл. I и 2) отличается от конического (см. п. 2.2.I) тем, что вместо прямолинейных применяются ребра из круговых арок при тех же плане и высоте купола.

2.3.2. Сомкнутый купол на шестиугольном и восьмиугольном плане (тип У табл. I и 2) отличается от пирамидального так же, как сферический от конического, т.е. заменой прямолинейных ребер арочными. Наибольший диаметр при восьмиугольном плане - 60 м.

2.3.3. Арочно-вспарушенный купол (тип УI табл. I и 2) на шестиугольном и восьмиугольном плане образуется шестью или восемью криволинейными ребрами, на которые опираются двухшарнирные второстепенные круговые арки, несущие панели покрытия. Высота подъема первой второстепенной арки, устанавливаемой по оси стен, назначается примерно равной высоте подъема ребер купола.

Второстепенные арки по верхней грани описаны одним радиусом и образуют горизонтальные цилиндрические поверхности, пересекающиеся на ребрах купола эллиптического очертания.

Шестиугольные купола этого типа предпочтительнее восьмиугольных из-за простоты сопряжений. Купола на восьмиугольном плане рекомендуются при диаметрах более 45 м.

2.4. Типы куполов П, Ш, У, УI могут применяться и на квадратном плане. При этом арочно-вспарушенный купол превра-

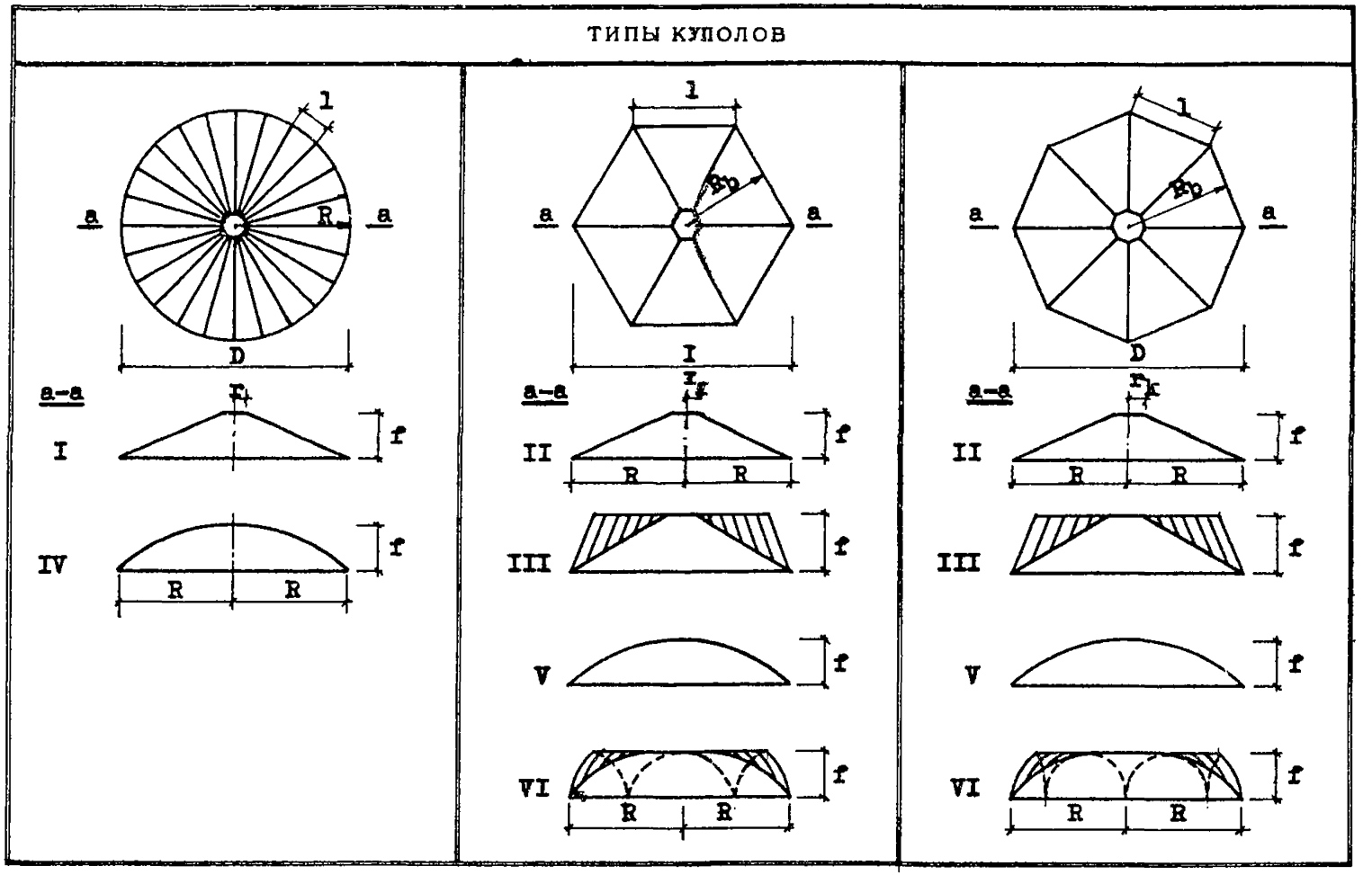


Таблица 2. СХЕМЫ КУПОЛОВ

щается в крестовый свод. Примером шатрового купола на квадратном плане может служить конструкция покрытия рынка в Ржеве [5].

3. РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

3.1. Постоянные нагрузки - вес несущих и ограждающих конструкций купола, а также вес стационарного подвесного оборудования, определяемый техническим заданием на проектирование. Коэффициенты надежности и коэффициенты перегрузки принимаются в соответствии с [6].

3.2. Временные нагрузки - снеговая, для которой рассматриваются два случая расположения:

- равномерно распределенная по всей площади покрытия;
- односторонняя, распределенная на половине поверхности покрытия.

3.3. Нормативный вес снегового покрова S_0 принимается по [6].

Равномерно распределенная снеговая нагрузка на площади покрытия сферических, конических, пирамидальных и сомкнутых куполов согласно [7] определяется умножением расчетной снеговой нагрузки на коэффициент μ, равный для $D \leq 60$ м

$$\mu = 0{,}85 - 0{,}1\,v \quad (\mu \geq 0{,}35), \qquad (3.1)$$

где v - средняя многолетняя скорость ветра за зимний период [6]. Для I и II снегового районов $v = 0$.

При диаметрах перечисленных куполов $D \geq 100$ м, а также для любых диаметров шатровых и арочно-вспарушенных типов куполов $\mu = 1$. При промежуточных значениях диаметров μ определяется по интерполяции.

Расчетная снеговая равномерно распределенная нагрузка на площади покрытия купола

$$q_{сн} = S_0 \mu \gamma_f \quad , \qquad (3.2)$$

где γ_f – коэффициент надежности, определяемый по [6].

3.4. Для сферических, конических, пирамидальных и сомкнутых куполов интенсивность односторонней снеговой нагрузки, рассматриваемой на одной из половин покрытия, определяется, согласно [7], введением коэффициента

$$\overline{\mu}_i = \mu_0 \left(\frac{r_i}{R} \right)^m \sin\beta , \qquad (3.3)$$

где μ_0 – характеристика коэффициента перехода в точке полукруга с максимальным значением снеговой нагрузки, определяемая по графику на рис. I;

m = I – для конических и пирамидальных куполов;

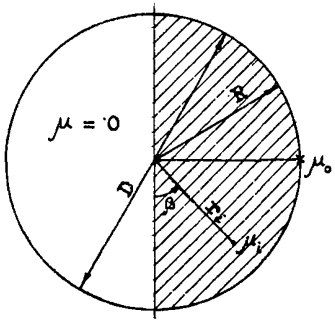
m = 2 – для сферических и сомкнутых куполов.

Для шатрового и арочно-вспарушенного куполов односторонняя снеговая нагрузка принимается равномерно-распределенной с коэффициентом $\overline{\mu}$ = I.

3.5. Расчетная односторонняя снеговая нагрузка

$$q_{1,сн} = S_0 \overline{\mu}_i \gamma_f \qquad (3.4)$$

План



1 – для сферического и сомкнутого куполов (в зависимости от f/D)

2 – для конического и пирамидального куполов (в зависимости от угла крутизны – α)

r_i, β – полярные координаты i –той точки

График для определения μ_0

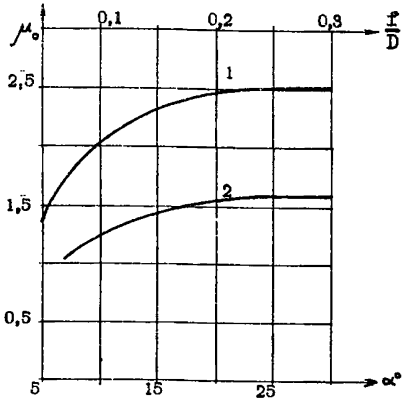


Рис. 1. СХЕМА ОДНОСТОРОННЕЙ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ

3.6. Схемы загружения ребер рассматриваемых типов куполов постоянной и снеговой нагрузками показаны на рисунках 2-6.

При загружении конических и сферических куполов постоянной и равномерно распределенной снеговой нагрузками соответствующие расчетные погонные нагрузки на ребра (рис. 2) описываются зависимостями

$$g(x) = q l \left(1 - \frac{x}{R}\right)$$
$$p(x) = q_{сн}\, l \left(1 - \frac{x}{R}\right) \qquad (3.5)$$

где q и $q_{сн}$ - расчетные постоянная и снеговая равномерно-распределенные на площади купола нагрузки;

l - шаг ребер.

При расчете ребер на одностороннюю снеговую нагрузку:

$$p_1(x) = \bar{p}_{1o,сн}\, l \left(1 - \frac{x}{R}\right)^n \sin\beta \qquad (3.6)$$

при этом принимается

$$\bar{p}_o = q_{o,сн} \cdot l$$

$$q_{o,сн} = S_o \mu_o \gamma_f$$

$\sin\beta = 1$ и

$n = 2$ для конического купола и

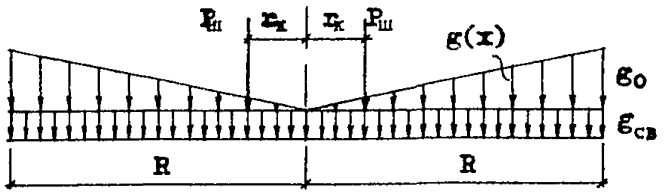
$n = 3$ для сферического.

Собственный вес ребер учитывается погонной нагрузкой $g_{св}$, а постоянная нагрузка от вентиляционных шахт - сосредоточенными силами $P_ш$.

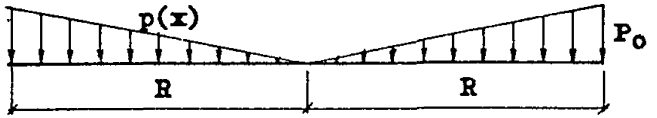
3.7. Расчетные нагрузки на ребра пирамидальных или сомкнутых куполов могут приниматься либо по формулам (3.5) и (3.6) (рис. 2), либо в виде сосредоточенных усилий от прогонов, приложенных в местах примыкания прогонов к ребрам (рис. 3). Давление прогона можно определить по приближенной формуле

$$P_i = \frac{\tilde{P}}{(n+1)\, R^n} \left[(R - x_к)^{n+1} - (R - x_j)^{n+1} \right] \qquad (3.7)$$

Постоянная нагрузка



Полная снеговая нагрузка



Односторонняя снеговая нагрузка

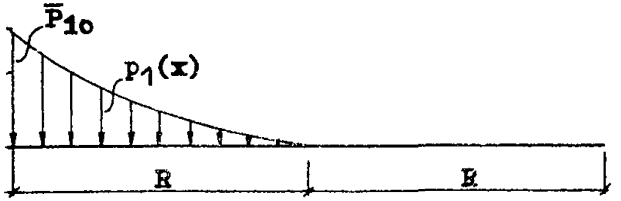
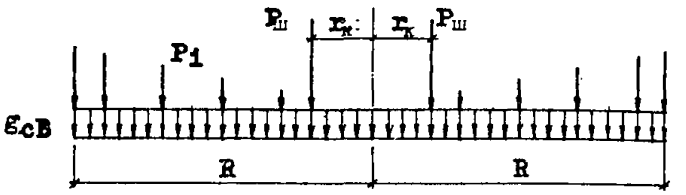
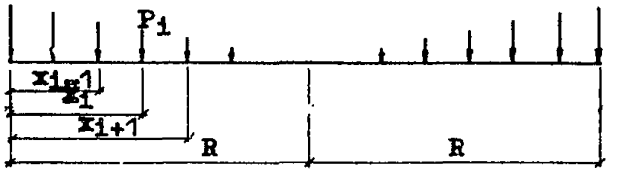


Рис. 2. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ РЕБЕР КОНИЧЕСКОГО И СФЕРИЧЕСКОГО КУПОЛОВ

Постоянная нагрузка



Полная снеговая нагрузка



Односторонняя снеговая нагрузка

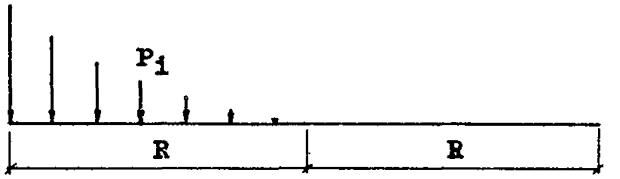


Рис. 3. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ РЕБЕР ПИРАМИДАЛЬНОГО И СОМКНУТОГО КУПОЛОВ

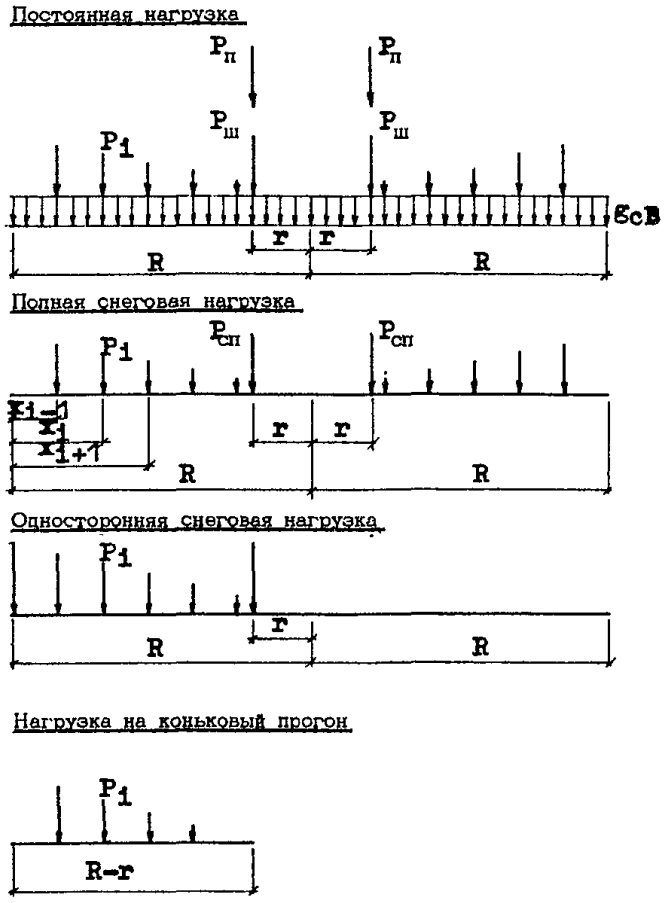


Рис. 4. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ РЕБЕР ШАТРОВОГО КУПОЛА (КОНСТРУКЦИЯ С КОНЬКОВЫМ ПРОГОНОМ)

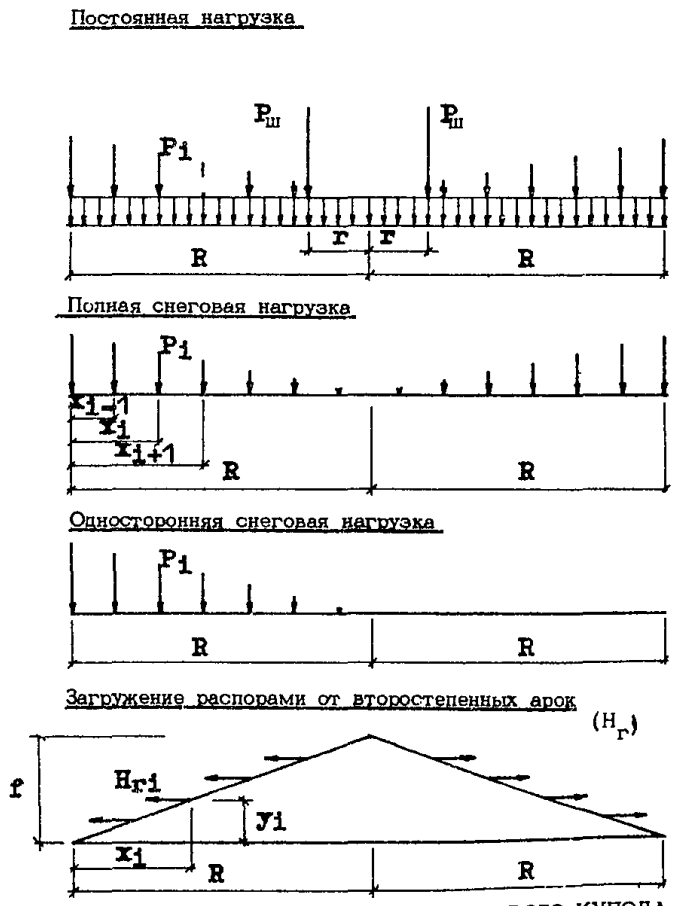


Рис. 5. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ РЕБЕР ШАТРОВОГО КУПОЛА (КОНСТРУКЦИЯ С ВТОРОСТЕПЕННЫМИ АРКАМИ)

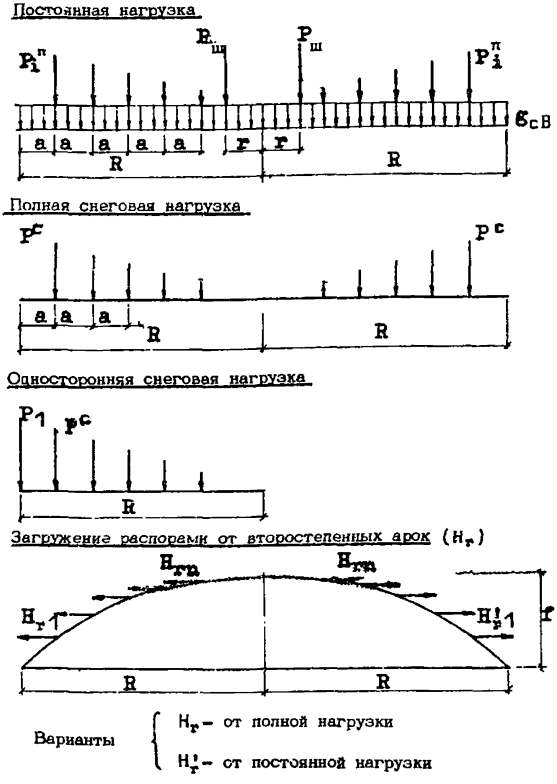


Рис. 6. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ РЕБЕР АРОЧНО-ВСПАРУШЕННОГО КУПОЛА

здесь: $\tilde{P} = q1$ – для постоянной нагрузки;

$\tilde{P} = q_{сн}1$ – для полной снеговой нагрузки;

$\tilde{P} = q_{о,сн}1$ – для односторонней снеговой нагрузки.

Для постоянной и полной снеговой нагрузок $n = I$, для односторонней нагрузки на пирамидальном куполе $n = 2$, на сомкнутом $n = 3$.

$$x_к = X_i - \frac{X_i - X_{i-1}}{2}; \qquad (3.8)$$

$$x_j = X_i + \frac{X_{i+1} - X_i}{2} \qquad (3.9)$$

X_i, X_{i-1} , X_{i+1} – абциссы места примыкания рассматриваемого прогона, предыдущего и следующего соответственно.

Учитывая большой шаг ребер в пирамидальном и сомкнутом вариантах куполов, при расчете их на одностороннюю нагрузку следует заменить величину $\sin\beta$ в формуле (3.6) на усредненные коэффициенты: 0,85 – для восьмиугольного плана, и 0,75 – для шестиугольного.

3.8. Ребра шатровых или арочно-вспарушенных куполов рассчитывают на вертикальные силы и распоры, передаваемые на них треугольными или круговыми арками от действия постоянной и снеговых нагрузок (рис. 5 и 6).

3.9. Ветровая нагрузка при расчете несущих конструкций рассматриваемых типов куполов обычно не учитывается. Ее следует учитывать при расчете витражей, конструкций вентиляционных или осветительных шахт, расположенных в вершинах куполов.

Если шатровый купол образуется с помощью конькового прогона, то давление от него учитывается силами $P_п$ и $P_{сж,п}$ (см. схему на рис. 4).

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ КУПОЛА

4.1. Каждая пара перекрестных ребер может рассматриваться как трех- или двухшарнирная арка, передающая распор на опорный контур и опорное коньковое кольцо. Двухшарнирные арки со стрелой подъема $\frac{1}{4} \div \frac{1}{7}$ допускается рассчитывать как трехшарнирные.

4.2. Опорный контур купола рассчитывается на растяжение от максимальных распоров арок, загруженных постоянной и полной снеговой нагрузкой. Усилия в круглом опорном контуре

$$N_{ок} = \frac{H n}{2\pi} \qquad (4.1)$$

где H – распоры арок от постоянной и полной снеговой нагрузок;

n – число ребер купола.

Усилие в многоугольном опорном контуре:

$$N_{ок} = \frac{H}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \qquad (4.2)$$

4.3. При одностороннем загружении куполов в жестком опорном контуре возникают изгибающие моменты и нормальные силы, приведенные в таблице 3. Исключение – шатровый и арочно-вспарушенний типы куполов, в опорном контуре которых односторонняя снеговая нагрузка вызывает только нормальные силы.

Эти изгибающие моменты, как правило, не могут быть восприняты сечением опорного контура, рассчитываемого обычно только на растяжение от максимальных распоров. Кроме того, разнозначные изгибающие моменты вызывают значительные горизонтальные деформации, которые не могут быть допущены. Поэтому опорный контур целесообразно рассматривать как шарнирный многоугольник с подвижными опорами под пятой каждого ребра, допускающими перемещения по направлению радиуса и не допускающими тангенциальных перемещений. Число шарниров соответствует числу углов контура. Нагрузка от распоров, возникающая при одностороннем загружении купола снегом, приложенная к каждому шарниру, раскладывается по направлению примыкающих участков контура; эти усилия, действующие вдоль участков стен, должны быть на них переданы и учтены при их расчете и конструировании [8].

4.4. Опорное коньковое кольцо должно быть жестким, круглым, шестиугольным или восьмиугольным в плане. Возможно применение взамен шестиугольного или восьмиугольного кольца – крестовин.

4.5. При шарнирном опирании ребер купола на коньковое опорное кольцо для обеспечения неизменяемости купола устраиваются крестовые связи жесткости в плоскости покрытия, что трудоемко [9]. Возможно присоединение полуарок к коньковому опорному кольцу жестко, на сварке, при помощи накладок (см. ниже п. 5.5 и рис. II) [I4]. При этом арки превращаются в двухшарнирные, ребра которых в ключе соединены стальным кольцом, воспринимающим поперечные силы и изгибающие моменты от кососимметричной составляющей односторонней снеговой нагрузки.

4.6. Изгибающие и крутящие моменты, действующие в соответствии с 4.5 перпендикулярно плоскости конькового кольца, для разных в плане куполов приведены в таблице 4.

4.7. Изгибающие моменты от распоров при односторонней снеговой нагрузке, действующие в плоскости конькового кольца, определяются по формулам таблицы 3, в которых вместо R принимается радиус кольца $r_к$, для круглого кольца T_o заменяется распором ребер, отнесенным к I м периметра кольца.

4.8. Кольцо должно быть рассчитано на совместное действие указанных выше моментов и нормальной силы от постоянной и односторонней снеговой нагрузок.

4.9. Элементы крестовин, заменяющих кольцо, рассчитываются как продолжение ребер купола; в месте сопряжения их с ребрами действует изгибающий момент от кососимметричной составляющей односторонней снеговой нагрузки; кроме того они воспринимают максимальный распор арки от постоянной и полной снеговой нагрузки.

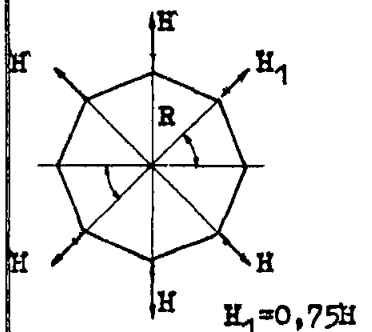
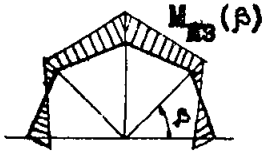
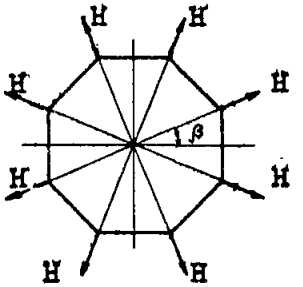
пирамидальный, сомкнутый			β = 0°	β = 45°	β = 90°
			$M_{из}$ = 0,275H R N=0,924H	$M_{из}$ =0,025H R	$M_{из}$ =0,225H R N=0,653H
шатровый, арочно-вспарушенный		—	β = 0°	β = 22,5°	β = 67,5°
			$M_{из}$ = 0 N= 1,3H	$M_{из}$ = 0 N= 1,3H	$M_{из}$ = 0 N= 1,3H

Таблица 3. *Продолжение*

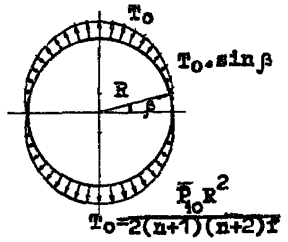
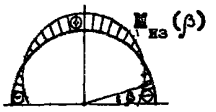
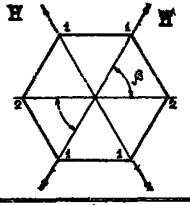
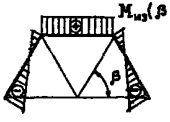
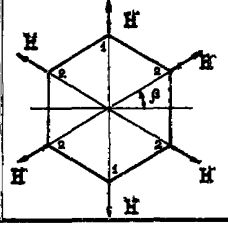
Тип купола	Схема загружения	Эпюра изгибающих моментов	Изгибающие моменты, $M_{из}$ Нормальные силы, N		
сферический, конический (n=2) (n=∞)			$\beta = 0^\circ$ $M_{из} = -0,149 T_o R^2$ $N = 0,785 T_o R$	—	$\beta = 90^\circ$ $M_{из} = 0,137 T_o R^2$ $N = 0,5 T_o R$
Пирамидальный, сомкнутый			$\beta = 0^\circ$ $M_{из} = -0,289 H R$ $N = 0,75 H$	$\beta = 60^\circ$ $M_{из} = 0,145 H R$	$\beta = 90^\circ$ $M_{из} = 0,145 H R$ $N = 0,5 H$
шатровый, арочно вспарушенный		—	$\beta = 0^\circ$ $M_{из} = 0$ $N = H$	$\beta = 30^\circ$ $M_{из} = 0$ $N = H$	$\beta = 90^\circ$ $M_{из} = 0$ $N = H$

Таблица 3.

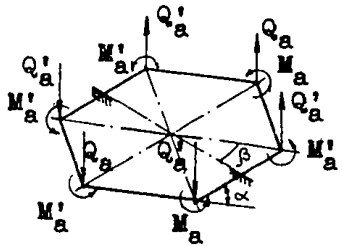
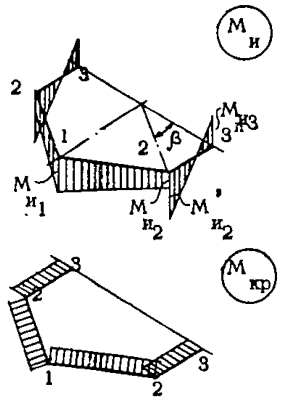
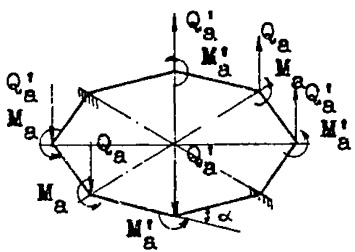
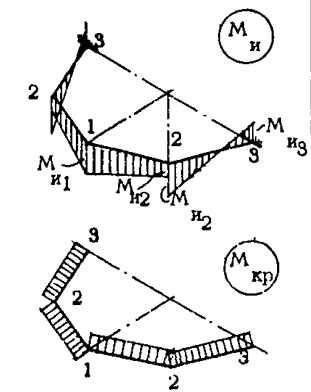
шатровый арочно-вспарушенный	 $\alpha = 30°$		$M_{и_{1,2}} = M_a(\cos\alpha X \pm \frac{\sin\alpha}{2})$ $M_{и_{2;3}} = M_a \sin\alpha(X \pm \frac{3}{2})$ $X = \frac{1{,}558 M_a}{k+1}$	$M_{кр_{1,2}} = M_a(-\sin\alpha X \pm \frac{\cos\alpha}{2})$ $M_{кр_{2',3}} = M_a \cos\alpha(-X \pm \frac{3}{2})$
пирамидальный сомкнутый	 $\alpha = 22{,}5°$		$M_{и_{1,2}} = M_a(\cos\alpha X \pm \frac{\sin\alpha}{2})$ $M_{и_{2',3}} = M_a \sin\alpha(X \pm \frac{3}{2e})$ $X = \frac{1{,}244}{k+1}$ $e = 1{,}2$	$M_{кр_{1,2}} = M_a(-\sin\alpha X \pm \frac{\cos\alpha}{2})$ $M_{кр_{2',3}} = M_a \cos\alpha(-X \pm \frac{3}{2e})$

Таблица 4. Продолжение

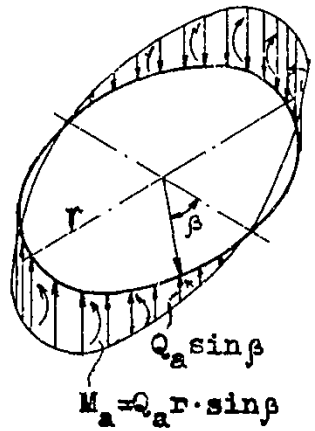
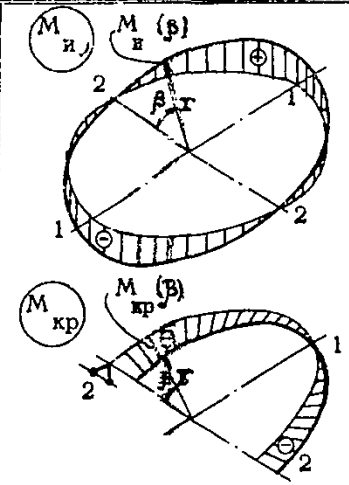
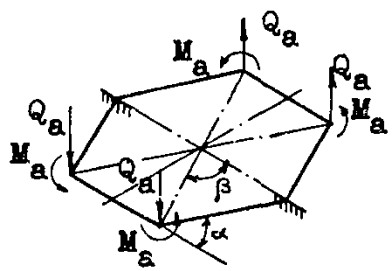
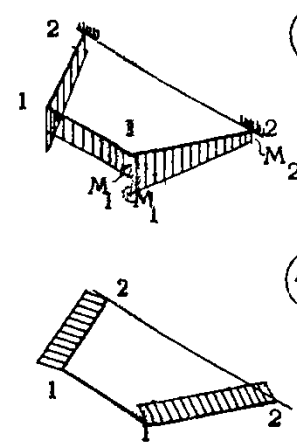
Тип купола	Схема загружения	Эпюра расчетных моментов	Изгибающие моменты $M_и$	Крутящие моменты $M_{кр}$
сферический, конический			$M_и^1 = \frac{Q_a r^2}{k+1}$ $M_и(\beta) = \frac{Q_a r^2 \sin\beta}{k+1}$ $M_и^2 = 0$	$M_{кр}^1 = 0$ $M_{кр}(\beta) = Q_a r^2 \cos\beta \cdot \frac{k}{k+1}$ $M_{кр}^2 = Q_a r^2 \frac{k}{k+1}$
пирамидальный сомкнутый			$M_и^1 = \frac{M_a}{k+1}$ $M_и^{1'} = M_a \sin\alpha \frac{k+2}{k+1}$ $M_и^2 = M_a \sin\alpha \frac{k}{k+1}$	$M_{кр}^{1,2} = -M_a \cos\alpha \frac{k}{k+1}$

Таблица 4.

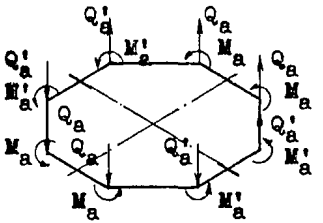
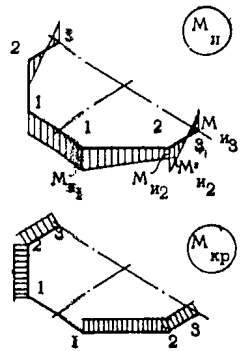
шатровый арочно-вспарушенный			$M_{и_{1,2}} = X$ $M_{и_{2',3}} =$ $= \sin 2\alpha X \pm \sin\alpha M$ $M_{и_{3'}} = \sin 2\alpha M$ $M_{и_4} = M \sin\alpha$ $X = \frac{1,667}{k+1} M$	$M_{кр_{1,2}} = 0$ $M_{кр_{2',3}} =$ $= -\sin 2\alpha X + \cos\alpha M$ $M_{кр_{3',4}} = -X + 2\cos\alpha M$

Таблица 4. Продолжение

$$K = 0,381 \frac{I_{кр}}{I_x}$$

$I_{кр}$ – момент инерции при кручении

I_x – момент инерции при изгибе

5. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КУПОЛА

5.I. Ребра купола рассчитывают в соответствии с [I, 2] на сжатие с изгибом; принимается, что верхняя кромка ребер раскреплена прогонами или второстепенными арками и панелями покрытия. Сечения ребер принимаются прямоугольными; исходя из технологии действующих заводов клееных деревянных конструкций, высоту сечения следует назначать не более I,65 м, а ширину - не более 0,20 м. В случае необходимости большей ширины, сечение устраивается из двух ветвей, соединенных болтами, с учетом п. 4.6 норм [I].

5.2. При проектировании опорного контура следует учитывать его упругие деформации от растягивающих усилий

$$\Delta = \frac{\sigma_a}{E_a} l_o \qquad (5.I)$$

где σ_a - растягивающие напряжения в арматуре железобетонного контура или в стальном опорном контуре;

l_o - сторона многоугольного контура или радиус круглого контура;

E_a - модуль упругости металла контура.

Опорный контур купола может быть из железобетона с непосредственным опиранием на него башмаков ребер купола (рис. 7).

Чтобы не передавать деформации опорного контура на стены, его выполняют из предварительно-напряженного железобетона или устраивают опирание ребер купола с помощью подвижных опор (рис. 9 и I0). В этом случае применяется металлический опорный контур.

5.3. Опорный узел ребер купола.

5.3.I. Опирание ребер купола на железобетонный опорный контур (рис. 7).

Распор и вертикальная составляющая опорной реакции ребер передаются на опорный контур через стальной башмак, присоединяемый к нему анкерными болтами.

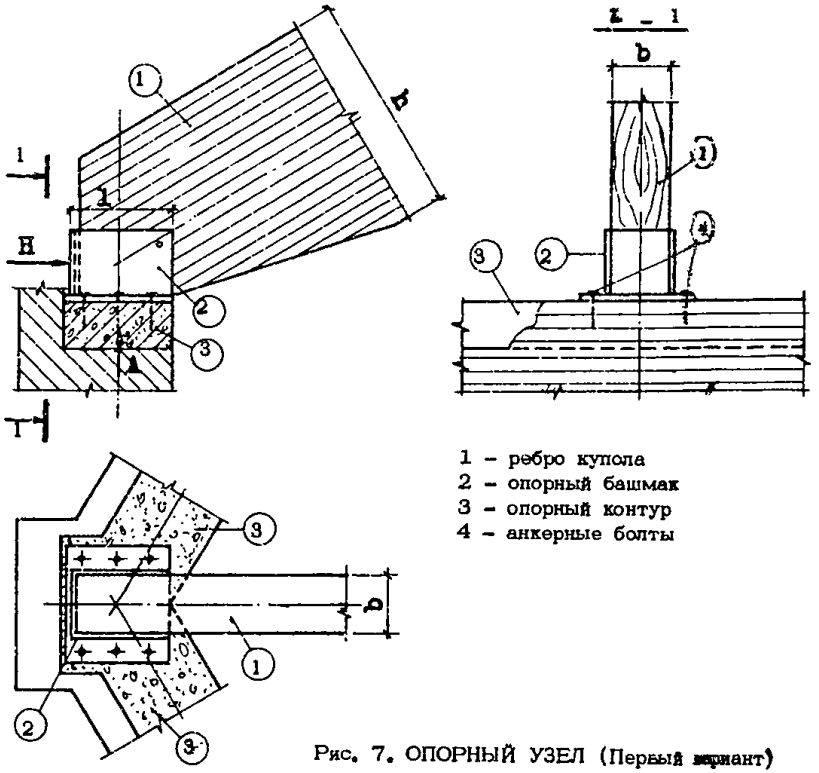


Рис. 7. ОПОРНЫЙ УЗЕЛ (Первый вариант)

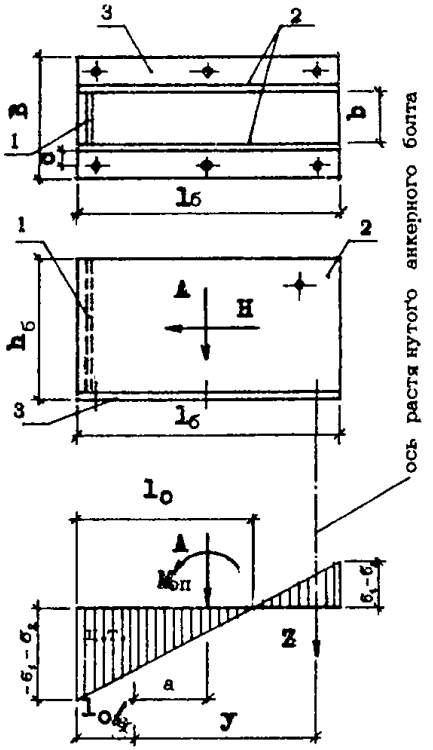


Рис. 8. К РАСЧЕТУ БАШМАКА И АНКЕРНЫХ БОЛТОВ

Башмак (②на рис. 7) состоит из торцевого (Ⓘ на рис. 8) и двух боковых вертикальных листов (②на рис. 8), приваренных к горизонтальному листу (③на рис. 8).

Размеры башмака назначаются такими, чтобы напряжения сжатия в опорных плоскостях ребра не превышали соответствующих расчетных величин:

$$\sigma_т = \frac{H}{b h_б} \leq R_{см\,(90°-\alpha)} \qquad (5.2)$$

$$\sigma_г = \frac{A}{b l_б} \leq R_{см\,\alpha} \qquad (5.3)$$

где: $\sigma_т$ и $\sigma_г$ – напряжения в древесине под торцевой Ⓘ и под опорной горизонтальной ③ пластинами башмака;

H, A – максимальные значения опорных реакций;

b – ширина сечения ребра;

$h_б$ – высота торцевой пластины Ⓘ ;

$l_б$ – длина опорной горизонтальной пластины ③ ;

$R_{см\,\alpha}$ – расчетное сопротивление древесины смятию [1] .

Полученные значения уточняются исходя из конструктивных соображений: высота башмака не должна быть слишком малой, чтобы вертикальная пластина не была толще 20–25 мм, и в то же время не слишком большой, чтобы опрокидывающий момент от распора не потребовал применения очень мощных анкерных болтов.

Расчет вертикальной торцевой пластины "I".

Пластина рассчитывается как опертая по трем сторонам
10 на воздействие контактных напряжений $\sigma_т$. Толщина пластины определяется с учетом развития в ней пластических деформаций по формуле

$$\delta_п \geq 2\sqrt{\frac{M_{пл}}{R_y}} , \qquad (5.4)$$

где $M_{пл}$ – расчетный момент в пластине "I";

R_y – расчетное сопротивление стали по [4] .

Расчет боковых пластин ② и их присоединения к опорной пластине ③ .

Распор вызывает в пластинах ② (см. рис. 8) сдвиг и изгибающий момент $M_{пл\,2} = \frac{Hh_\delta}{2}$; (5.5)

Напряжения в пластинах ② :

$$\sigma_{пл\,2} = \frac{M_{пл\,2}}{2W_{пл\,2}} \quad ; \qquad (5.6)$$

$$\tau_{пл\,2} = \frac{H}{2F_{пл\,2}} \qquad (5.7)$$

здесь: $W_{пл\,2} = \frac{\delta_{пл\,2} \cdot l_\delta^2}{6}$ и $F = \delta_{пл\,2} \cdot l_\delta$ - (5.8)

момент сопротивления и площадь каждой пластины;

$\delta_{пл\,2}$ - толщина пластины ② ;

В данном случае необходима проверка приведенных напряжений:

$$\sqrt{\sigma_{пл}^2 + 3\tau_{пл\,2}^2} \leq R_y \qquad (5.9)$$

На те же воздействия проверяется сварной шов, прикрепляющий боковую пластину к горизонтальной.

Расчет анкерных болтов и опорной пластины башмака.

Нормальные напряжения в бетоне опорного контура под опорной пластиной башмака не должны превышать расчетного сопротивления смятию:

$$\sigma = \pm \frac{M_{оп}}{W_{пл\,3}} + \frac{A}{F_{пл\,3}} = \pm\sigma_1 + \sigma_2 \leq \psi R_{b,loc} \qquad (5.10)$$

где $M_{оп} = H\left(h\frac{\delta}{2} + \delta_{пл\,3}\right)$ - опрокидывающий момент;

$\delta_{пл\,3}$ - толщина опорной пластины;

A - вертикальная опорная реакция арки;

$W_{пл\,3} = \frac{B_{пл\,3} l_\delta^2}{6}$ - момент сопротивления и площадь пластины ③ в его плоскости;
$F_{пл\,3} = B_{пл\,3} l_\delta$

$B_{пл\,3}$ - ширина пластины ③;

$R_{b,loc}$ - определяется по формуле 102 [11] ;

для рассматриваемых случаев $\psi = 0{,}75$.

Схема расчетных напряжений и усилий приведена на рис. 8. В соответствии с [12] усилие, действующее в анкерных болтах:

$$Z = \frac{1}{y}\left[M_{оп} - A \cdot a\right] \qquad (5.11)$$

где y – расстояние от оси анкерных болтов до центра тяжести эпюры сжимающих напряжений в бетоне.

$a = \frac{1\delta}{6}\left(2 - \sigma_2/\sigma_1\right)$ – расстояние от линии действия реакции A до той же точки.

На эту силу должны быть подобраны растянутые анкеры крайнего ряда, рассчитываемые по ослабленному нарезкой сечению. Требуемая площадь сечения анкеров определяется по расчету на срез силой H (площадь сечения растянутых анкеров крайнего ряда входит в общую площадь среза).

Нижний лист башмака должен быть рассчитан на изгиб от воздействия силы Z на участке $1 - 1_o$, принимая условно равномерное распределение напряжения по ширине сечения. На остальных участках внешней части листа, закрепленных анкерными болтами, а также под пятой ребра, проверка напряжений не требуется.

5.3.2. Опирание ребер купола на стену через катки (рис. 9 и 10).

Подвижное опирание ребер купола устраивается с помощью катков, помещаемых под горизонтальную пластину башмака. Катки передают опорную реакцию на стены. Распор купола воспринимается стальным растянутым опорным контуром, приваренным к башмакам. Возможно устройство подвижной опоры без катков, в которой скольжение обеспечивается графитово-вазелиновой смазкой.

Расчет башмака:

– вертикальная торцевая пластина и боковые вертикальные пластины рассчитываются также, как в первом варианте, на воздействие распора H;

– горизонтальная пластина рассчитывается на совместное действие изгибающего момента от вертикального давления ребра и растяжения усилием в опорном контуре купола $N_{ок}$;

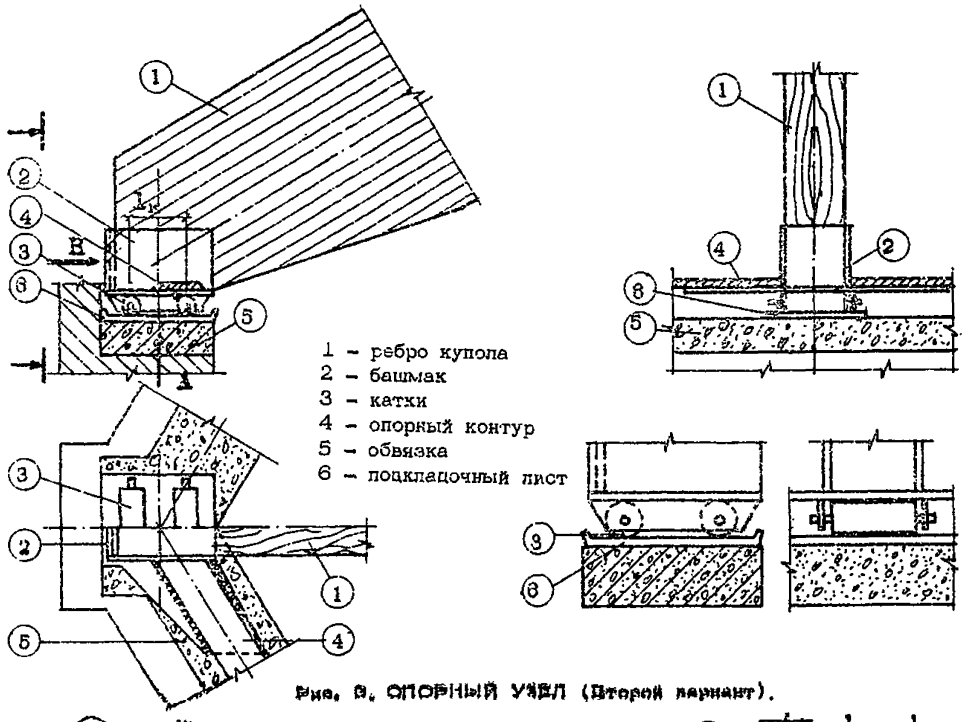


Рис. 9. ОПОРНЫЙ УЗЕЛ (Второй вариант).

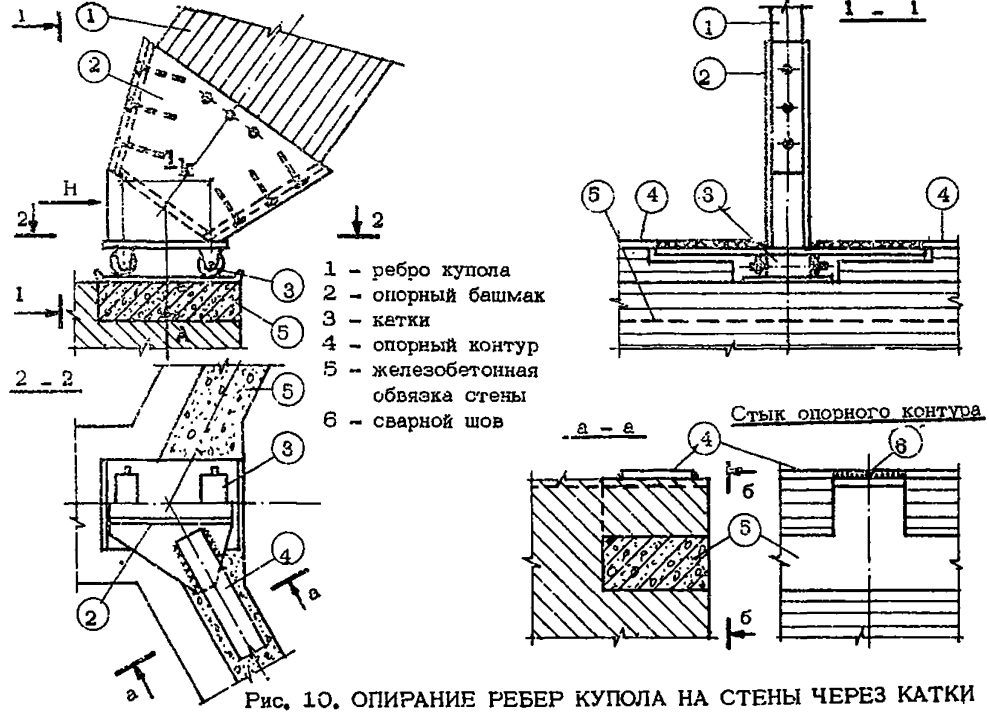


Рис. 10. ОПИРАНИЕ РЕБЕР КУПОЛА НА СТЕНЫ ЧЕРЕЗ КАТКИ

- подбирается количество, шаг и сечение катков исходя из их работы на сжатие; рекомендуется применение двух катков; расстояние между катками $l_к$ (рис. 9 и 10) определяется из расчета узла на опрокидывание:

$$l_к = \frac{1,2\ H\ h_c}{\lambda} \qquad (5.12)$$

- следует подобрать сечение опорного контура и рассчитать на изгиб пластину, через которую передается давление катков на стену (или каркас).

5.4. В случаях, когда конец ребра не в состоянии воспринять поперечную силу на опоре арки (что иногда наблюдается в ребрах эллиптических арок большого пролета), конец ребра заключается в стальную обойму, высота которой доводится до сечения, в котором древесина воспринимает поперечную силу. Схема такого башмака показана на рис. 10.

Для арочно-вспарушенных куполов при опирании ребер на катки нижний лист башмака работает только на растяжение усилием в опорном контуре.

5.5. При шарнирном присоединении ребер купола к кольцу устраивается система связей в видей ферм, располагаемых в плоскостях скатов ⑨. При жестком присоединении ребер купола к кольцу (п. 4.5) одним из конструктивных вариантов может служить устройство на концах ребер стального замкнутого оголовника, который жестко присоединяется к кольцу с помощью горизонтальной накладки ④ и двух вертикальных косынок ⑤. Косынки позволяют учесть возможные пики напряжений в горизонтальных швах, присоединяющих накладки к оголовнику, и обеспечивают передачу поперечной силы примерно по вертикальной оси сечения кольца.

Расчет деталей ④, ⑤.

Соединение оголовника и кольца должно воспринимать поперечную силу от односторонней снеговой нагрузки Q_a, вызываемый ею изгибающий момент M_a, распор от постоянной и односторонней снеговой нагрузки $\overline{H}^a$ (рис. 11).

$$\overline{M}_a = Q_a\ (r_к + \Delta) \qquad (5.13)$$

где $r_к$ - радиус кольца;

Δ – расстояние от оси сечения кольца до места присоединения накладок к оголовнику.

Суммарные горизонтальные усилия в месте присоединения накладок

$$N_{1,2} = -\frac{H}{2} \pm \frac{Ma}{h_N}, \qquad (5.14)$$

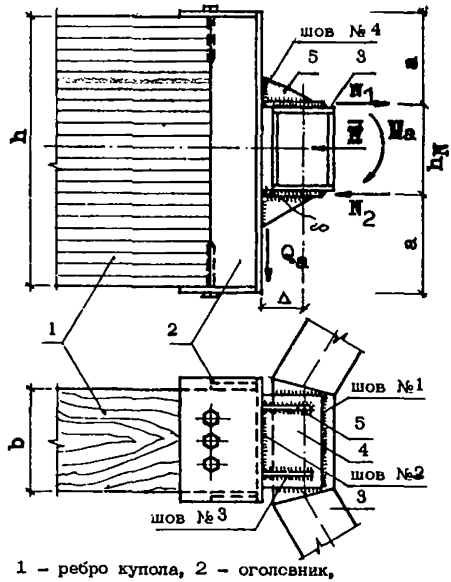
$$h_N = h_к + \delta$$

где $h_к$ – высота сечения кольца;

δ – толщина горизонтальных накладок.

На эти усилия должны быть рассчитаны сварные швы, присоединяющие оголовник к опорному коньковому кольцу, и сам оголовник .

Сварные швы I , на рис. II, присоединяющие горизонтальные накладки к кольцу, рассчитываются на полную силу N_1, Сварные швы 2 , присоединяющие горизонтальные накладки к оголовнику – на 70% N_1 , горизонтальные швы 3 , присоединяющие косынки к горизонтальным накладкам – на 30% силы N_1 (срез) и на силу Q_a (сжатие или отрыв), вертикальные швы 4 , присоединяющие косынки к оголовнику – на 30% силы N_1 (сжатие или отрыв) и силу Q_a (срез). Расчет оголовника.

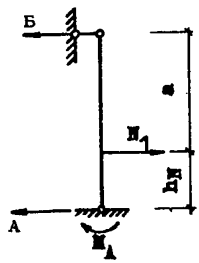


1 – ребро купола, 2 – оголовник, 3 – коньковое кольцо, 4 – горизонтальная накладка, 5 – вертикальная косынка

Рис. 11. К РАСЧЕТУ СОПРЯЖЕНИЯ КОНЬКОВОГО КОЛЬЦА С РЕБРОМ КУПОЛА

Если $\frac{Ma}{h_N} > \frac{H}{2}$, оголовник рассчитывается как условная балка с одним защемленным и одним шарнирно опертым концом, имеющая сечение в виде швеллера из торцевой и двух боковых пластин. Расчетная схема приведена на рис. I2.

Опорные реакции и момент в заделке для такой балки:



$$A = \frac{N_1 k_1}{2}(3 - k_1^2); \qquad (5.15)$$

$$Б = \frac{N_1 k_2^2}{2}(3 - k_2); \qquad (5.16)$$

$$M_A = \frac{N_1 a h_N (h_N + 2a)}{2 (h_N + a)^2} \qquad (5.17)$$

Рис. 12. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ОГОЛОВНИКА

где $k_1 = \frac{a}{h_N + a}$; $k_2 = \frac{h_N}{h_N + a}$.

Крепление оголовника к ребру должно быть рассчитано на действие реакции условной балки Б. В зависимости от знака и величины этой реакции оголовник крепится к ребру шурупами (если отрыва не возникает, их ставят конструктивно) или на вклеенных штырях, если Б велико и для размещения необходимого количества шурупов требуется увеличение размеров оголовника. Крепление на вклеенных штырях обеспечит не только требуемую несущую способность, но и значительно снизит податливость соединения оголовника с ребром купола.

Торцевая пластина оголовника рассчитывается на воздействие наибольшего из сжимающих напряжений в древесине ребра под оголовником:

$$\sigma_c = \frac{H}{F_p} \quad \text{или} \quad \bar{\sigma}_c = \left(\frac{Ma}{W_p} + \frac{\bar{H}}{F_p}\right)\left(\frac{h_N + \frac{a}{2}}{h_N + a}\right) \qquad (5.18)$$

здесь $F_p = b \times h$; $W_p = b h^2/6$

h, b – высота и ширина ребра под оголовником

H – распор арки от постоянной и полной снеговой нагрузок на купол

$\bar{H}$ – то же для постоянной и односторонней снеговой нагрузок.

5.6. Опорное коньковое кольцо при шестиугольном, восьмиугольном и круглом плане, которое работает на косой изгиб со

сжатием (см. 4.8), рекомендуется выполнять прямоугольного сечения, полым, сваренным из полосовой или листовой стали.

5.7. Прогоны применяются дощато-клеевые прямоугольного сечения разной высоты в пределах одного купола (в зависимости от пролета) шириной 14 + 16,5 см. Они располагаются вертикально и имеют верхнюю грань горизонтальную в шатровых куполах, скошенную по скату в пирамидальных и двускатную с разными скосами в сомкнутых. Прогоны рассчитываются на нагрузку от панелей покрытия, собственный вес которых определяется с учетом их фактических наклонов на вес подвесного оборудования, а также на снеговую нагрузку.

5.8. Прогоны присоединяются к ребрам купола с помощью стальных карманов (рис. 13).

Прогоны укладываются на пластины ①, приваренные к пластинам ② и ③; через последние опорные реакции прогонов передаются на пластины ④, уложенные по верху ребер купола.

Пластина 1. Минимальная площадь пластины определяется исходя из работы на смятие поперек волокон опирающихся на них прогонов:

$$F_{пл\,1} = \frac{A_i}{R_{см\,90}} \qquad (5.19)$$

где A_i - опорная реакция одного прогона*).

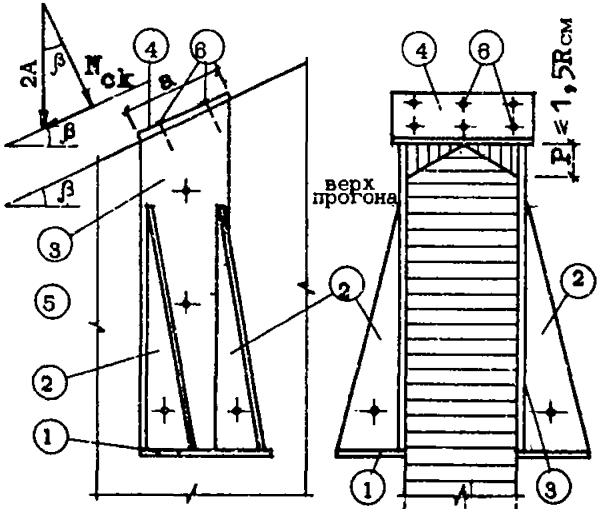
Пластина опирается по трем сторонам, она имеет в плане вид параллелограма, который заменяется прямоугольником со сторонами $l_к$ и $b_п$. Ширина прогона, обычно, задана, поэтому длина $l_к = F_{пл\,1} / b_п$. Распределение давления от прогона принимаем равномерным

$$\sigma_п = \frac{A}{l_к\, b_п} \qquad (5.20)$$

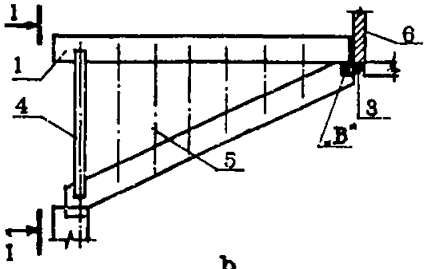
Изгибающие моменты определяются как для плит, опертых по трем сторонам и со свободной четвертой.

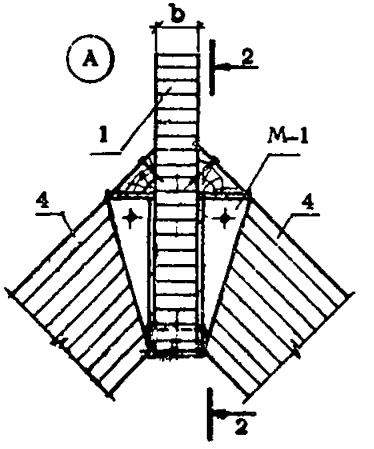
---

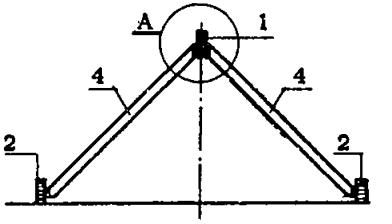
*) Для прогонов шатрового купола пластина ① по форме и расчету аналогична пластине ① кармана для второстепенных арок (см. ниже рис. 15).

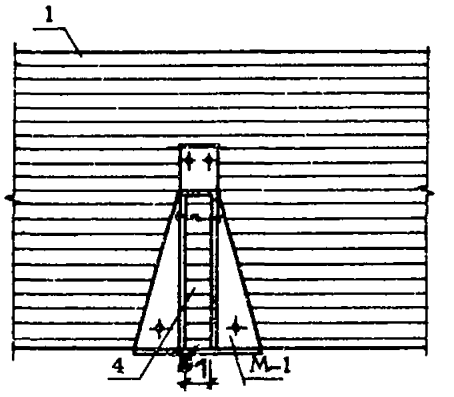


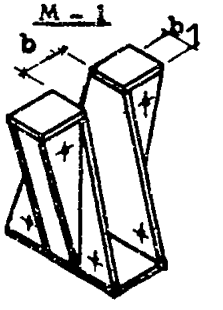
пл. 1. Расчетная схема











1 – коньковый прогон, 2 – главная арка, 3 – опорное коньковое кольцо, 4 – второстепенная торцовая арка, 5 – сси прогонов, 6 – стенка вентиляционной шахты

Рис. 13. КАРМАН ДЛЯ ПРОГОНОВ

Рис. 14. ШАТРОВЫЙ КУПОЛ. ОПИРАНИЕ КОНЬКОВОГО ПРОГОНА

При определении толщины пластины учитывается развитие пластических деформаций - см. формулу (5.4).

Сечения пластин ② и ③ назначаются конструктивно.

Пластина 4. Минимальные размеры пластины в плане назначаются исходя из работы древесины на смятие поперек волокон под влиянием составляющей опорной реакции прогона, нормальной к поверхности ребра купола (рис. I3).

$$\sigma_{см\,4} = \frac{2 A_i \cos \beta}{a\,b} \leq \sigma_{см\,90} \qquad (5.2I)$$

где β - угол наклона касательной к верхней грани ребра

a - размер пластины вдоль ребра

b - ширина сечения ребра

Распределение напряжений под пластиной принимается в виде двух треугольников (рис. I3) с ординатой $P_{см} \leq 1{,}5\,R_{см\,90}$.

Рассчитывается пластина как простая балка (т.к. пластины ③ не могут обеспечить защемление пластины ④). Изгибающий момент в такой балке

$$M = \frac{P_{см}\,b^2}{24} \qquad (5.22)$$

Толщина пластины определяется с учетом развития пластических деформаций.

Все пластины соединяются сварными швами, воспринимающими на срез опорную реакцию А.

Шурупы 5 - с потайной головкой ставятся конструктивно.

Шурупы 6 - воспринимают скатную составляющую опорной реакции прогона, которая равна $N_{ск} = 2A_i \sin \beta$.

После расстановки шурупов уточняется длина пластины "а" и ее толщина.

В тех случаях, когда скатная составляющая велика и по расчету требуется такое число шурупов ⑥, что это влечет за собой увеличение размеров пластины ④, возможно применение вместо шурупов вклеенных стержней.

5.9. Коньковый прогон шатрового купола типа Ш6 одним концом опирается на специальную балку "в", параллельную стороне конькового опорного кольца, а другим - на второстепенную торцевую арку, расположенную по оси стены (рис. I4).

Балка "в" опирается на стальные карманы, приваренные к оголовнику ребер купола.

Сопряжение конькового прогона и торцевой арки (узел А рис. I4) осуществляется с помощью специальной детали М-I, показанной на том же рисунке.

5.I0. Второстепенные арки арочно-вспарушенных куполов двухшарнирные, шириной I4 + I6,5 см, рассчитываются как трехшарнирные арки на вертикальные нагрузки, и как двухшарнирные - на неуравновешенные распоры при односторонней снеговой нагрузке, распределенные поровну между всеми арками.

5.II. Второстепенные арки арочно-вспарушенных и шатровых типа Ша куполов опираются на диагональные ребра с помощью стальных "карманов", показанных на рис. I5.

На карманы действуют вертикальные опорные реакции второстепенных арок A_{Bi} и горизонтальные составляющие их распоров, действующие в плоскости ребер

$$\overline{H}_{Bi} = H_{Bi} \cos \frac{\pi}{n} \qquad (5.23)$$

где H_{Bi} - распор i-той второстепенной арки при загружении ее снеговой нагрузкой на всем пролете

n - число ребер купола.

Вертикальная опорная реакция А приложена к пластине ①. Усилия $\overline{H}_{Bi}$ должны быть переданы на шурупы, присоединяющие к ребру купола пластину ③. Нагрузка на нее передается через пластину ②, на которую действует усилие $H_K = \overline{H}_{Bi} ctg \frac{\pi}{n}$ (рис. I5).

Трапециевидная форма пластины ① приводится к прямоугольной со сторонами $\frac{l'_K + l''_K}{2}$ и $b_п$, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой.

Пластина ② работает как консоль переменной высоты, приваренная к пластине ③. Определение толщины пластины ③ производится без учета развития пластических деформаций. Ее боковой вид имеет треугольное очертание.

Пластина ④ рассчитывается так же, как в кармане для

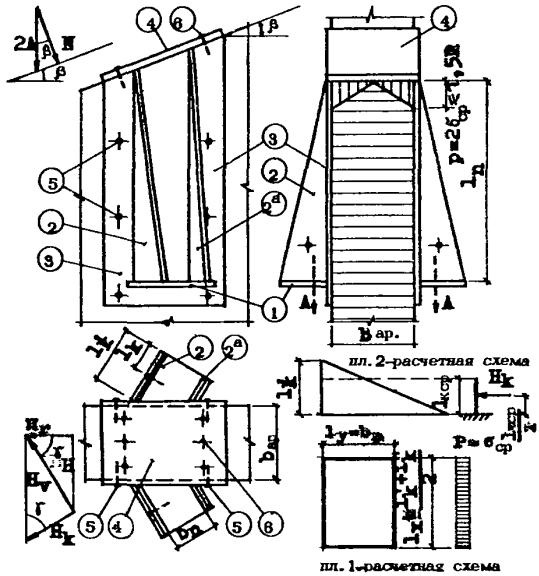


Рис. 15. КАРМАН ДЛЯ ВТОРОСТЕПЕННЫХ АРОК

опирания прогонов. Шурупы ⑤ рассчитываются на усилие $\overline{H}_в$. Шурупы ⑥ рассчитываются так же, как в кармане для прогонов.

6. УСТРОЙСТВО ПОКРЫТИЙ ИЗ СБОРНЫХ УТЕПЛЕННЫХ ПАНЕЛЕЙ

6.I. Панели покрытия рассматриваемых куполов должны иметь каркасную конструкцию с жесткими ребрами из древесины. Во всех куполах могут быть применены известные конструкции вентилируемых панелей. Когда почему-нибудь невозможно обеспечить надежное вентилирование покрытия, допускается применение невентилируемых панелей.

6.2. Конструкция невентилируемых панелей.

Панели состоят из антисептированных продольных и поперечных ребер, поверх которых на шурупах с потайной головкой укреплена асбестоцементная обшивка толщиной I0 мм. По контуру обшивки укрепляется антисептированная рамка из досок высотой, равной толщине утеплителя. Рамка и обшивка оклеиваются пароизоляцией из лавсановой пленки ПЭТФ толщиной 50 мк. на битумно-кукерсольной мастике (ГОСТ I0354-73).

Пространство между рамками заполняется минераловатными плитами повышенной жесткости (или другим эффективным утеплителем), которые закрепляются упаковочной лентой и оклеиваются на заводе одним слоем рубероида.

Для зданий, требующих акустического благоустройства, по низу ребер может быть устроена акустическая подшивка. Панели без акустической подшивки могут быть с декоративной подшивкой или с открытыми ребрами (на рис. I6 показана конструкция панели с вариантами подшивки).

По панелям можно устраивать кровлю рулонную или из листовых материалов (алюминия, стали); в последнем случае обрешетка прибивается к рамкам, обрамляющим утеплитель.

6.3. Принцип раскладки панелей в конических куполах (тип I табл. I и 2) показан на рис. I7. Панели, как правило, принимаются с номинальной шириной I,5 м, трапециевидные в плане с параллельными продольными ребрами переменной длины. Покрытие разбивается на зоны, в пределах которых высота ребер принимается одинаковой; в зависимости от нагрузки и пролета ребра могут быть из целых досок (при высоте ребра до I7 см) или клееные из брусков.

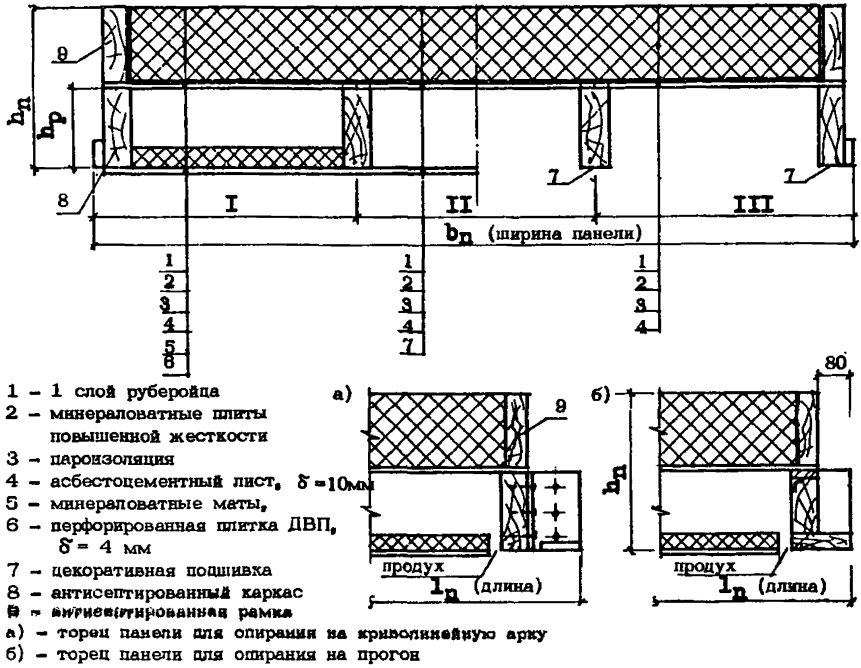


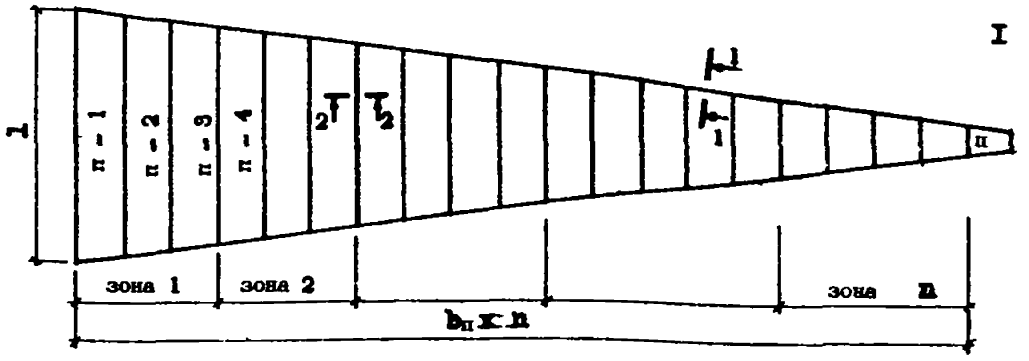
Рис. 16. ВАРИАНТЫ КОНСТРУКЦИЙ НЕВЕНТИЛИРУЕМОЙ ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ:
1 – с акустической подшивкой, П – с декоративной подшивкой, Ш – без подшивки

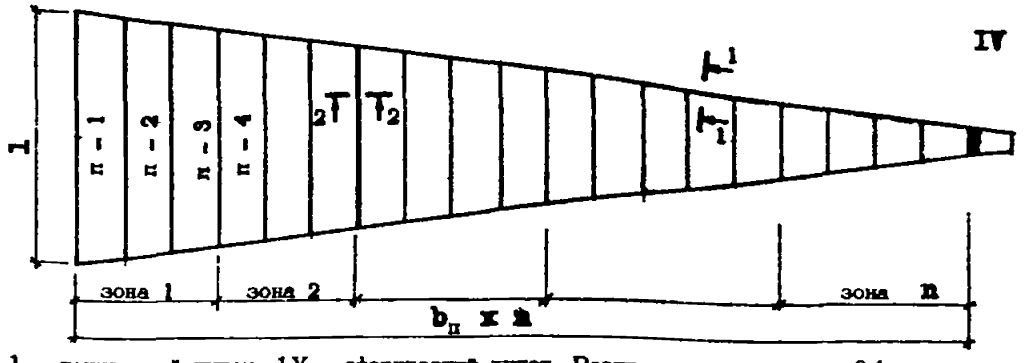
В местах сопряжения панелей с разной высотой ребер необходимо сохранять кровлю без уступов, образуя последние на потолке путем подрезки на опоре крайних ребер более высоких панелей (рис. I8).

6.4. Принцип устройства покрытия в сферических куполах (тип IУ табл. I и 2) такой же, как и в конических, но для определения длины ребер панелей необходимо построить развертки граней сферического купола по верху ребер в соответствии с приведенными ниже правилами (см. ниже п. 6.8).

6.5. Покрытие по прогонам или второстепенным аркам, располагаемым с шагом по скату, равным номинальной длине панелей, выполняется из следующих панелей:

а) прямоугольные рядовые с номинальной шириной, как правило, не более I,5С м (наибольшее количество в покрытии);





I – конический купол, IУ – сферический купол. Раскладка панелей при 24-угольном плане. п-1 – $п_n$ – марки панелей; число зон показано условно

Рис. 17. ФРАГМЕНТ РАЗВЕРТКИ ПОКРЫТИЯ

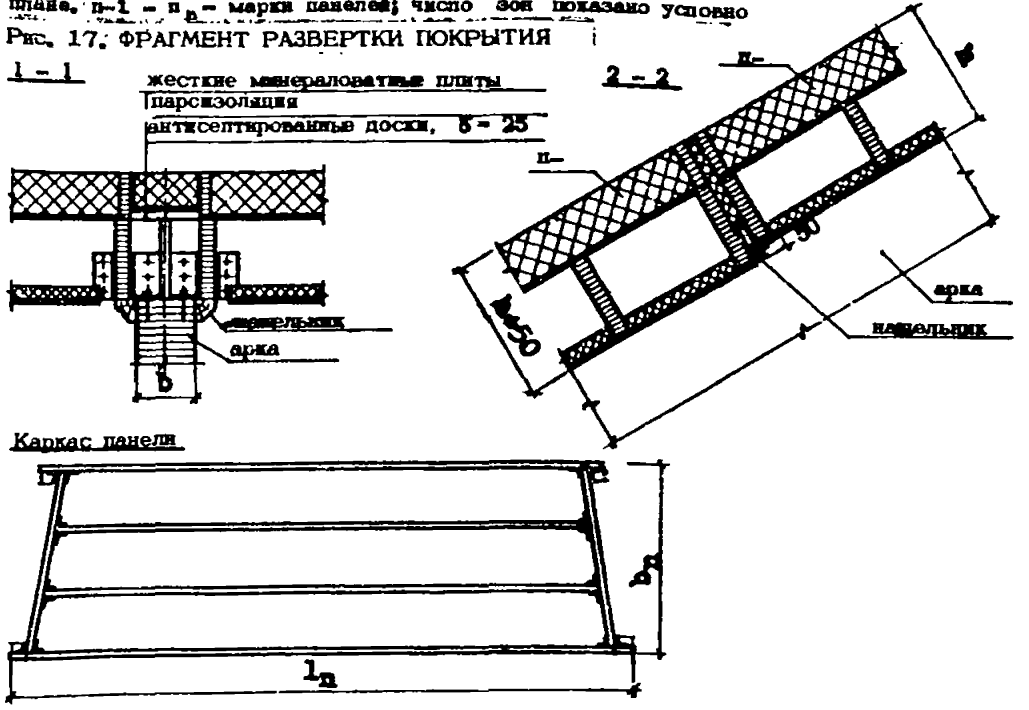


Рис. 18. КОНИЧЕСКИЙ И СФЕРИЧЕСКИЙ КУПОЛА, КАРКАС ПАНЕЛИ И СЕЧЕНИЯ ПО ПОКРЫТИЮ

б) то же - карнизные;

в) трапециевидные (правые и левые) такой же длины, что и прямоугольные, располагаемые в местах примыкания покрытия к ребрам купола;

г) то же - карнизные (рис. I9).

Желательно, чтобы ширина трапециевидных панелей не превышала 3 м; при большей ширине они должны выполняться из двух частей (см. ниже рис. 27).

6.6. Пирамидальный купол (тип П табл. I и 2).

Номинальную ширину панели удобно назначить равной половине разности длин соседних прогонов, или по формуле

$$b_п = l_п \operatorname{tg} \frac{\alpha_р}{2} \qquad (6.I)$$

где $\alpha_р$ - угол между ребрами, определяемый на развертке.

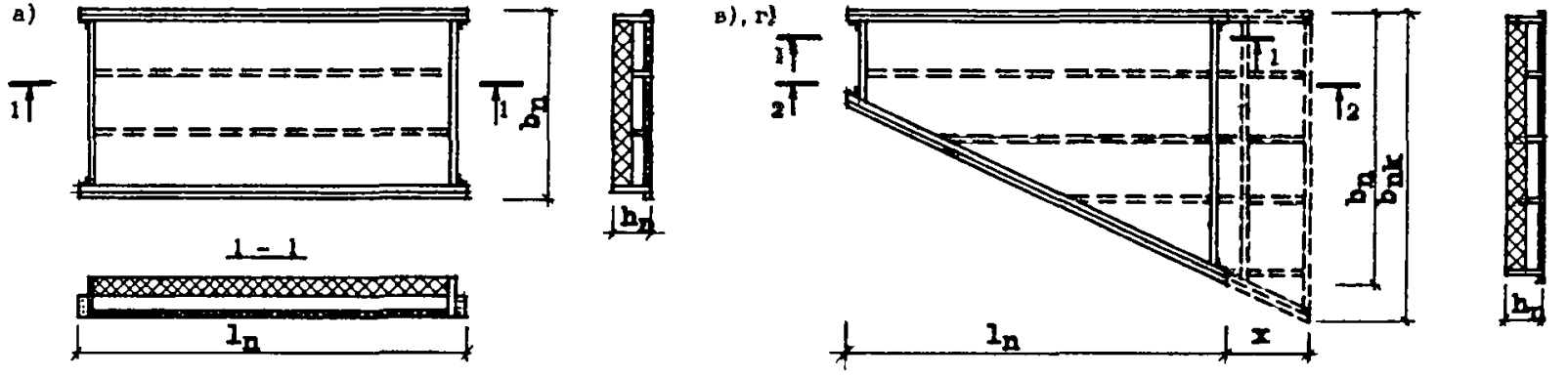
Покрытие собирается из одного типоразмера прямоугольных панелей, одного типоразмера трапециевидных панелей (правых и левых), а также (при необходимости) индивидуальных трапециевидных панелей у опорного конькового кольца (правых и левых) - длиной, зависящей от диаметра кольца.

При устройстве стен из легких панелей, покрытие дополняется карнизными панелями, т.е. удлинением панелей первого ряда на величину вылета карниза.

Развертка покрытия и раскладка панелей восьмиугольного купола показана на рис. 20.

Если необходимо, чтобы ширина прямоугольной панели купола на шестиугольном плане не превышала I,5 м, ее ширина назначается равной одной трети разности длин соседних прогонов. Тогда ряды с четным и нечетным количеством прямоугольных панелей чередуются, т.е. через ряд смещаются продольные стыки панелей на половину их ширины.

6.7. Сомкнутый купол (тип У табл. I и 2). Ширина прямоугольных панелей определяется так же, как в пирамидальном куполе. Но так как в рассматриваемом куполе разница длин соседних прогонов - величина не постоянная (см. ниже п. 6.8), ширина трапециевидных панелей в каждом ряду не одинакова, а в формуле (6.I) желательно применять значение угла вблизи вершины купола.



$l_п$ – длина панели, $b_п$ – ширина панели, $b_{пк}$ – ширина карнизной трапециевидной панели

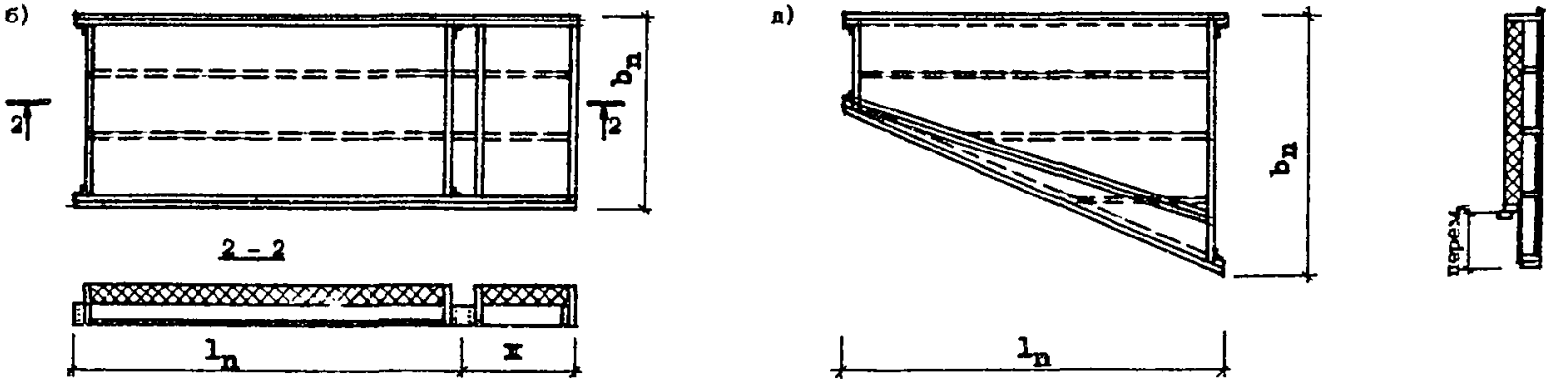
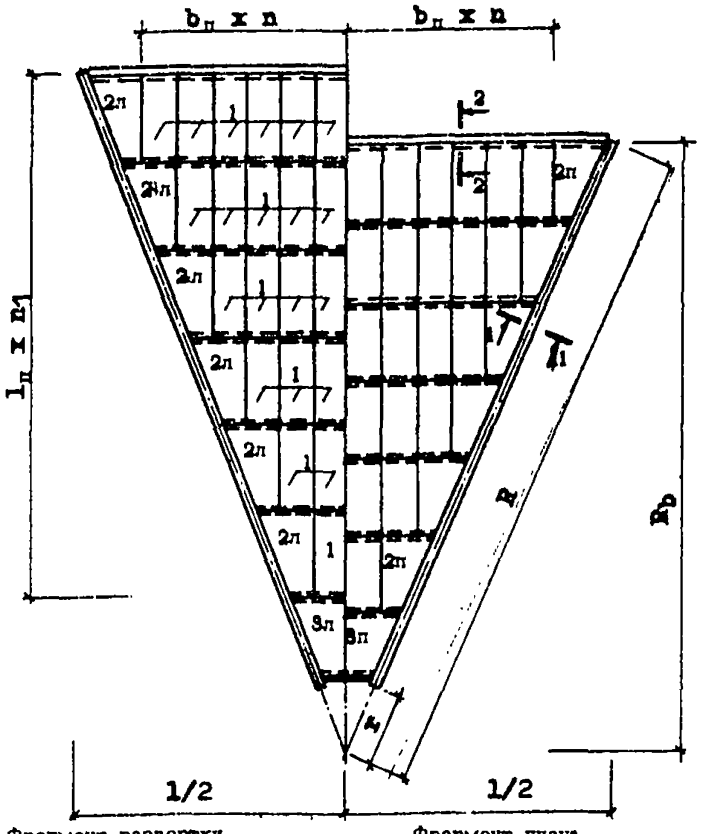


Рис. 19. ТИПЫ НЕВЕНТИЛИРУЕМЫХ ПАНЕЛЕЙ ПОКРЫТИЯ (а – рядовая, б – карнизная, в – трапециевидная, г – карнизная трапециевидная, д – трапециевидная для арочно-вспарушенного купола)

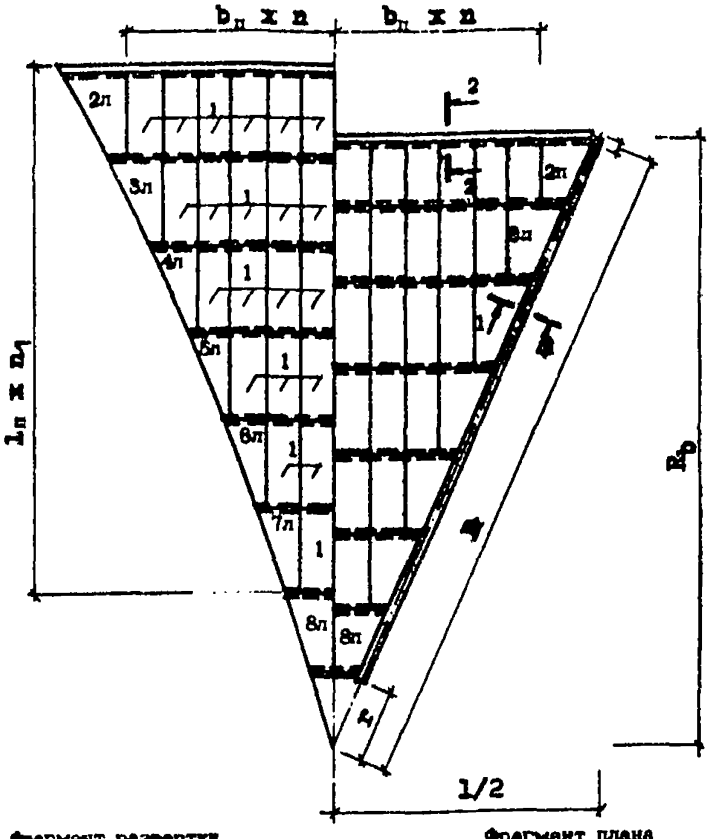


Фрагмент развертки покрытия

Фрагмент плана покрытия

1 – панель рядовая, 2п/п – панель трапециевидная, 3п/п – панель коньковая

Рис. 20. ПИРАМИДАЛЬНЫЙ КУПОЛ. РАСКЛАДКА ПАНЕЛЕЙ ПРИ ВОСЬМИУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ



Фрагмент развертки покрытия

Фрагмент плана покрытия

1 – панель рядовая, 2п/п – 7п/п – панели трапециевидные 8п/п – панель коньковая (число трапециевидных панелей показано условно)

Рис. 21. СОМКНУТЫЙ КУПОЛ. РАСКЛАДКА ПАНЕЛЕЙ ПРИ ВОСЬМИУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

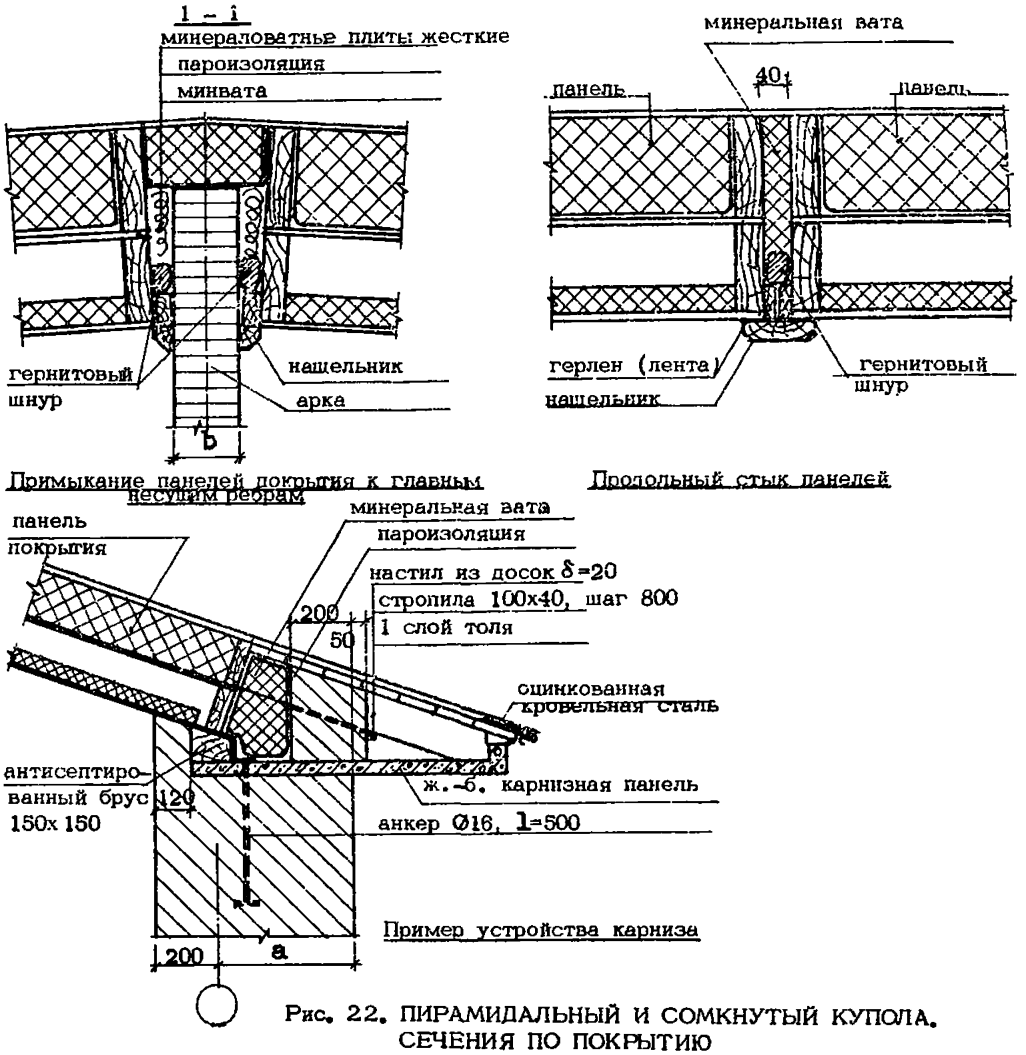


Рис. 22. ПИРАМИДАЛЬНЫЙ И СОМКНУТЫЙ КУПОЛА. СЕЧЕНИЯ ПО ПОКРЫТИЮ

Развертка поверхности купола производится между вертикальными гранями ребер (рис. 21). Из развертки поверхности определяются места примыкания прогонов к ребрам купола, их длина, а также углы наклона скосов верхних двускатных граней прогонов (см. ниже рис. 29 и 30).

Варианты примыкания невентилируемых панелей к ребрам пирамидального и сомкнутого куполов даны на рис. 22 сеч. I-I, где видно, что панели выступают над верхней гранью ребер. Это позволяет перекрыть возможные неточности изготовления и монтажа, облегчает устройство кровли по ребрам пирамидальной поверхности купола. Здесь также показана заделка про-

дольного шва между панелями (для всех типов куполов), а также вариант устройства карниза при кирпичных стенах (сеч.2-2).

6.8. Построение разверток сферических и сомкнутых куполов.

Для построения разверток сферических и сомкнутых куполов, определения габаритных размеров панелей, а для сомкнутых куполов также и длин прогонов, задаемся следующими исходными данными (рис. 23а):

D – осевой диаметр купола в плане, м;
f – стрела подъема ребер купола, м;
n – число ребер купола;
t – ширина панели или шаг прогонов, м;
b – ширина ребра купола, м;
h – высота ребра купола, м;
δ_1 – расстояние по нормали от верхней грани прогона до верхней грани ребра купола, м;
δ_2 – расстояние по горизонтали от оси опорной площадки ребра купола до оси первого прогона, м;
r – радиус вентиляционной шахты, м; обычно совпадает с радиусом кольца;
k – целочисленный параметр, превышающий требуемое количество панелей или прогонов сектора купола (рис. 23б).

Радиус кривизны оси ребер купола

$$R_a = \frac{D^2 + 4f^2}{8f} \qquad (6.2)$$

Переход от осевых размеров к конструктивным:

$$R_1 = R_a + \frac{h}{2} - \delta_1$$
$$D_1 = D + 2\delta_2$$
$$f_1 = R_1 - \sqrt{R_1^2 - D_1^2/4} \qquad (6.3)$$

Для сферического купола $\delta_1 = \delta_2 = 0$, поэтому f_1, D_1, R_1 являются стрелой подъема, диаметром в плане и радиусом кривизны поверхности, описывающей верхние грани ребер.

Рассмотрим сектор купола, образованный внутренними гранями смежных ребер (рис. 23б) и его план (рис. 23в). Начало

координат поместим в точку пересечения оси верхней грани прогона с вертикальной плоскостью боковой грани ребра, а для сферического купола – в точку пересечения плоскости ребра купола с ребром первой панели.

Длины прогонов или ребер панелей определяются по формуле:

$$l_i = l_{i-1} - 2\Delta x_i \sin \alpha/2 \qquad (6.4)$$

где: $i = 1,2,\ldots,m,\ldots,k$

m – требуемое количество прогонов или панелей, которое определяется в ходе расчета;

$\alpha = 2\pi/n$ – угол между смежными ребрами в плане;

$$\Delta x_i = t \cos \varphi_i / \cos \alpha/2 \qquad (6.5)$$

φ_i – угол наклона i-ой панели (рис. 23б), который можно делить, решив трансцендентное уравнение:

$$\left[x_{i-1} + (\Delta x)_i - \frac{D_1}{2}\right]^2 + \left[y_{i-1} + (\Delta y)_i + (R_1 - f_1)\right]^2 - R_1^2 = 0 \qquad (6.6)$$

где: $\Delta y_i = t \sin \varphi_i$; $x_{i-1} = \sum_{i=1}^{m} (\Delta x)_{i-1}$; $y_{i-1} = \sum_{i=1}^{m} (\Delta y)_{i-1}$.

Определив для i-ой панели искомый угол φ_i, подставляем его в выражение (6.4), с учетом (6.5), после чего переходим к следующей панели.

Запишем условие, при котором определяется требуемое количество прогонов или панелей m и вычисления можно прекратить:

$$x_m = x_{m-1} + (\Delta x)_m > \frac{D_1}{2} - r \qquad (6.7)$$

Для последней панели:

$$l_m = 2r \sin \alpha/2 - b \cos \alpha/2$$
$$t_m = (l_{m-1} - l_m)/(2 \operatorname{tg} \alpha/2) \qquad (6.8)$$

Если вентиляционной или осветительной шахты нет, т.е. $r = 0$, то $l_m = 0$.

Разработан алгоритм и составлена программа на языке Бейсик, позволяющая получить все геометрические размеры, не-

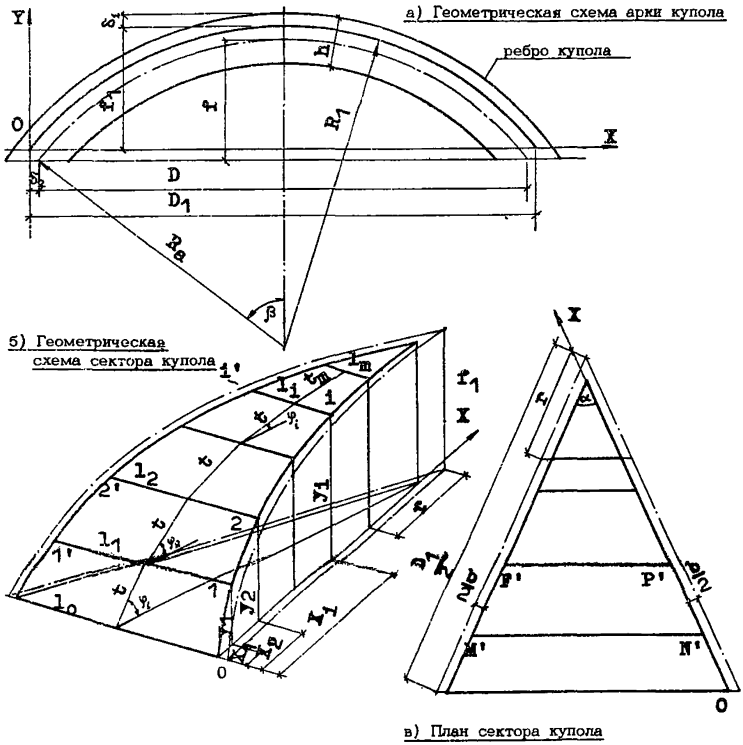


Рис. 23. ПОСТРОЕНИЕ РАЗВЕРТОК СФЕРИЧЕСКОГО И СОМКНУТОГО КУПОЛОВ

обходимые для проектирования. Исходный текст программы, ее логическая схема, а также пример построения развертки сектора сферического купола приведены в Приложении I.

6.9. Шатровый купол (тип Ш табл. I и 2). Номинальную ширину прямоугольных панелей удобно принимать равной разности длины соседних прогонов. Развертка покрытия и раскладка панелей в шестиугольном куполе показаны на рис. 24.

На рис. 25 показаны детали примыкания панелей покрытия к ребрам купола (сеч. 2-2), где видно, как устраивается ендова кровли; примыкание к коньковому прогону ясно из сеч. I-I, а

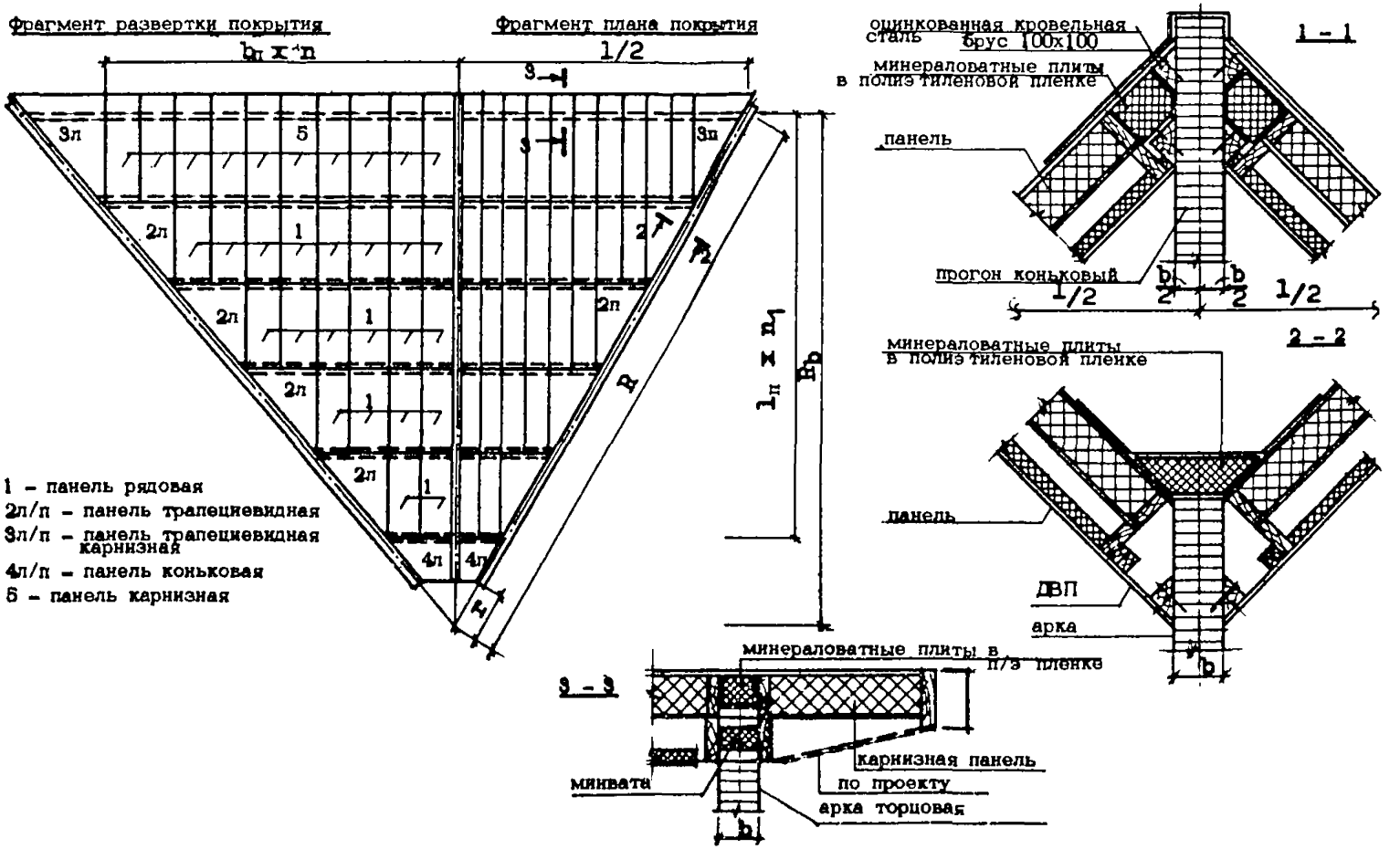


Рис. 24. ШАТРОВЫЙ КУПОЛ. РАСКЛАДКА ПАНЕЛЕЙ ПРИ ШЕСТИУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

Рис. 25. ШАТРОВЫЙ КУПОЛ. СЕЧЕНИЯ ПО ПОКРЫТИЮ

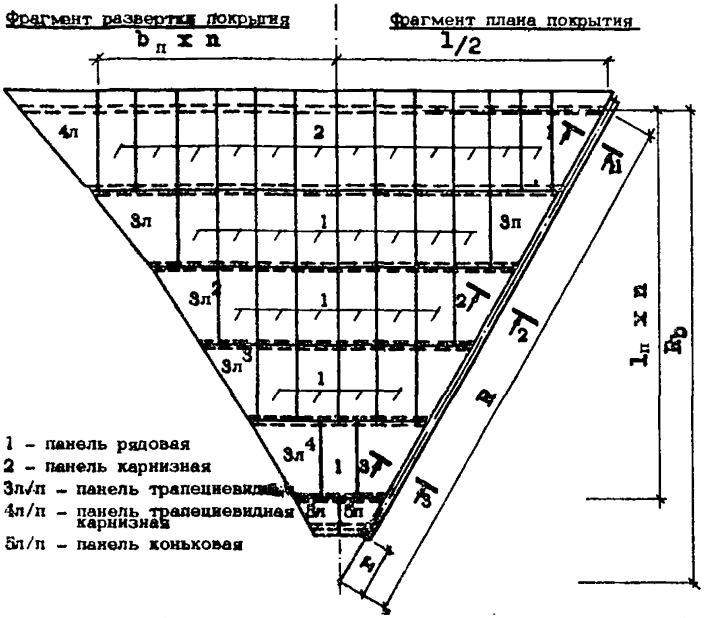


Рис. 26. АРОЧНО-ВСПАРУШЕННЫЙ КУПОЛ. РАСКЛАДКА ПАНЕЛЕЙ ПРИ ШЕСТИУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

опирание карнизных панелей на торцовую второстепенную арку – из сеч. 3-3.

6.10. Арочно-вспарушенный купол (тип VI табл. I и 2). Развертка покрытия (рис. 26 и 27) строится исходя из длины верхних граней второстепенных арок, которые (по оси) совмещаются с верхом ребра купола. Примыкание трапециевидных панелей к ребрам купола показано на рис. 28. Из него видно, что продольные ребра панелей, параллельные ребрам купола, нависают над их верхней гранью; при высоте ребер панелей 150 мм ширина ребра купола должна быть около 300 мм. При меньшей расчетной ширине ребер, по их верху сбоку пришиваются бруски нужной ширины (рис. 28). Трапециевидные панели укладываются у ребер купола с зазором, достаточным, чтобы при наклоне панелей они не упирались в выпуклость арочного ребра. Номинальная ширина прямоугольных панелей принимается равной 150 см; ширина трапециевидных панелей, различная в каждом ряду, назначается с учетом указанного выше зазора.

Примыкание панелей к ребрам купола и устройство ендов

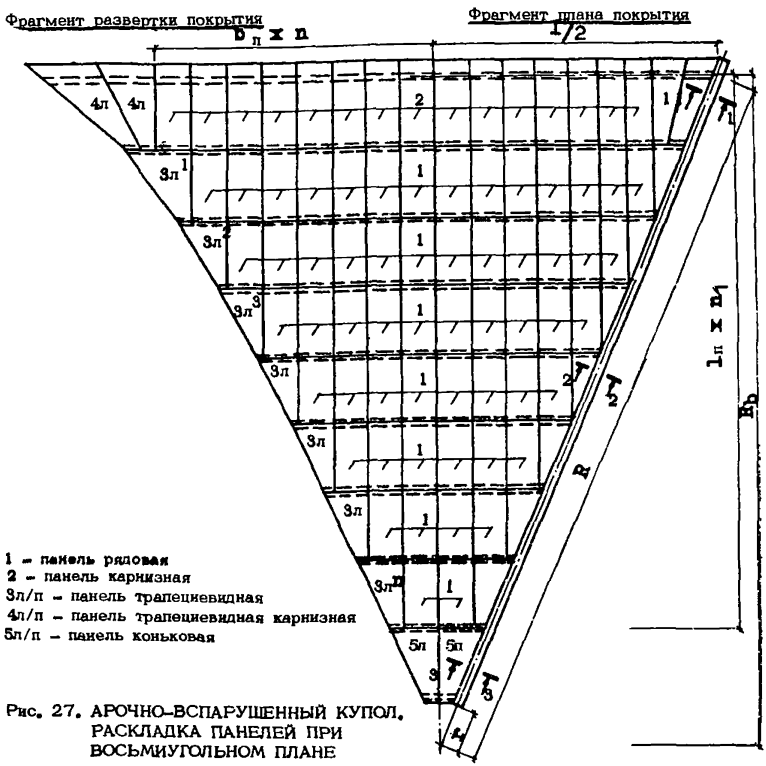
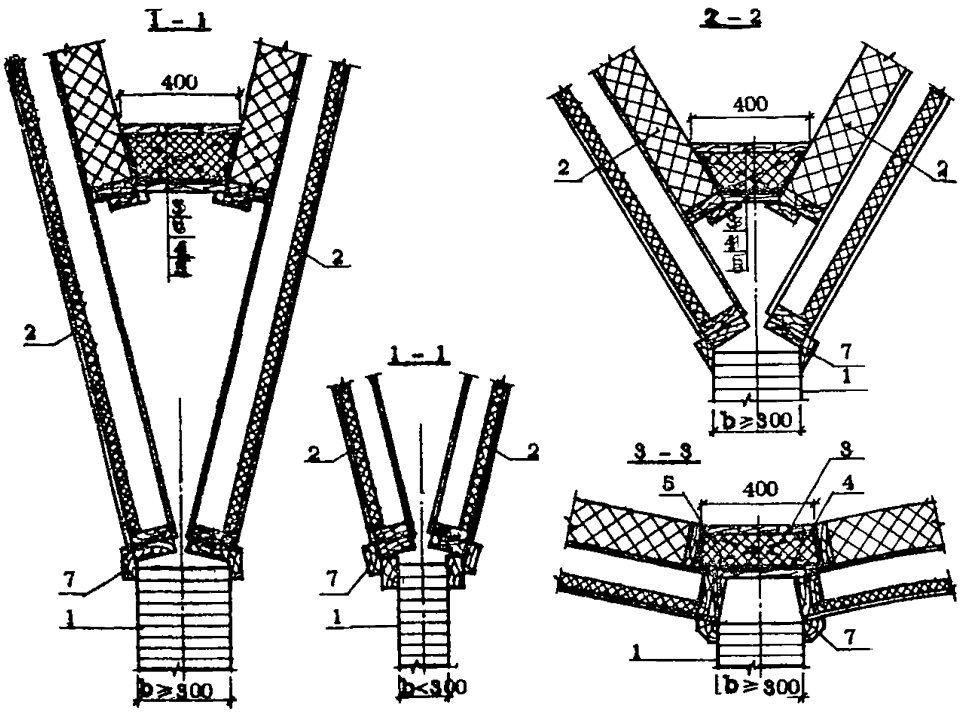


Рис. 27. АРОЧНО-ВСПАРУШЕННЫЙ КУПОЛ. РАСКЛАДКА ПАНЕЛЕЙ ПРИ ВОСЬМИУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

показано на рис. 28. Принята ширина ендов по всему скату – 400 мм.

Трапециевидные панели при устройстве ендов по рис. 28, т.е. одинаковой ширины по низу, требуют смещения рамки, ограничивающей утеплитель со стороны ребер купола на разную величину в каждом узле примыкания второстепенных арок; поэтому крайняя продольная рамка устанавливается не параллельно крайнему продольному ребру панели, прилегающему к ребру купола (см. рис. 19).



1 – ребра купола, 2 – панель покрытия, 3 – антисептированный настил из досок δ=40
4 – антисептированная доска, δ=40 на ребро, шаг 750, 5 – пароизоляция, 6 – минераловатные плиты, 7 – нащельник

Рис. 28. АРОЧНО-ВСПАРУШЕННЫЙ КУПОЛ. СЕЧЕНИЯ ПО ПОКРЫТИЮ

6.II. Опирание панелей на ребра куполов, прогоны или второстепенные арки предусматривается двух типов:

а – двумя крайними продольными ребрами (тип "а" рис. I6); крепление панелей выполняется с помощью шурупов (винтов) через стальные соединительные детали;

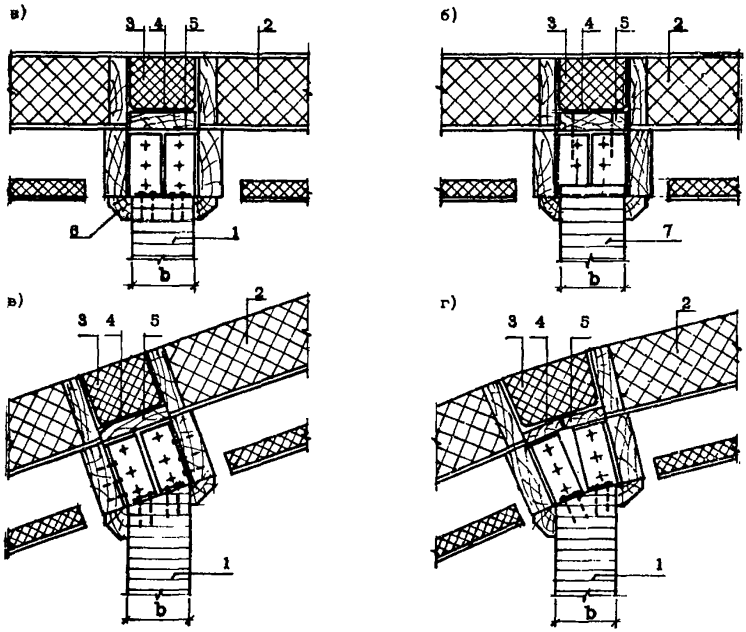
б – опорной горизонтальной доской (тип "б" рис. I6), прибиваемой гвоздями.

Первый вариант – универсален, но более целесообразен при опирании на криволинейные ребра купола или на второстепенные арки. Второй вариант предназначен для опирания на прямолинейные прогоны.

6.12. Рекомендуемые способы сопряжения панелей покрытия между собой с прогонами или второстепенными арками приведены на рис. 18, 22, 29 и 30.

6.13. В конических и сферических куполах крепление панелей рассчитывается на скатную составляющую опорной реакции панелей от постоянной и снеговой нагрузки. Рекомендуется определять диаметр и количество шурупов или гвоздей для каждой зоны покрытия (см. рис. 17).

Примечание: в конических куполах большого диаметра при разной высоте ребер панелей и образовании уступа на потолке применяются панели первого типа "а".

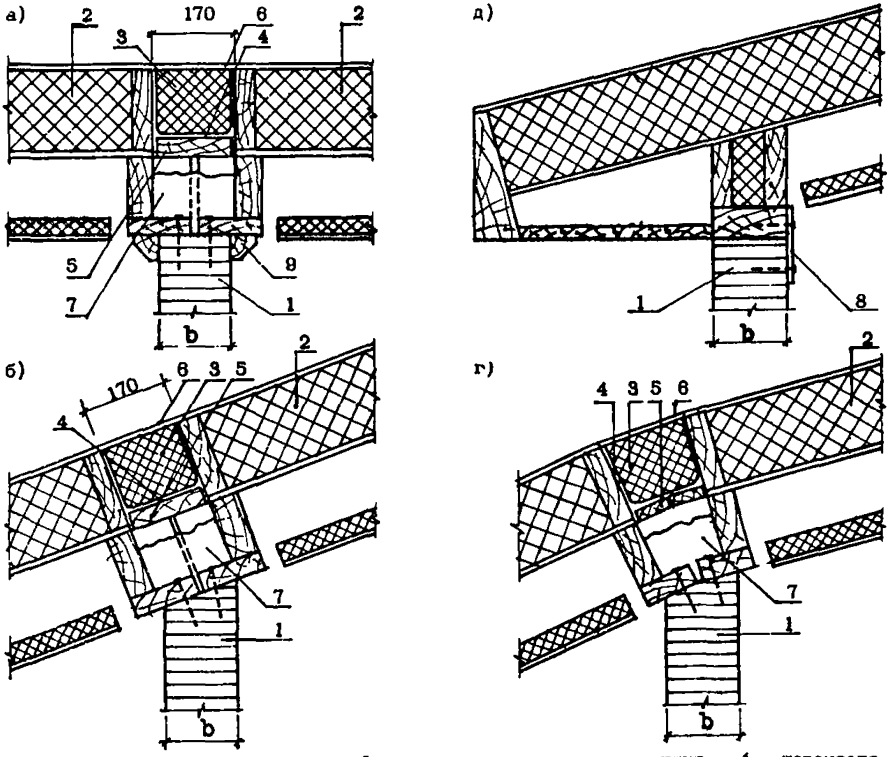


1 – прогон, 2 – панель покрытия, 3 – жесткие минераловатные плиты, 4 – пароизоляция, 5 – антисептированная доска, 6 – нащельник, 7 – второстепенная арка

Рис. 29. ОПИРАНИЕ ПАНЕЛЕЙ ТИПА "б" НА ПРОГОНЫ И ВТОРОСТЕПЕННЫЕ АРКИ: а – в шатровом куполе, б – в арочно-вспарушенном куполе, в – в пирамидальном куполе, г – в сомкнутом куполе

6.I4. В пирамидальных и сомкнутых куполах панели крепятся к прогонам шурупами или гвоздями, рассчитанными также на скатную составляющую опорной реакции панелей от постоянной и снеговой нагрузок (см. п. 6.I3).

6.I5. В шатровых куполах (вариант II) крепление карнизных панелей к торцовым аркам рассчитывается на совместное действие скатной составляющей опорной реакции панелей и давления ветра на витраж (или глухой торец), располагаемый в пределах торцевой арки.



1- прогон, 2 - панель покрытия, 3 - жесткие минераловатные плиты, 4 - пароизоляция, 5 - антисептированная доска, 6 - 1 слой рубероида, наклеенный по месту, 7 - минеральная вата, 8 - крепежная пластина, 9 - нащельник

Рис. 30. ОПИРАНИЕ ПАНЕЛЕЙ ТИПА "а" НА ПРОГОНЫ:
а - в шатровом куполе, б - в пирамидальном куполе,
г - в сомкнутом куполе, д - опирание карнизной панели

6.I6. В арочно-вспарушенных куполах, так же как и в шатровых, крепление панелей рассчитывается на совместное действие скатной составляющей опорной реакции панели и ветровой нагрузки на витраж (или глухой торец). Следует отдельно рассмотреть карнизные трапециевидные панели, имеющие наибольший наклон, и остальные (рядовые) карнизные панели, с учетом изменения угла наклона касательной к оси торцевой арки.

6.I7. Вентиляционные (или осветительные) шахты в вершине купола рекомендуются шестиугольные или восьмиугольные в плане (в том числе и при круглом куполе), сборные из асбестоцементных панелей, соединенных в углах нащельниками. Как правило, шахта опирается на опорное коньковое кольцо.

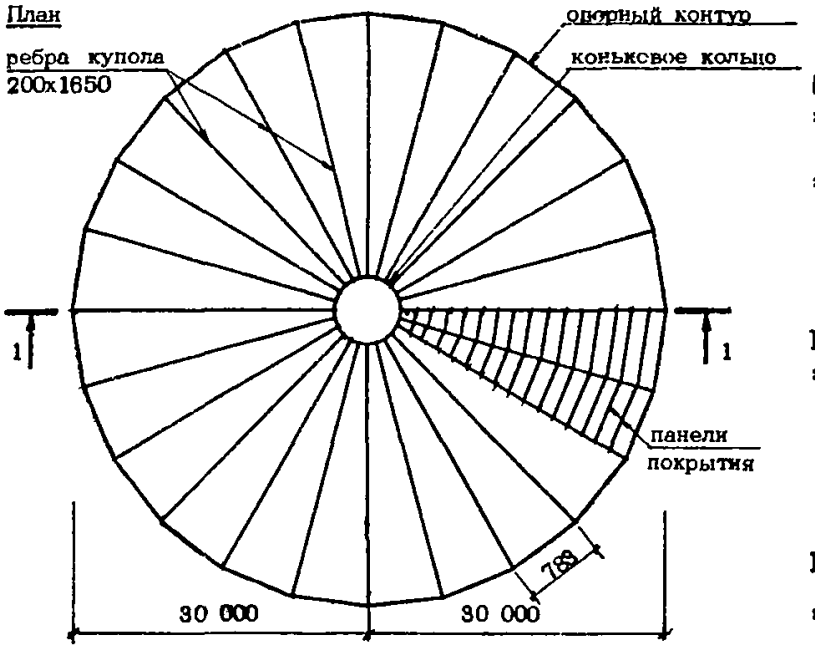
Покрытие шахты рекомендуется выполнять в виде целой панели, собираемой заранее и устанавливаемой на стены шахты как единая деталь. На месте устраивается только кровля (рулонная или из листовых материалов).

Иногда в конических, сферических, пирамидальных и сомкнутых куполах осветительные шахты при больших диаметрах могут располагаться вне конькового кольца, опираясь на ребра или прогоны. В этом случае должны быть уточнены расчетные схемы куполов; в частности следует учитывать одностороннюю снеговую нагрузку от шахты.

Шахта рассчитывается на воздействие постоянной и полной снеговой нагрузки, а крепление - на ветровую нагрузку.

7. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СФЕРИЧЕСКОГО КУПОЛА

Для перекрытия двадцатичетырехугольного в плане зала с диаметром описанного круга в осях 60 м принят сферический купол со стрелой подъема $f = \frac{D}{6} = I0$ м. Конструкция купола состоит из 24 ребер кругового очертания, опирающихся в вершине купола на круглое коньковое кольцо диаметром 4 м (рис. 3I). По ребрам купола укладываются утепленные панели кровли, а на коньковое кольцо опирается восьмиугольная вентиляционная шахта.



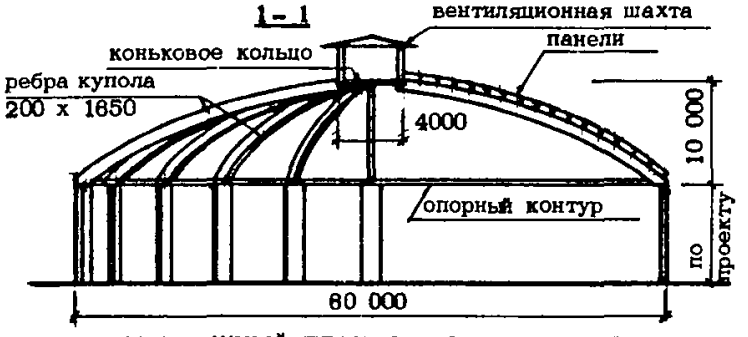
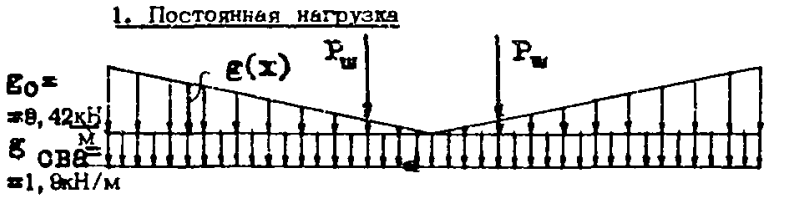
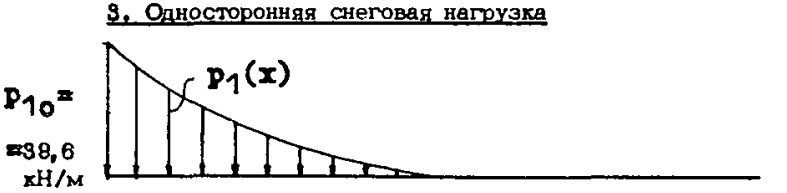


Рис. 31. МОНТАЖНЫЙ ПЛАН И РАЗРЕЗ СФЕРИЧЕСКОГО КУПОЛА







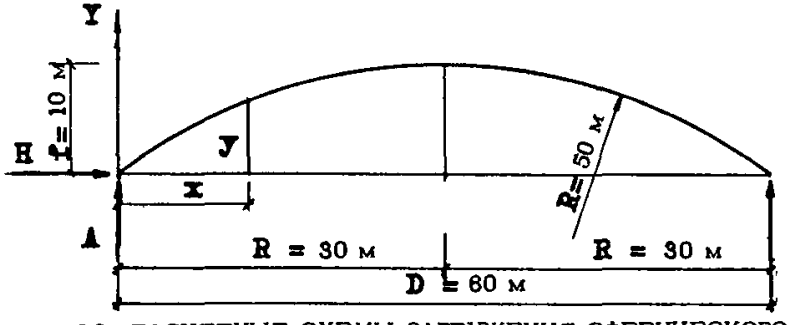


Рис. 32. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СФЕРИЧЕСКОГО КУПОЛА

Конструкции элементов купола и кровельных панелей описаны в разделах 2, 5 и 6.

7.I. Расчетные нагрузки на покрытие.

Нормативную нагрузку от собственного веса ребер купола принимаем, задаваясь сечением $b \times h$ = 0,2xI,65 м с учетом кривизны их оси.

$$g_{свд} = b \cdot h \cdot \gamma_д \cdot c_ф =$$

$$= 0,2 \cdot I,65 \cdot 5 \cdot I,07 = I,76 \text{ кН/м}, \qquad (7.I)$$

что соответствует $q_{свд}$ = 450 Па.

Здесь: h, b – высота и ширина сечения арки,

$\gamma_д$ – удельный вес древесины,

$c_ф$ – коэффициент, учитывающий кривизну оси арки.

Нормативная постоянная нагрузка

- от собственного веса панелей покрытия и кровли 900 Па,
- от веса подвесного технологического оборудования I80 Па

Итого нормативная постоянная нагрузка $q_н$ = I530 Па

Расчетная постоянная нагрузка

- от собственного веса панели покрытия и веса подвесного оборудования q = I080 · I,I = I200 Па
- от собственного веса арок $g_{свд}$ = I,76 · I,I = I,94 кН/м

Нагрузка от вентиляционной шахты $P_ш$ = I,7 кН.

Покрытие рассчитано исходя из нормативного веса снегового покрова S_o = I500 Па (IУ снеговой район).

Определяем соотношение

$$\frac{q_н}{S_o} = \frac{I530}{I500} = I$$

Согласно [6] γ_f = I,4.

Расчетная равномерно распределенная снеговая нагрузка на площадь покрытия купола

$$q_{сн} = S_o \cdot \mu \cdot \gamma_f = I500 \cdot 0,85 \cdot I,4 = I785 \text{ Па} \qquad (7.2)$$

При одностороннем расположении снега на куполе определяем по графику на рис. I коэффициент $\mu_o = 2{,}4$, тогда односторонняя снеговая нагрузка

$$q_{исн} = S_o \cdot \mu_o \cdot \gamma_f = 1500 \cdot 2{,}4 \cdot 1{,}4 = 5040 \text{ Па} \qquad (7.3)$$

Расчетные нагрузки на ребра определяем по п. 3.6

шаг ребер

$$l = \frac{\pi D}{24} = \frac{\pi \cdot 60}{24} = 7{,}85 \text{ м}$$

-Постоянная погонная нагрузка:

$$q(x) = g_o\left(1 - \frac{x}{R}\right) = q\,l\,(1 - t) = 1200 \cdot 7{,}85 \cdot (1 - t) =$$

$$= 9420\,(1 - t) \text{ Н/м} = 9{,}42\,(1 - t) \text{ кН/м} \qquad (7.4)$$

-Снеговая погонная нагрузка на ребро при равномерном снеге на всей поверхности купола

$$p(x) = q_{сн}\,l\,(1 - t) = 1785 \cdot 7{,}85 \cdot (1 - t) =$$

$$= 14012 \text{ Н/м} = 14\,(1 - t) \text{ кН/м} \qquad (7.5)$$

-Снеговая погонная нагрузка на ребро при одностороннем снеге на куполе

$$p_1(x) = q_{1сн}\,l\,(1 - t)^3 = 5040 \cdot 7{,}85 \cdot (1 - t)^3 =$$

$$= 39664 \text{ Н/м} = 39{,}6\,(1 - t)^3 \text{ кН/м} \qquad (7.6)$$

Расчетные схемы загружения приведены на рис. 32.

Рассчитываем ребра купола как трехшарнирные арки.

7.2. Определение усилий в ребрах купола.

7.2.1. Постоянная нагрузка.

Опорные реакции арки

$$A^n = B^n = g_{свд} + \frac{g_o R}{2} + P_ш = 1{,}9 \cdot 30 + \frac{9{,}42 \cdot 30}{2} +$$

$$+ 1{,}7 = 200 \text{ кН} \qquad (7.7)$$

Распор

$$H^n = \frac{1}{f}\left[\frac{R^2}{2}\left(g_{свд} + \frac{g_o}{3}\right) + P_ш\,(R - r_ж)\right] = \frac{1}{10}\left[\frac{30^2}{2}(1{,}9 + \right.$$

$$\left. + \frac{9{,}42}{3}) + 1{,}7\,(30 - 2)\right] = 232 \text{ кН} \qquad (7.8)$$

Изгибающие моменты от постоянной нагрузки в пределах от опоры до стены шахты вычисляются по уравнению:

$$M^{п} = A^{п}x - \frac{g_o x^2}{2}\left(I - \frac{t}{3}\right) - \frac{g_{свд}\, x^2}{2} - H^{п}y \qquad (7.9)$$

y – ордината оси арки, образуемый ребрами, определяется по формуле:

$$y = \sqrt{R_a^2 - (R-x)^2} - (R_a - f) \qquad (7.10)$$

где R_a – радиус кривизны ребра при принятой стрелке подъема f, определяется по формуле (6.I), при $f/D = I/6$:

$$R_a = \frac{D^2 + 4f^2}{8f} = \frac{5D}{6} = \frac{5 \cdot 60}{6} = 50 \text{ м} \qquad (7.11)$$

7.2.2. Снеговая нагрузка на всем пролете.

Опорные реакции

$$A^{c} = Б^{c} = \frac{p_o R}{2} = \frac{I4 \cdot 30}{2} = 2I0 \text{ кН} \qquad (7.12)$$

Распор

$$H^{c} = \frac{p_o R^2}{6f} = \frac{I4 \cdot 30^2}{6 \cdot I0} = 2I0 \text{ кН} \qquad (7.13)$$

Изгибающие моменты

$$M^{c} = A^{c}x - \frac{p_o x^2}{2}\left(I - \frac{t}{3}\right) - H^{c}y \qquad (7.14)$$

7.2.3. Односторонняя снеговая нагрузка

Опорные реакции

$$\overline{A}^{c} = \frac{9\,\overline{p}_{Io} R}{40} = \frac{9 \cdot 39{,}6 \cdot 30}{40} = 267{,}3 \text{ кН} \qquad (7.15)$$

$$\overline{Б}^{c} = \frac{\overline{p}_o R}{40} = \frac{39{,}6 \cdot 30}{40} = 29{,}7 \text{ кН} \qquad (7.16)$$

$$\overline{H}^{c} = \frac{\overline{Б}^{c} R}{f} = \frac{29{,}7 \cdot 30}{I0} = 89{,}I \text{ кН} \qquad (7.17)$$

Таблица 5

Координаты сечения					Значения изгибающих моментов M				
x м	y м	t	X м	F_x кН	$M^п$ кНм	$M^с$ кНм	$\overline{M}^с$ кНм	$M^п + M^с$ кНм	$M^п + \overline{M}^с$ кНм
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	2,093	0,I	I,42I	I02,I4	65,60	I3I,7	455,0	I97,3	520,6
6	3,863	0,2	2,67	I75,35	II2,0	2I3,6	675,7	325,6	787,7
9	5,376	0,3	3,725	255,69	I3I,5	250,7	736,2	382,2	867,7
I2	6,647	0,4	4,57	258,5I	I32,6	250,5	694,6	383,I	827,2
I5	7,697	0,5	5,2	278,43	II6,7	22I,I	595,I	337,8	7II,8
I8	8,539	0,6	5,62	289,4	90,I	I72,4	467,8	262,5	557,9
2I	9,I83	0,7	5,863	294,59	58,8	II4,9	335,9	I73,7	394,7
24	9,639	0,8	5,97	296,52	26,8	59,0	2I0,I	85,8	236,9
27	9,9I	0,9	5,998	296,97	4,8	I6,8	97,2	2I,6	I02
30	I0	I,0	6,0	297	0	0	0	0	0
33	9,9I				4,8	I6,8	-8I,I	2I,6	-76,3

Продолжение табл. 5

36	9,639	26,8	59,0	-I46,0	85,8	-II9,2
39	9,I83	58,8	II4,9	-I94,5	I73,7	-I35,7
42	8,539	90,I	I72,4	-226,2	262,5	-I36,I
45	7,697	II6,7	22I,I	-240,3	337,8	-I23,6
48	6,647	I32,6	250,5	-235,8	383,I	-I03,2
5I	5,376	I3I,5	250,7	-2II,7	382,2	-80,2
54	3,863	II2,0	2I3,6	-I66,0	325,6	-54,0
57	2,083	65,5	I3I,7	-96,5	I97,3	-3I,0
60	0	0	0	0	0	0

Уравнения изгибающих моментов

$$\bar{M}_x^c = \bar{A}^c x - F_x (x - x_c) - \bar{H}^c y \qquad (0 \le x \le R) \qquad (7.18)$$

$$\bar{M}_x^c = \bar{B}^c (2R - x) - \bar{H}^c y \qquad (R \le x \le 2R) \qquad (7.19)$$

Здесь F_x и x_c – равнодействующая и координата центра тяжести части нагрузки слева от x :

$$F_x = \frac{p_{10} R}{4}\left[1 - (1 - t)^4\right] \qquad (7.20)$$

$$x_c = \frac{R}{5}\left[1 - \frac{4t}{1/(1-t)^4 - 1}\right] \qquad (7.21)$$

Значения координат оси арки, некоторых вспомогательных величин и изгибающих моментов в арке приведены в табл. 5.

Сочетания постоянной и полной снеговой нагрузок дают максимальные значения вертикальных реакций, распоров и усилий в опорном контуре, а расчетными будут изгибающие моменты от сочетания постоянной и односторонней снеговой нагрузок.

Наибольший положительный изгибающий момент возникает в сечении x = 9 м и равен 868 кН/м, а отрицательный в сечении x = I8 м и равен I36 кН/м.

Опорные реакции при сочетании нагрузок I и 3:

$$А = А^п + \bar{А}^c = 200 + 267 = 467 \text{ кН} \qquad (7.22)$$

$$Б = Б^п + \bar{Б}^c = 200 + 29{,}7 = 229{,}7 \text{ кН}$$

$$Н = Н^п + \bar{Н}^c = 89 + 230 = 319 \text{ кН}$$

Из уравнения для синуса угла наклона касательной к оси арки $\sin\varphi = \frac{R - x}{R_a}$ найдем, что при x = 9 м, φ = $24^\circ 50'$, а при x = I8 м φ = $13^\circ 51'$.

Балочная поперечная сила в сечении x = 9 м

$$Q_o = А - F_{x=9} - g_o x (1 - t/2) - g_{см} x = 467 - 225{,}7 - 9{,}42 \cdot 9 \left(I - \frac{0{,}3}{2}\right) - I{,}9 \cdot = I52{,}I \text{ кН}$$

$$F_{x=9} = \frac{39{,}6 \cdot 30}{4}\left[I - (I - 0{,}3)^4\right] = 225{,}7 \text{ кН}$$

Продольная сила в арке при $x = 9$ м.

$$N = -(H\cos\varphi + Q_o \sin\varphi) = -(319 \cdot \cos 22^0,50 + 152,1 \cdot \sin 22^0,50) = -353 \text{ кН} \quad (7.23)$$

Балочная поперечная сила в сечении $x = 18$ м

$$Q_o = Б - g_o x\left(1 - \frac{t}{2}\right) - g_{см} x = 467 - 289,4 \cdot 9,42 \cdot 18\left(1 - \frac{0,6}{2}\right) - 1,9 \cdot 18 = 24,7 \text{ кН} \quad (7.24)$$

Нормальная сила в сечении $x = 18$ м

$$N = -(319 \cdot \cos 13^0,51 + 24,7 \cdot \sin 13^0,51) = -315,9 \text{ кН} \quad (7.25)$$

7.2.4. Подбор сечения арки

Принимаем высоту и ширину сечения арки $h = 1,65$ м, $b = 0,2$ м из досок второго сорта толщиной 20 мм.

Площадь сечения и момент сопротивления сечения

$$F_{бр} = b \cdot h = 0,2 \cdot 1,65 = 0,33 \text{ м}2 \quad (7.26)$$

$$W_{бр} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,2 \cdot 1,65^2}{6} = 0,09075 \text{ м}^3 \quad (7.27)$$

Отношение минимального радиуса гнутья доски к ее толщине

$$\frac{50 - 0,825}{0,02} = 1535 > 500$$

по табл. 8, 9 [1] $m_{сл} = 1,08$; $m_{гн} = 1$

Для принятой высоты сечения по табл. 7 [1] $m_в = 0,8$.

Расчетное сопротивление древесины согласно табл.3 СНиПа [1]

$$R_c = R \cdot m_в \cdot m_{гн} \cdot m_{сл} = 15 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,08 = 13 \text{ МПа} \quad (7.28)$$

По верху арка раскреплена панелями покрытия с шагом 1,5 м, что меньше величины

$$\frac{140\, b^2 k_\varphi}{h} = \frac{140 \cdot 0,2^2 \cdot 1,13}{1,65} = 3,83 ,$$

соответствующей $\varphi_м = 1$ в ф-ле 2.3 п. 4.14 [1]

Следовательно имеет место сплошное раскрепление верхней кромки: при положительном моменте в арке – сжатой, а при отрицательном – растянутой.

Арка рассчитывается как сжато-изогнутая в соответствии с п.п. 4.17, 6.25 и 6.26 СНиПа [1] при действии в сечении x = 9м

$$M = 868 \text{ кНм} \quad \text{и} \quad N = 353 \text{ кН}$$

Расчетная длина:

$$l_p = 0{,}58\ D \cdot 1{,}07 = 0{,}58 \cdot 60 \cdot 1{,}07 = 37{,}2 \text{ м} \qquad (7.29)$$

Гибкость:

$$\lambda = \frac{l_p}{0{,}29\ h} = \frac{37{,}2}{0{,}29 \cdot 1{,}65} = 77{,}74 \qquad (7.30)$$

Коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{6044} = 0{,}5 \qquad (7.31)$$

По п. 4.17 СНиП [1] при $N_0 = H$:

$$\zeta = 1 - \frac{N_g}{\varphi R_c F_{бр}} = 1 - \frac{3I9000}{0{,}5 \cdot 13 \cdot 10^6 \cdot 0{,}33} = 0{,}85 \qquad (7.32)$$

$$M_д = \frac{M}{\zeta} = \frac{868}{0{,}85} = 1020 \text{ кНм} \qquad (7.33)$$

Наибольшие напряжения в арке определяются по формуле:

$$\frac{N}{F} + \frac{M_д}{W} = \frac{353 \cdot 10^3}{0{,}33} + \frac{1020 \cdot 10^3}{0{,}09075} = 12300000 \text{ Па} =$$

$$= 12{,}3 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа} \qquad (7.34)$$

7.2.5. Устойчивость плоской формы деформирования

Устойчивость плоской формы деформирования проверяется в сечении с максимальным отрицательным моментом по формуле 33 [1]:

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{бр}} + \left(\frac{M_д}{\varphi_м R_и W_{бр}}\right)^n \leq 1 \qquad (7.35)$$

На рассматриваемом участке ребро купола имеет раскрепление кровельными панелями со стороны растянутой кромки, поэтому $n = 1$, а к значениям φ и $\varphi_м$ вводятся поправочные коэффициенты $к_{пN}$ и $к_{пм}$.

При расчетной длине от опоры до конькового опорного кольца

$$l_y = \frac{1{,}07 \cdot 60 - 4}{2} = 30{,}1 \text{ м} \qquad (7.36)$$

Гибкость:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{0{,}289 \cdot b} = \frac{30{,}1}{0{,}289 \cdot 0{,}2} = 520{,}8 \qquad (7.37)$$

$$\varphi = \varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{520 \cdot 8^2} = 0{,}01 \qquad (7.38)$$

$$\varphi_м = \frac{140\, b^2 к_ф}{I_p\, h} = \frac{140 \cdot 0{,}2^2 \cdot 1{,}13}{37{,}2 \cdot 1{,}65} = 0{,}103 \qquad (7.39)$$

Коэффициенты $к_{пN}$ и $к_{пм}$ при $m \geq 4$ определяются по формулам:

$$к_{пN} = 0{,}75 + 0{,}06 \left(\frac{l_p}{h}\right)^2 + 0{,}6\alpha_p \frac{l_p}{h} =$$

$$= 0{,}75 + 0{,}06 \left(\frac{30{,}1}{1{,}65}\right)^2 + 0{,}6 \cdot 0{,}6 \cdot \frac{30{,}1}{1{,}65} = 27{,}7 \qquad (7.40)$$

$$к_{пм} = 0{,}142 \frac{l_p}{h} + 1{,}76 \frac{h}{l_p} + 1{,}4\alpha_p =$$

$$= 0{,}142 \frac{30{,}1}{1{,}65} + 1{,}76 \frac{1{,}65}{30{,}1} + 1{,}4 \cdot 0{,}6 = 3{,}6 \qquad (7.41)$$

Здесь $l_p = l_y$

$$\alpha_p = \frac{l_y}{R} = \frac{30{,}1}{50} = 0{,}6 \qquad (7.42)$$

Используя прежнее значение $\zeta = 0{,}85$, определим

$$M_д = \frac{132}{0{,}85} = 157{,}14 \text{ кН} \qquad (7.43)$$

Подставив все значения в (7.38), получаем

$$\frac{329400}{0{,}01 \cdot 27{,}7 \cdot 13 \cdot 10^6 \cdot 0{,}33} + \frac{157140}{0{,}103 \cdot 3{,}6 \cdot 13 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0908} =$$

$$= 0{,}64 < 1 \qquad (7.44)$$

Следовательно, устойчивость обеспечена.

7.2.6. Расчет опорного узла опирания ребра купола.

Рассматриваем два варианта узлов:

- опирание ребра купола непосредственно на железобетонный опорный контур (рис. 7);

- опирание на кирпичные стены через катки (рис. 9 и 10).

Угол наклона касательной к оси арки в опорном сечении $\varphi = 37^0$.

Опорные реакции, а также нормальные и поперечные силы в опорном сечении при загружении купола постоянной нагрузкой и двумя видами снеговой нагрузки приведены в табл. 6.

Таблица 6

Сочетание нагрузок	Усилие				
	опорные реакции				поперечная сила на опоре
	A кН	H кН	$\overline{A}$ кН	$\overline{H}$ кН	$Q_{оп}$ кН
Постоянная плюс снег на всем куполе	410	440	-	-	61,4
Постоянная плюс снег на половине поверхности купола	-	-	467	319	182,2

Минимальная высота сечения арки на опоре определяется из условий скалывания

$$h_{min} = \frac{1,5\,Q_{оп}}{R_{ск}\,b} = \frac{1,5 \cdot 182 \cdot 10^3}{0,2 \cdot 1,5 \cdot 10^6} = 0,91 \qquad (7.45)$$

I вариант узла (рис. 7).

На вертикальную торцевую пластину металлического башмака передается распор, а на горизонтальную пластину - опорная реакция. Принимаем высоту башмака $h_б = 0,36$ м, а длину его подошвы $l_б = 0,65$ м.

Расчетное сопротивление древесины смятию в местах контакта с башмаком

$$R_{см\,37°} = \frac{R_{см}}{I + \left(\frac{R_{см}}{R_{см\,90°}} - I\right) \sin^3\alpha} =$$

$$= \frac{I5}{I + \left(\frac{15}{3} - I\right) \sin^3 37°} = 8 \text{ МПа} \qquad (7.46)$$

$$R_{см\,53°} = \frac{I5}{I + \left(\frac{15}{3} - I\right) \sin^3 53°} \approx 5 \text{ МПа} \qquad (7.47)$$

Напряжения сжатия в местах контакта древесины с торцевой и горизонтальной пластинами башмака

$$\sigma_т = \frac{H_{max}}{h_б\, b} = \frac{442000}{0{,}36 \cdot 0{,}2} = 6II \cdot I0^4 \text{ Па} =$$

$$= 6{,}II \text{ МПа} < 8 \text{ МПа} \qquad (7.48)$$

$$\sigma_г = \frac{A_{max}}{l_б\, b} = \frac{467000}{0{,}65 \cdot 0{,}2} = 359 \cdot I0^4 \text{ Па} =$$

$$= 3{,}59 \text{ МПа} < 5 \text{ МПа} \qquad (7.49)$$

Пластина I (рис. 8) оперта по трем сторонам, т.к.

$$\frac{h_б}{b} = \frac{0{,}36}{0{,}2} = I{,}8 \sim 2\,,$$

момент в ней определим как в шарнирно опертой балке

$$M_{пл1} = \frac{\sigma_1 b^2}{8} = \frac{6{,}II \cdot 200^2}{8} = 30550 \text{ нм/м} \qquad (7.50)$$

Требуемая толщина пластины (п. 5.3)

$$\delta_{тр} = 2\sqrt{\frac{M_{пл1}}{R_y}} = 2\sqrt{\frac{30550}{2I5 \cdot I0^6}} \cong 0{,}0024I = 24 \text{ мм} \qquad (7.5I)$$

Принимаем толщину пластины 25 мм.

Расчетная длина швов, присоединяющих торцевую пластину к боковым листам и горизонтальной пластине

$$l_ш = 2 \cdot 36 + 20 - 2 = 90 \text{ см}.$$

Принимаем высоту швов $k_f = 6$ мм, $R_{wf} = 180$ МПа.

Напряжения в швах

$$\tau = N/(0{,}7 \cdot l_ш \cdot k_f) = \frac{4400}{0{,}7 \cdot 0{,}006 \cdot 0{,}9} =$$

$$= 1164 \cdot 10^5 \text{ Па} = 116{,}5 \text{ МПа} < 180 \text{ МПа} \qquad (7.52)$$

Принимаем толщину боковых пластин $\delta = 1$ см. На каждую из них передается изгибающий момент

$$M_{пл2} = \frac{N}{2} \cdot \frac{h_б}{2} = \frac{440 \cdot 0{,}36}{4} = 39{,}6 \text{ кНм} \qquad (7.53)$$

и растягивающая сила

$$N_{пл2} = \frac{N}{2} = \frac{440}{2} = 220 \text{ кН} \qquad (7.54)$$

Напряжения в пластине

$$\sigma_{пл2,M} = \frac{39600 \cdot 6}{0{,}65^2 \cdot 0{,}01} = 562 \cdot 10^5 \text{ Па} = 56{,}2 \text{ МПа} \qquad (7.55)$$

$$\sigma_{пл2,N} = \frac{220 \cdot 10^3}{0{,}01 \cdot 0{,}36} = 611 \cdot 10^5 \text{ Па} = 61{,}1 \text{ МПа} \qquad (7.56)$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2_{пл2,N} + \sigma^2_{пл2,M}} =$$

$$= \sqrt{61{,}1^2 + 3 \cdot 56{,}2^2} = 115{,}14 \text{ МПа} < 215 \text{ МПа} \qquad (7.57)$$

В сварных швах, присоединяющих пластины 2 к горизонтальному листу башмака, проверим напряжения по формуле 126 п. 11.5 СНиПа [4] :

$$\tau_f \le R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \qquad (7.58)$$

$$\tau_z \le R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c \qquad (7.59)$$

где R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления стали и материала шва соответственно.

τ_f, τ_z – геометрические суммы напряжений, вызываемых продольной силой и моментом в расчетном сечении по металлу шва и по металлу границы сплавления.

В рассматриваемом случае $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_{wc} = 1$, $\gamma_c = 1$.

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{M_{пл3} \cdot 6}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2} \qquad (7.60)$$

$$\tau_z = \sqrt{\left(\frac{H}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{M_{пл3} \cdot 6}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2} \qquad (7.61)$$

здесь: $\beta_f = 1$; $\beta_z = 0{,}7$; k_f – высота катета углового шва; $k_f = 0{,}008$ м; $l_w = 0{,}64$ м – расчетная длина шва.

Принимаем высоту шва $k_f = 8$ мм, расчетная длина шва 64 см.

$$\tau_f = \left(\frac{440000}{1 \cdot 0{,}008 \cdot 0{,}64}\right)^2 + \left(\frac{39600 \cdot 6}{1 \cdot 0{,}008 \cdot 0{,}64^2}\right)^2 =$$

$$= 1{,}12 \cdot 10^8 \text{ Па} = 112 \text{ МПа} < 215 \text{ МПа}$$

$$\tau_z = \left(\frac{440000}{0{,}008 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}64^2}\right)^2 + \left(\frac{39600 \cdot 6}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}008 \cdot 0{,}64^2}\right)^2 =$$

$$= 160 \cdot 10^7 \text{ Па} = 160 \text{ МПа} < 180 \text{ МПа}$$

Ширина и толщина горизонтальной пластины 3 $b_{пл3} = 0{,}4$ м, $\delta_{пл3} = 0{,}02$ м, ее площадь и момент сопротивления

$$F_{пл3} = b_{пл3} \cdot l_б = 0{,}4 \cdot 0{,}65 = 0{,}26 \text{ м}^2 \qquad (7.62)$$

$$W_{пл3} = \frac{b_{пл3} \cdot l_б^2}{6} = \frac{0{,}4 \cdot 0{,}65^2}{6} = 0{,}0282 \text{ м}^3 \qquad (7.63)$$

Опрокидывающий момент

$$M_{оп} = H\left(\frac{h_б}{2} + \delta_{пл3}\right) = 440 \cdot 10^3 \left(\frac{0{,}36}{2} \cdot 0{,}02\right) =$$

$$= 88000 \text{ нм} \qquad (7.64)$$

Напряжения под горизонтальным листом башмака

$$\sigma = \pm \frac{M_{оп}}{W_{пл}} + \frac{A}{F_{пл_3}} = \pm \sigma_1 + \sigma_2 < R_{b,1oc}\,\psi \qquad (7.65)$$

где $R_{b,1oc}$ – расчетные напряжения сжатия в бетоне;
ψ – коэффициент неравномерности напряжений, для рассматриваемого случая $\psi = 0,75$.

$$\sigma_1 = M_{оп} / W_{пл\,з} = \frac{88000}{0,0282} = 312 \cdot 10^4 \text{ Па} = 3,12 \text{ МПа} \qquad (7.66)$$

$$\sigma_2 = A / F_{пл\,з} = \frac{410000}{0,26} = 16 \cdot 10^5 \text{ Па} = 1,6 \text{ МПа} \qquad (7.67)$$

Таким образом, наибольшие напряжения сжатия

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 3,12 + 1,6 = 4,72 \text{ МПа} \qquad (7.68)$$

могут быть восприняты бетоном практически любой марки.

Растягивающие напряжения

$$\sigma = -\sigma_1 + \sigma_2 = -3,12 + 1,6 = 1,52 \text{ МПа} \qquad (7.69)$$

воспринимаются анкерными болтами.

Согласно п. 5.3

$$l_o = \frac{l_б}{2}\left(1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) = \frac{0,65}{2}\left(1 + \frac{1,6}{3,12}\right) = 0,492 \text{ м} \qquad (7.70)$$

$$y = l_б - \frac{l_o}{3} - 0,06 = 0,65 - \frac{0,492}{3} - 0,06 = 0,426 \text{ м} \qquad (7.71)$$

$$a = \frac{l_б}{6}\left(2 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) = \frac{0,65}{6}\left(2 - \frac{1,6}{3,12}\right) = 0,161 \text{ м} \qquad (7.72)$$

Расчетные растягивающие усилия в анкерных болтах

$$T = \frac{I}{y}\left[M_{оп} - A\alpha\right] = \frac{I}{0{,}426}\left[88000 - 410000 \cdot 0{,}161\right] =$$

$$= 51600 \text{ Н} = 51{,}6 \text{ кН} \qquad (7.73)$$

Требуемое сечение болтов по условиям среза

$$F = \frac{440000}{150 \cdot 10^6} = 0{,}002933 \text{ м}2 = 129{,}33 \text{ см}^2 \qquad (7.74)$$

Принимаем 6 ϕ 30 $F_{ср} = 42{,}4 \text{ см}^2$.

Площадь двух крайних растянутых болтов по ослабленному нарезкой сечению

$$F_{нт} = 5{,}189 \cdot 2 = 10{,}387 \text{ см}^2 \qquad (7.75)$$

Напряжение растяжения в болте

$$\sigma = \frac{51600}{0{,}00104} = 5 \cdot 10^7 \text{ Па} = 50 \text{ МПа} \qquad (7.76)$$

не превышает расчетного сопротивления фундаментных болтов

$$R_{ba} = 145 \text{ МПа}$$

На участке $I_б - I_о$ нижняя пластина проверяется на действие изгибающего момента

$$M_к = \frac{Z}{2} \cdot C = \frac{51600}{2} \cdot 0{,}09 = 2322 \text{ нм}$$

Здесь $C = (40 - 20 - 2 \cdot 1)/2 = 9$ см (см. рис. 8)

Напряжение:

$$\sigma = \frac{M_к \cdot 6}{b\,\delta_{пл3}^2} = \frac{2322 \cdot 6}{0{,}14 \cdot 0{,}02^2} = 2{,}49 \cdot 10^8 \text{ Па} = \qquad (7.77)$$

$$= 24{,}9 \text{ МПа} > 21{,}5 \text{ МПа}$$

Следовательно, требуется увеличить толщину пластины. Примем $\delta_{пл3} = 2{,}2$ см. Соответствующее напряжение –

$= 206 \text{ МПа} < 215 \text{ МПа}$

2 вариант узла (рис. 9 и I0).

Башмак ребра купола передает давление на стену через два цилиндрических шарнира (катка). Расчетное сопротивление катков сжатию R_{cd} = 8 МПа. Длина катков 25 см, следовательно, требуемый диаметр катка

$$d_к = \frac{\bar{A}}{R_{cd}\, l_к} = \frac{467000}{2 \cdot 8 \cdot I0^6 \cdot 0{,}25} = 0{,}I2 \text{ м} = I2 \text{ см} \qquad (7.78)$$

Расстояние между катками определяем исходя из необходимости обеспечения устойчивости башмака на опрокидывание наибольшим распором при соответствующей ему опорной реакции (см. п. 5.3).

$$l_к \geq \frac{I{,}2 H h_б}{A} = \frac{I{,}2 \cdot 440 \cdot 0{,}36}{4I0} = 0{,}47 \qquad (7.79)$$

Вертикальная торцовая пластина башмака такая же, как и в первом варианте, т.е. высотой 36 см и толщиной 2,5 см.

Нижняя плита внутри башмака растягивается усилием, действующим в опорном контуре

$$N_{ок} = \frac{H}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} = \frac{440}{2 \cdot 0{,}I3} = I692 \text{ кН} \qquad (7.80)$$

и изгибается контактными напряжениями

$$\sigma_c = \frac{A}{b \cdot h_б} = \frac{4I0000}{0{,}2 \cdot 0{,}65} = 3I5 \cdot I0^4 \text{ Па} = 3{,}I5 \text{ МПа} \qquad (7.8I)$$

Изгибающий момент в пластине

$$M = \frac{\sigma_c\, b^2}{8} = \frac{3{,}I5 \cdot I0^6 \cdot 0{,}2^2}{8} = I575 \text{ нм/м} \qquad (7.82)$$

При толщине листа пластины δ = 25 мм напряжения в ней

$$\sigma = \frac{M \cdot 6}{I,47^2} + \frac{N_{ox}}{\delta \cdot l_б} = \frac{I5750 \cdot 6}{I \cdot 0,025^2 \cdot I,47} +$$

$$+ \frac{I692 \cdot I0^3}{0,025 \cdot I,47} = 2,07 \cdot I0^8 \text{ Па} = 207 \text{ МПа} < 2I5 \text{ МПа} \quad (7.83)$$

Опорный контур принят из полосовой стали марки I4Г2 сечением 20х3 см^2 $F = 0,20 \cdot 0,03 = 0,006$ м^2

$$\sigma = \frac{N_{ox}}{F} = \frac{I692 \cdot I0^3}{0,006} = 2,82 \cdot I0^8 \text{ Па} =$$

$$= 282 \text{ МПа} < 3I5 \cdot 0,9 = 284 \text{ МПа} \quad (7.84)$$

Присоединение к нижнему листу башмака выполняем угловыми швами высотой $k_f = I8$ мм электродами Э 50А. При длине шва $l_ш = 65$ см

$$\tau = \frac{N_{ox}}{0,7 \cdot k_f \cdot l_ш} = \frac{I692 \cdot I0^3}{0,0I8 \cdot 0,7 \cdot 65} = 2,06 \cdot I0^8 \text{ Па} =$$

$$= 206 \text{ МПа} < 2I5 \text{ МПа} \quad (7.85)$$

На металлический лист размерами 0,65х0,3 м2, укладываемый на стены под катками, действует отпор

$$\sigma = \frac{A_{max}}{F_л} = \frac{467000}{0,I95} = 2,4 \cdot I0^6 \text{ Па} = 2,4 \text{ МПа}, \quad (7.86)$$

вызывающий в пластине изгибающие моменты:

на опоре $M_{оп} = \frac{2,4 \cdot I0^6 \cdot 0,09^2}{2} = 9720$ нм (7.87)

в пролете $M_{пр} = \frac{2,4 \cdot I0^6 \cdot 0,47^2}{8} - 9720 = 56550$ нм (7.88)

Требуемая толщина листа

$$\delta = \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \frac{6 \cdot 56550}{2I5 \cdot I0^6} = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см} \quad (7.89)$$

7.2.7. Закрепление опорного контура купола на стенах.

Согласно п. 4.3 металлический опорный контур необходимо закрепить на стене так, чтобы обеспечить передачу усилий от него вдоль стены и не препятствовать смещению контура, вызываемому полной снеговой нагрузкой на купол поперек стены.

Вариант такого крепления показан на рис. 33. Элементы "а" привариваются к опорному контуру до его установки на место.

Между элементами "а" и "в" должен предусматриваться зазор в I мм, а плоскости соприкасания обрабатываются графитовой смазкой. При таком закреплении сдвигающая сила, действующая на упор, равна распору от односторонней снеговой нагрузки $\overline{H}^c$ = 89 кН.

Определяем напряжения в швах, прикрепляющих упоры "а" к опорному контуру.

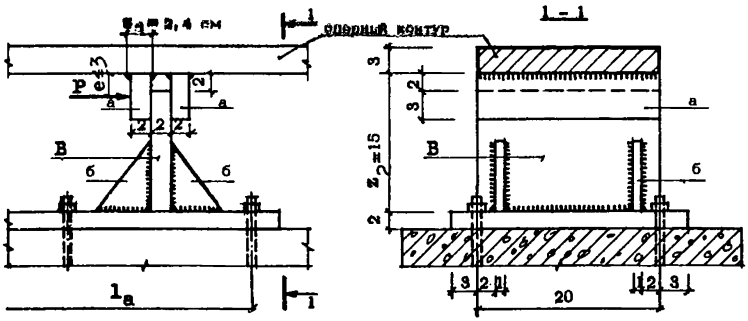


Рис. 33. ЭЛЕМЕНТ КРЕПЛЕНИЯ ОПОРНОГО КОНТУРА К СТЕНЕ

Принимаем высоту шва k_f = 6 мм, длина шва l_w = I9 см;
Напряжения в швах от среза

$$\sigma_{ср} = \frac{\bar{H}^c}{2 l_ш \cdot k_f \cdot \beta_f} = \frac{89 \cdot 10^3}{2 \cdot 0{,}19 \cdot 0{,}006 \cdot 0{,}7} =$$

$$= 56 \text{ МПа} \qquad (7.90)$$

Напряжения в швах от изгиба

$$\sigma_и = \frac{M}{Z \cdot l_ш \cdot k_f \cdot \beta_f} = \frac{89 \cdot 10^3 \cdot 0{,}03}{0{,}024 \cdot 0{,}19 \cdot 0{,}006 \cdot 0{,}7} =$$

$$= 139{,}4 \text{ МПа} \qquad (7.91)$$

Суммарные напряжения

$$\sigma = \sqrt{56^2 + 139{,}4^2} = 150{,}2 \text{ МПа} < 180 \text{ МПа} \qquad (7.92)$$

Упор для опорного контура таврового сечения заанкерен болтами в железобетонный пояс. На упор передается сила $\bar{H}^c$ и момент $M = \bar{H}^c \cdot (Z_2 - e) =$

$$= 89 \cdot 10^3 \cdot (0{,}15 - 0{,}03) = 10680 \text{ нм} \qquad (7.93)$$

На эти усилия должны быть рассчитаны анкерные болты и швы, прикрепляющие косынки "б" к горизонтальному листу упора. Длина швов $l_ш = (8 - 1) = 7$ см, высота $k_f = 6$ мм. Напряжения в швах:

$$\sigma = \frac{H^c}{4 l_ш \cdot k_f \cdot \beta_f} + \frac{M}{W_ш} = \frac{89000}{4 \cdot 0{,}05 \cdot 0{,}006 \cdot 0{,}7} +$$

$$+ \frac{10680}{6{,}7 \cdot 10^{-6}} = 1{,}06 \cdot 10^8 + 1{,}6 \cdot 10{,}9 =$$

$$= 1{,}76 \cdot 10^9 \text{ Па} < 180 \text{ МПа} \qquad (7.94)$$

Здесь:

$$W_ш = \frac{k_f \beta_f (l_ш^3 - \delta_y^3)}{3 l_ш} = 6{,}7 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Усилия в анкерных болтах

$$N_a = \frac{M}{l_a} = \frac{10680}{0{,}2} = 53400 \text{ Н} \qquad (7.95)$$

Принимаем 4 болта d = 20 мм, F = 0,000314 м2.

Нормальные напряжения в болтах по нарезке:

$$\sigma = \frac{N_a}{2 F \cdot 0{,}8} = \frac{53400}{2 \cdot 0{,}000314 \cdot 0{,}8} = 1062898 \text{ Па} =$$

$$= 106{,}3 \text{ МПа} < 215 \text{ МПа} \qquad (7.96)$$

Напряжения среза

$$\tau = \frac{\overline{H}^c}{4 F \cdot 0{,}8} = \frac{89000}{4 \cdot 0{,}000314 \cdot 0{,}8} = 88570000 \text{ Па} =$$

$$= 88{,}57 \text{ МПа} < 150 \text{ МПа} \qquad (7.97)$$

7.2.8. Расчет конькового опорного кольца.

Согласно п. 4.5 предусмотрено жесткое присоединение ребер к опорному коньковому кольцу. На кольцо передается распор, поперечная сила и вызываемый ею крутящий момент от односторонней снеговой нагрузки, распределенной по закону кубической параболы.

$$\overline{H}^c = 89 \text{ кН}, \quad Q_a = \frac{p_0 R}{40} = \frac{39{,}6 \cdot 30}{40} = 29{,}7 \text{ кН}; \qquad (7.98)$$

Ребра примыкают к коньковому кольцу с шагом $l_н$ = 0,523 м, поэтому на 1 п.м кольца

$$P = \frac{89{,}0}{0{,}523} = 167{,}9 \text{ кН/м}, \quad Q_a = \frac{297}{0{,}523} = 56{,}6 \text{ кН/м},$$

$$M_a = 56{,}6 \cdot 2 = 113{,}2 \text{ кН/м} \qquad (7.99)$$

Эти воздействия вызывают в кольце продольную силу, изгибающий и крутящий моменты (см. таблицы 3 и 4), максимальные значения которых

$$M_{изг} = \frac{Q_a r_к^2}{1 + k} = \frac{56{,}6 \cdot 2^2}{1 + 0{,}148} = 197{,}2 \text{ кНм} \qquad (7.100)$$

$$M_{кр} = \frac{Q_a r_к^2}{1 + k} = \frac{56{,}6 \cdot 2^2 \cdot 0{,}148}{1 + 0{,}148} = 29{,}2 \text{ кНм} \qquad (7.101)$$

$$M_{из,у} = 0,137 P r_к^2 = 0,137 \cdot 167,9 \cdot 2^2 = 92 \text{ кН/м} \quad (7.102)$$

$$\bar{N}^c = 0,5 P r_к = 0,5 \cdot 167,9 \cdot 2 = 167,9 \text{ кН} \quad (7.103)$$

Кроме того следует учесть также нормальную силу от постоянной нагрузки

$$N^п = \frac{H^г}{I_к} = \frac{232 \cdot 2}{0,523} = 885,6 \text{ кН} \quad (7.104)$$

Нормальная сила в кольце

$$\bar{N} = N^п + \bar{N}^c = 885,6 + 167,9 = 1053,5 \text{ кН} \quad (7.105)$$

Задаемся сечением кольца 50х25 см при $\delta_1 = \delta_2 = 12$ мм δ_1, δ_2 – толщина стенки и полки соответственно.

Площадь сечения

$$F = 2\left[h_к \delta_1 + \delta_2 (b_к - 2\delta_1)\right] =$$
$$= 2\left[0,5 \cdot 0,012 + 0,012 (0,25 - 2 \cdot 0,012)\right] = \quad (7.106)$$
$$= 0,0174 \text{ м}2$$

Моменты инерции и моменты сопротивления

$$J_x = \frac{b_к h_к^3 - (b_к - 2\delta_1)(h_к - 2\delta_2)^3}{12} =$$

$$= \frac{0,25 \cdot 0,5^3 - (0,25 - 2 \cdot 0,012)(0,5 - 2 \cdot 0,012)^3}{12} =$$

$$= 5,73 \cdot 10^{-4} \text{ м} \quad (7.107)$$

$$J_y = \frac{b_к^3 h_к - (b_к - 2\delta_1)^3 (h_к - 2\delta_2)}{12} =$$

$$= \frac{0,25^3 \cdot 0,5 - (0,25 - 2 \cdot 0,012)^3 (0,5 - 2 \cdot 0,012)}{12} =$$

$$= 1,93 \cdot 10^{-4} \text{ м} \quad (7.108)$$

$$W_x = \frac{J_x}{0{,}5\, h_к} = \frac{5{,}73 \cdot 10^{-4}}{0{,}5 \cdot 0{,}5} = 2{,}29 \cdot 10^{-3}\ м^3 \qquad (7.109)$$

$$W_y = \frac{J_y}{0{,}5\, b_к} = \frac{1{,}93 \cdot 10^{-4}}{0{,}5 \cdot 0{,}25} = 1{,}55 \cdot 10^{-3}\ м^3 \qquad (7.110)$$

Момент инерции и момент сопротивления при кручении

$$J_к = \frac{h_o^2 b_o^2 \delta}{h_к + b_к - 2\delta} = \frac{0{,}488^2 \cdot 0{,}238^2 \cdot 0{,}012}{0{,}5 + 0{,}25 - 2 \cdot 0{,}012} =$$

$$= 2{,}23 \cdot 10^{-4}\ м^4 \qquad (7.111)$$

$$W_к = 2 h_o b_o \delta = 2 \cdot 0{,}488 \cdot 0{,}238 \cdot 0{,}012 =$$

$$= 218 \cdot 10^{-3}\ м^3 \qquad (7.112)$$

Здесь $h_o = h_к - \delta_2 = 0{,}5 - 0{,}012 = 0{,}488$ м,

$$b_o = b_к - \delta_1 = 0{,}25 - 0{,}012 = 0{,}238\ м \qquad (7.113)$$

При вычислении изгибающих и крутящих моментов в кольце использован параметр

$$K = 0{,}381 \frac{J_к}{J_x} = 0{,}381 \frac{2{,}23 \cdot 10^{-4}}{5{,}73 \cdot 10^{-4}} = 0{,}148 \qquad (7.114)$$

Суммарные нормальные напряжения в кольце

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1053 \cdot 5 \cdot 10^3}{1{,}74 \cdot 10^{-2}} + \frac{197{,}2 \cdot 10^3}{2{,}29 \cdot 10^{-3}} +$$

$$+ \frac{92 \cdot 10^3}{1{,}54 \cdot 10^{-3}} = 206{,}6\ МПа < 215\ МПа \qquad (7.115)$$

Касательные напряжения от кручения

$$\tau_{кр} = \frac{29{,}2 \cdot 10^3}{2{,}8 \cdot 10^{-3}} = 10{,}4\ МПа < 150\ МПа \qquad (7.116)$$

Металлические оголовники ребра присоединяются к конько-вому кольцу при помощи горизонтальных накладок и вертикаль-ных косынок, на которые действуют распор от постоянной и од-носторонней снеговой нагрузки $\bar{H}$ = 319,0 кН, поперечная си-ла Q_a = 29,7 кН и вызываемый ею момент

$$M_a = Q_a r_к = 29,7 \cdot 2 = 59,4 \text{ кНм} \qquad (7.117)$$

Усилия, действующие на сопряжение

$$N_1 = \frac{M}{h} + \frac{\bar{H}}{2} = \frac{59,4}{0,51} + \frac{319}{2} = 267 \text{ кН} \qquad (7.118)$$

$$N_2 = -\frac{M}{h} + \frac{\bar{H}}{2} = -\frac{59,4}{0,51} + \frac{319}{2} = 43 \text{ кН} \qquad (7.119)$$

– сжимающие. Поэтому шурупы, присоединяющие оголовник к реб-ру, ставим конструктивно.

При действии распора, вызываемого постоянной и полной снеговой нагрузками H = 440 кН, в торце ребра возникают сжи-мающие напряжения

$$\sigma = \frac{440 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 0,2} = 1,37 \cdot 10^6 \text{ Па} \qquad (7.120)$$

Эти напряжения вызывают в торцевой пластине оголовника изгибающий момент

$$M = \frac{1,37 \cdot 10^6 \cdot 0,2^2}{8} = 6850 \text{ нМ/м} \qquad (7.121)$$

Требуемая толщина пластины

$$\delta = 2\sqrt{\frac{M}{R_y}} = 2\sqrt{\frac{6850}{215 \cdot 10^6}} = 0,0114 \text{ м} \qquad (7.122)$$

Принимаем пластину толщиной δ = 14 мм.

8. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ АРОЧНО-ВСПАРУШЕННОГО КУПОЛА

Рассмотрим особенности расчета и конструирования арочных вспарушенных куполов на примере купола на шестиугольном плане диаметром 45 м и отношения $f/D = I/6$ (рис. 35).

8.I. Нагрузки на купол.

Постоянная нагрузка		Нормативная нагрузка, Па	Расчетная нагрузка, Па
Кровельные панели и кровля		870	I000
Технологическая нагрузка		I80	200
Собственный вес второстепенных арок		I80	200
	Итого:	$q^{н} = I2,30$	$q = I400$
Собственный вес главных арок		$q^{н}_{свд} = I80$	$q_{свд} = 200$
	Итого:	$q_1^{н} = I4I0$	$q_1 = I600$

Нормативный вес снегового покрова:

$S_o = I500$ Па

Так как для соотношения $q_1^{н}/S_o = I4I0/I500 = 0,94$, $\gamma_f = I,4$ см СНиП [6] , расчетная снеговая нагрузка в соответствии с п. 3:

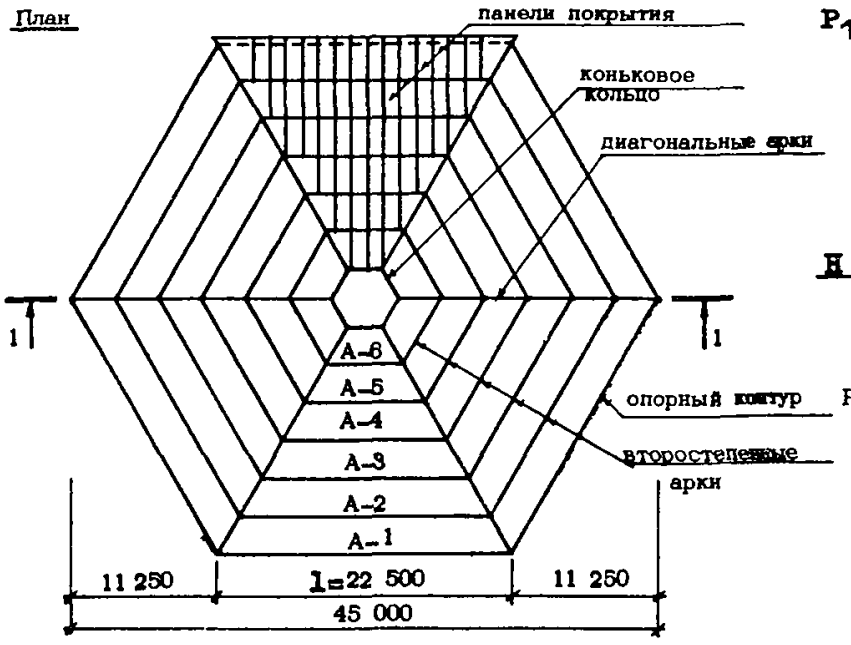
$$q_{сн} = S_o \gamma_f \mu = I500 \cdot I,4 \cdot I,0 = 2I00 \text{ Па}$$

8.2. Предварительный расчет главных ребер (без учета распоров второстепенных арок)

Конструктивная особенность данной системы состоит в том, что очертания их осей зависят от принятого сечения.

Поэтому необходим предварительный приближенный расчет и подбор сечения главных арок.

Предварительные размеры сечений главных арок определяются при равномерно распределенных постоянной и снеговой



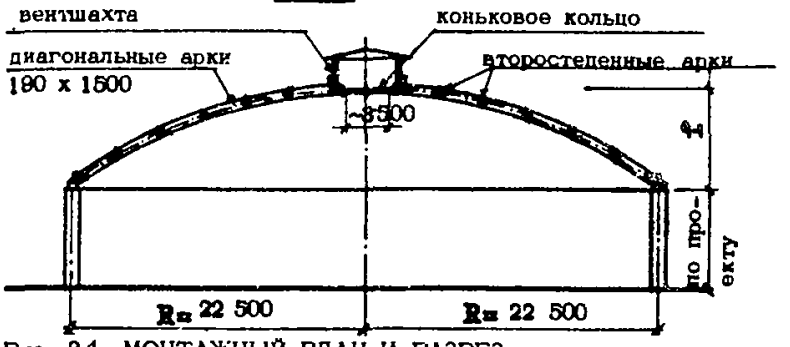


Рис. 34. МОНТАЖНЫЙ ПЛАН И РАЗРЕЗ АРОЧНО-ВСПАРУШЕННОГО КУПОЛА

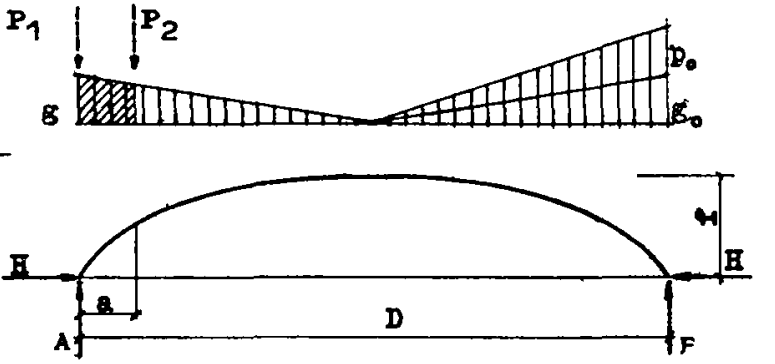


Рис. 35. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ ДИАГОНАЛЬНОЙ АРКИ

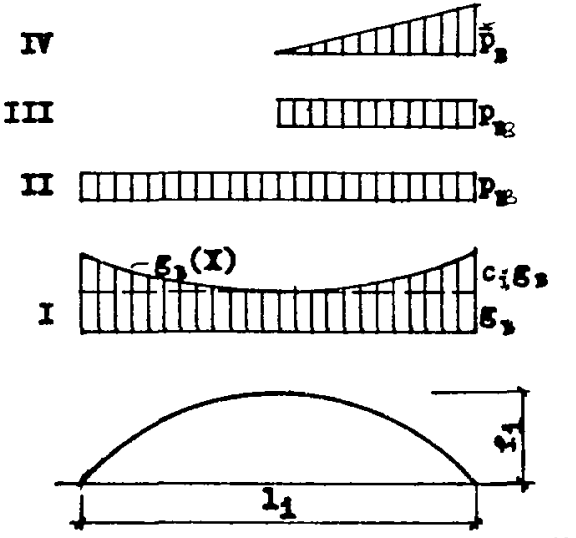


Рис. 36. СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ ВТОРОСТЕПЕННЫХ АРОК

односторонней нагрузках. На этом этапе удобно и собственный вес главных арок включить в постоянную нагрузку, как равномерно распределенную.

Тогда погонные нагрузки на диагональные арки будут распределены по линейному закону:

$$g(x) = g_o (R - x)/R$$

$$p(x) = p_o (R - x)/R$$

$$g_o = q_1 l$$

$$p_o = q_{сн} l \qquad (8.1)$$

где $l = D \sin \frac{\pi}{n}$, l, D и n – сторона, диаметр описанной окружности и число сторон многоугольного плана соответственно.

Схема загружения главных арок постоянной и односторонней снеговой нагрузкой приведена на рис. 35.

От этих нагрузок максимальный изгибающий момент возникает в полуарке, свободной от снеговой нагрузки.

Если представить часть распределенной нагрузки в виде двух сосредоточенных сил, приложенных на опоре и в месте примыкания первой второстепенной арки – как показано на рис. 35), максимальный изгибающий момент и координаты сечения, в котором он возникает, определяются по формулам:

$$M_{max} = \tilde{A} x_m - \tilde{H} y_m \qquad (8.2)$$

здесь: $\tilde{A} = \frac{D}{24}(6g_o + p_o) - \frac{g_o a}{2}\left(1 - \frac{a}{2D}\right)$

$$\tilde{H} = \frac{1}{f}\left[\tilde{A} R - g_o \left(R - \frac{a}{2}\right)^3 / 3R\right]$$

$$a = d / \cos \frac{\pi}{n}$$

d – шаг второстепенных арок в плане;

$$x_m = \frac{D}{2} - \frac{c R_y}{\sin \frac{\pi}{2} \sqrt{c^2 + \sin^2 \frac{\pi}{2}}} \qquad (8.3)$$

где $c = \tilde{A}/\tilde{H}$

$$R_ц = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$$ – радиус цилиндрической поверхности*) (8.4)

$$y_m = \sqrt{R_ц^2 - (x_m - \frac{D}{2})^2 \sin^2 \frac{\pi}{n}} - \sqrt{R_ц^2 - \frac{D^2}{4} \sin^2 \frac{\pi}{n}} \quad (8.5)$$

В данном примере $D = 45$ м; $f = 7{,}5$ м, $n = 6$, $d = 3$ м; тогда

$$l = 45 \sin \frac{\pi}{6} = 22{,}5 \text{ м}$$

$$g_o = 1600 \cdot 22{,}5 = 36000 \text{ Н} = 36 \text{ кН}$$

$$p_o = 2100 \cdot 22{,}5 = 47250 \text{ Н} = 47{,}25 \text{ кН}$$

$$a = 3{,}0/\cos \frac{\pi}{6} = 3{,}464 \text{ м};$$

$$\tilde{A} = \frac{45}{24}(6 \cdot 36 + 47{,}25) - \frac{36 \cdot 3{,}464}{2}\left(l - \frac{3{,}464}{2 \cdot 4{,}5}\right) =$$

$$= 437{,}86 \text{ кН}$$

$$\tilde{H} = \frac{l}{45} \quad 437{,}86 \cdot 22{,}5 - \frac{36\left(22{,}5 - \frac{3464^3}{2}\right)}{3 \cdot 22{,}5} = 676{,}6 \text{ кН}$$

$$c = \frac{437{,}86}{676{,}6} = 0{,}65$$

$$R_ц = \frac{22{,}5^2 + 4 \cdot 7{,}5^2}{8 \cdot 7{,}5} = 12{,}2 \text{ м}$$

$$x_m = \frac{45}{2} - \frac{0{,}65 \cdot 12{,}2}{\sqrt{0{,}65^2 + \sin^2 \frac{\pi}{6}} \sin \frac{\pi}{6}} = 3{,}272 \text{ м}$$

$$y_m = \sqrt{12{,}2^2 - (3{,}272 - 22{,}5)^2 \sin^2 \frac{\pi}{6}} - \sqrt{12{,}2^2 - \frac{22{,}5^2}{4}} =$$

$$= 2{,}79 \text{ м}$$

$$M_{max} = 437{,}86 \cdot 3{,}272 - 676{,}6 \cdot 2{,}79 = -455 \text{ кН м}$$

---

*) Выражения (8.3) и (8.5), данные для оси арки, содержат радиус цилиндрической поверхности, которой принадлежат лишь верхние грани арок. Это допустимо только для первого приближения.

продольная сила в расчетном сечении:

$$N = \tilde{A} \sin\varphi + \tilde{H} \cos\varphi \qquad (8.6)$$

здесь: $$\varphi = \operatorname{arctg} \frac{|x_m - D/2| \sin^2 \frac{\pi}{n}}{\sqrt{R_ц^2 - (x_m - D/2)^2 \sin^2 \frac{\pi}{n}}} = \qquad (8.7)$$

$$= \operatorname{arctg} \frac{|3,272 - 45/2|}{\sqrt{12,2^2 - (3,272 - 45/2)^2 \sin^2 \frac{\pi}{6}}} =$$

$$= 0,765 \quad \text{или} \quad \varphi = 37^0,417 \text{ и}$$

$$N = 437,86 \cdot \sin 37^0,417 + 676,6 \cdot \cos 37,417 = 803,4 \text{ кН}$$

Подбор сечения арок ведется, как и в предыдущем примере, в соответствии с [I, п. 4.17] .

Примем в качестве исходного сечение главных арок:

$$h \times b = 190 \cdot 1500 \text{ мм}$$

h, b – высота и ширина сечения главной арки соответственно.

Эллиптическая ось полуарки полога, поэтому приближенно расчетную длину полуарки можно определить, как для части окружности:

$$S_o = 1,07 \cdot 0,58D = 1,07 \cdot 0,58 \cdot 45 = 27,93 \text{ м}$$

тогда

$$\lambda = \frac{S_o}{0,289\,h} = \frac{27,93}{0,289 \cdot 1,5} = 64,4$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{64,4^2} = 0,723$$

$$\xi = 1 - \frac{N_o}{\varphi F R_c} = 1 - \frac{676600}{0,723 \cdot 0,285 \cdot 12 \cdot 10^6} = \qquad (8.8)$$

$$= 0,726$$

$$N_o = \tilde{H}; \quad F = h \times b = 1,5 \cdot 0,19 = 0,285 \text{ м}2$$

$$R_c = 15 \cdot 10^6 m_б m_{тн} m_{сл} = 15 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 =$$

$$= 12 \cdot 10^6 \text{ Па} = 12 \text{ МПа}$$

$$M_д = \frac{M_{max}}{\xi} = \frac{455000}{0,726} = 626721,8 \text{ Нм}$$

Напряжение в расчетном сечении

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_д}{W} = \frac{803400}{0,285} + \frac{626721,8}{0,07125} = 11,64 \cdot 10^6 \text{ Па} < 12 \text{ МПа} \quad (8.9)$$

где $W = b h^2/6 = 0,19 \cdot 1,5^2/6 = 0,07125$ м3.

После предварительного определения сечения главных арок становится возможным получить их точные геометрические очертания, а также параметры второстепенных арок.

8.3. Расчет второстепенных арок.

Наружные грани второстепенных арок образуют цилиндрическую поверхность с радиусом, определяемым по формуле (8.4). Назначим сечения второстепенных арок из условия:

$$\frac{h_{вi}}{l_i} \approx \frac{1}{40} \quad (8.10)$$

i – номер второстепенной арки;
$h_{вi}$ – высота сечения i-той второстепенной арки;
l_i – ее пролет, определяемый по формуле:

$$l_i = l - \frac{b}{\cos\frac{\pi}{n}} - 2(i-1)d\,tg\frac{\pi}{n} \quad (8.11)$$

при $b = 0$ получим пролеты второстепенных арок в осях ($\overline{l_i}$). Тогда:

$$R_{oi} = R_ц - h_{вi}/2 \quad (8.12)$$

$$f_i = R_{oi} - \sqrt{R_{oi}^2 - \frac{l_i^2}{4}} \quad (8.13)$$

R_{oi}, f_i – радиусы и подъемы второстепенных арок соответственно.

Для конструирования узлов потребуются также углы наклона касательных к оси и к верхней грани второстепенных арок в местах их примыкания к главным:

$$\varphi_{oi} = \arcsin\frac{l_i}{2R_{oi}} \quad (8.14)$$

$$\varphi_{вi} = \arcsin \frac{l_i}{2R_ц} \qquad (8.15)$$

Необходимо определить также длины осей и верхних граней второстепенных арок:

$$S_{oi} = 2\,R_{oi}\,\varphi_{oi} \qquad (8.16)$$

$$S_{вi} = 2\,R_ц\,\varphi_{вi} \qquad (8.17)$$

В таблице 7 приведены основные геометрические характеристики второстепенных арок для рассматриваемого примера.

Далее следует проверить напряжения, возникающие во второстепенных арках от постоянной и снеговой нагрузки.

Возможные схемы загружения второстепенных арок представлены на рис. 36. Постоянная нагрузка на второстепенные арки распределена по закону:

$$g_в(x) = \frac{g\,R_{oi}}{\sqrt{R_{oi}^2 - (x - l_i/2)^2}} \qquad (8.18)$$

Такую нагрузку можно приближенно заменить суммой постоянной равномерно распределенной нагрузки и нагрузки, описываемой квадратной параболой с максимальным значением на опоре

$$\tilde{g} = c_i\,g \quad , \qquad (8.19)$$

где c_i - является коэффициентом увеличения нагрузки.

$$c_i = \frac{f_i}{R_{oi} - f_i}$$

Величины c_i для нашего примера приведены в таблице 7.

Тогда реакции второстепенных арок от постоянной нагрузки будут следующими:

$$A^п_{iв} = \frac{g_в\,\bar{l}_i}{2}\left(1 + \frac{c_i}{3}\right) = Б^п_{iв} \qquad (8.20)$$

$$H^п_{iв} = \frac{g_в\,l_i}{8\,f_i}\left(1 + \frac{c_i}{6}\right) \qquad (8.21)$$

Таблица 7

№№ арки	А-I торц.	А-2	А-3	А-4	А-5	А-6	Кольцо коньковое
Сечения, мм	560хI40	460хI40	330хI40	330хI40	330хI40	330хI40	330хI40
Радиусы осевые, м	II,92	II,970	I2,035	I2,035	I2,035	I2,035	I2,035
Пролеты в осях l_i, м	22,5	I9,036	I5,572	I2,I08	8,644	5,I8	I,7I6
l_i ,м	22,28I	I8,8I7	I5,353	II,889	8,425	4,96I	I,45
f_i ,м	7,679	4,567	2,766	I,5I7	0,76I	0,258	-
f_i/l_i	I/3	I/4	I/6	I/8	I/II	I/I9	-
φ_{oi}	69,I62°	5I,782°	39,63°	29,6°	20,49°	II,892°	-
$\varphi_{вi}$	65,943°	50,46°	39,0°	29,I6°	20,2°	II,73°	-
S_{oi}, м	28,78	2I,645	I6,65	I2,434	8,6I	4,996	-
$S_{вi}$, м	28,08	2I,49	I6,6	I2,42	8,6	5,0	-
c_i	I,8I	0,6I6	0,3	0,I5	0,0675	0,022	-

Расчетная длина арки А-2:

$$l_{o2} = 0{,}58\, S_{o2} = 0{,}58 \cdot 21{,}645 = 12{,}55 \text{ м}$$

В соответствии с [1] формулой 30 п.4.17:

$$\varphi = 1 - \frac{N_o}{\varphi R_c F} = 1 - \frac{77000}{0{,}34 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0644} = 0{,}766$$

где: $F = 0{,}14 \cdot 0{,}46 = 0{,}0644$ м^2; $W = \frac{0{,}14 \cdot 0{,}45^2}{6} =$

$= 0{,}004937$ м^3 $\quad N_o = H_{2в}$

$$\lambda = \frac{l_{o2}}{0{,}289\, h_2} = \frac{12{,}55}{0{,}289 \cdot 0{,}46} = 94{,}4; \quad \varphi = \frac{3000}{94{,}4} = 0{,}34$$

$R_c = 15\, m_б \cdot m \cdot m_{сл} = 15 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 15$ МПа

и окончательно:

$$M_д = \frac{48230}{0{,}766} = 62963{,}4 \text{ Нм}$$

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_д}{W} = \frac{61100}{0{,}644} + \frac{62963{,}4}{0{,}004937} =$$

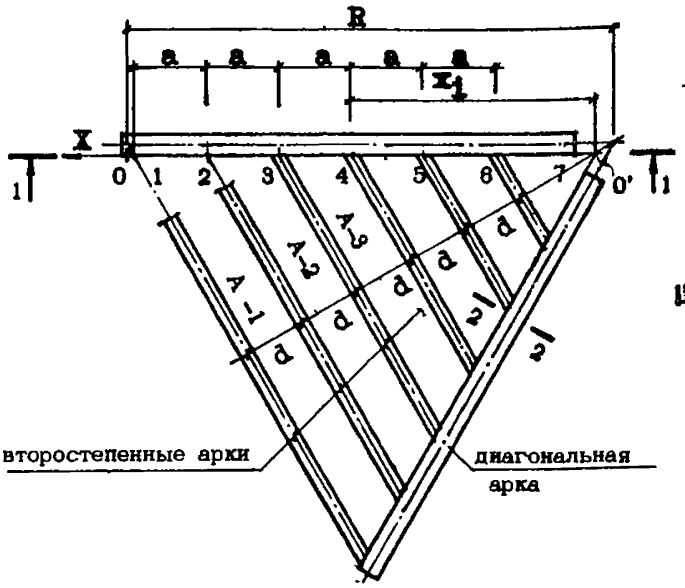
$$= 0{,}95 \cdot 10^6 + 12{,}75 10^6 = 13{,}8 \cdot 10^6 \text{ Па} < 15 \text{ МПа}$$

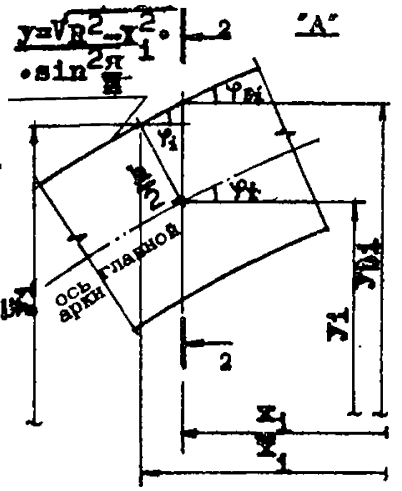
В более пологих арках, при $f_i / l_i \leq 1/6$ преобладающими становятся моменты от неуравновешенных распоров при одностороннем загружении купола снеговой нагрузкой, передающихся на все второстепенные арки. Кроме того, при расчете этих арок можно не учитывать неравномерность распределения постоянной нагрузки, т.к. c_i становятся малыми (см. табл. 7).

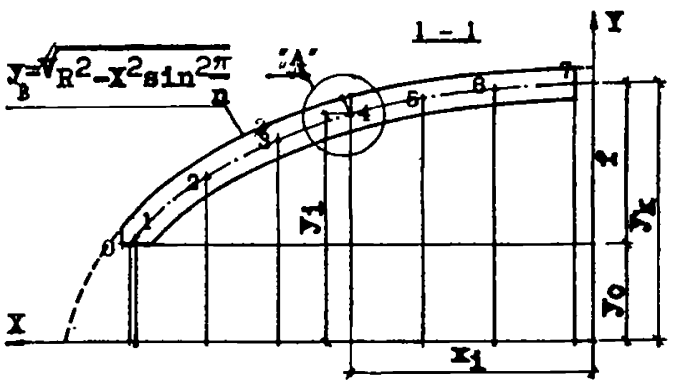
Моменты от неуравновешенных распоров имеют максимальные значения в коньке второстепенных арок:

$$M_i^{кр} = \frac{p_в l_i^2}{8n} \qquad (9.27)$$

Все второстепенные арки должны иметь провозные габариты, с этой целью некоторые из них, например рассматриваемая арка А-2, должны иметь монтажный стык в коньке. Расчетными уси-







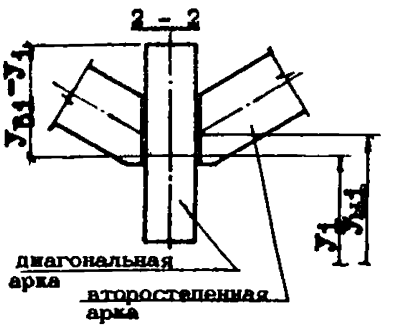


Рис. 37. ФРАГМЕНТ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ АРОЧНО-ВСПАРУШЕННОГО КУПОЛА

Рис. 38. К РАСЧЕТУ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ ОСИ ДИАГОНАЛЬНОЙ АРКИ

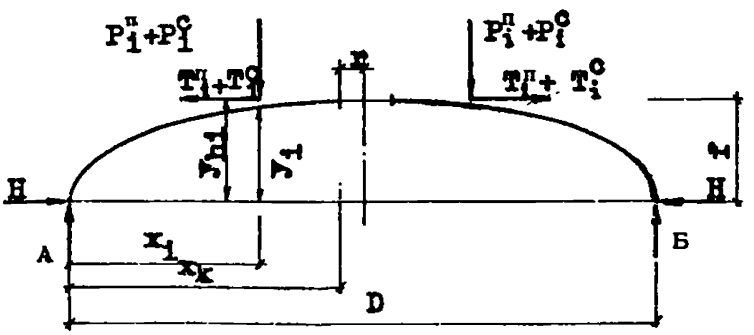


Рис. 39. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ ДИАГОНАЛЬНОЙ АРКИ

где: $g_в$ – постоянная погонная нагрузка на второстепенную арку.

Второстепенные арки двухшарнирные, кроме торцевой, однако опорные реакции в них определяются как в трехшарнирных.

Результаты предварительных расчетов показывают, что максимальные моменты во второстепенных арках, для которых отношение $f_i / l_i > 1/6$, возникают обычно от постоянной и равномерно распределенной на половине пролета снеговой нагрузок (см. рис. 36).

Например, для арки А- 2:

$i = 2$;

погонные нагрузки:

постоянная - $g_в = 1400 \cdot 3{,}0 = 4{,}2$ кН/пм

снеговая - $p_в = 2200 \cdot 3{,}0 = 6{,}6$ кН/пм.

Опорные реакции:

$$A_{2в} = \frac{g_в \bar{l}_2}{2}\left(1 + \frac{c_2}{3}\right) + \frac{p_в \bar{l}_2}{8} = \qquad (8.22)$$

$$= \frac{4{,}2 \cdot 19{,}036}{2}\left(1 + \frac{0{,}613}{3}\right) + \frac{6{,}6 \cdot 19{,}036}{8} = 63{,}85 \text{ кН}$$

$$Б_{2в} = \frac{g_в \bar{l}_2}{2}\left(1 + \frac{c_2}{3}\right) + \frac{3 p_в \bar{l}_2}{8} = \qquad (8.23)$$

$$= \frac{4{,}2 \cdot 19{,}036}{2}\left(1 + \frac{0{,}613}{3}\right) + \frac{3 \cdot 6{,}6 \cdot 19{,}036}{8} = 47{,}1 \text{ кН}$$

$$H_{2в} = \frac{g_в l_2}{8 f_2}\left(1 + \frac{c_2}{6}\right) + \frac{p_в l_2^2}{16 f_2} = \qquad (8.24)$$

$$= \frac{4{,}2 \cdot 18{,}817}{8 \cdot 4{,}567}\left(1 + \frac{0{,}613}{6}\right) + \frac{66 \cdot 18{,}817}{16 \cdot 4{,}567} = 77 \text{ кН}$$

Максимальный момент в арке А-2 возникает в свободной от снеговой нагрузки половине арки при загружении ее постоянной и равномерно распределенной снеговой нагрузкой на половине пролета. Усилия в рассматриваемой половине арки:

изгибающие моменты -

$$M_{iв} = \frac{g_в I_i^2}{48}\left\{8 \cdot Z[3 + c_i(1 - 2Z)] - [6 + c_i]\eta_i\right\} +$$

$$+ \frac{p_в I_i^2}{16}(2\xi_i - \eta_i) \qquad (8.25)$$

(см. [10], табл. 8.3.2).

нормальные силы -

$$N_{iв} = \left[A_{2в} - (1 + 0{,}36\, c_i)\, g_в \cdot 0{,}2\, I_2 - \frac{0{,}64\, g_в \cdot 0{,}2\, I_2}{3}\right] \cdot$$

$$\cdot \sin\alpha + H\cos\alpha \qquad (8.26)$$

здесь: $Z = \xi_i - \xi_i^2$; $\xi = x/I_i$; $\eta_i = y/f_i$

α - угол наклона касательной к оси в расчетном сечении.

Максимальный момент возникает в сечении $x = 0{,}2\, I_2$, для которого:

$$\xi_i = 0{,}2\, I_2/I_2 = 0{,}2; \quad \eta_i = \frac{I}{f_2}\left[\sqrt{R_{o2}^2 - (0{,}2\, I_2 - \frac{I_2}{2})^2} - \right.$$

$$\left. - (R_{o2} - f_2)\right] = 0{,}69; \quad Z = 0{,}2 - 0{,}2^2 = 0{,}16$$

$$\alpha = 28{,}685^0; \quad \sin\alpha = 0{,}48; \quad \cos\alpha = 0{,}877$$

$$M_{2в} = \frac{4{,}2 \cdot 18{,}817^2}{48}\ 8 \cdot 0{,}16\ 3 + 0{,}613\ (1 - 2 \cdot 0{,}16 -$$

$$- (6 + 0{,}613)\ 0{,}69\ + \frac{6{,}6 \cdot 18{,}817^2}{16}(2 \cdot 0{,}2 - 0{,}69) =$$

$$= -48{,}23\ \text{кН}\cdot\text{м}$$

Нормальная сила:

$$N_{2в} = 63{,}85 - (1 + 0{,}36 \cdot 0{,}613)\ 4{,}2 \cdot 0{,}2 \cdot 18{,}817 -$$

$$- \frac{0{,}64 \cdot 4{,}2 \cdot 0{,}2 \cdot 18{,}817}{3}\ 0{,}48 + 47{,}1 \cdot 0{,}877 =$$

$$= 61{,}1\ \text{кН}$$

лиями для стыков будут моменты от неуравновешенных распоров, определяемые по формуле 8.27.

Далее необходимо определить действительные очертания осей диагональных арок.

8.4. Геометрия диагональных арок.

Верхняя грань диагональной арки является эллипсом, построенным из условия пересечения цилиндрической поверхности с вертикальной плоскостью боковой грани главной арки.

Дальнейшие вычисления удобнее вести в системе координат, приведенной на рис. 37. Тогда уравнение, описывающее верхнюю грань диагональной арки:

$$y_в = \sqrt{R_ц^2 - x^2 \sin^2 \frac{\pi}{n}} \qquad (8.28)$$

Ось последней не является эллипсом, она строится как траектория точки на нормали к эллипсу, отстоящей от него на расстояние $h/2$ (рис. 38).

Чтобы определить координаты точек оси главной арки, необходимо для каждого x_i решить трансцендентное уравнение относительно синуса угла наклона касательной к оси арки :

$$\left(\frac{I}{\sin^2 \varphi_i} + \frac{I}{tg^2 \frac{\pi}{n}}\right)\left(x_i + \frac{h}{2} \sin \varphi_i\right)^2 - \frac{R_ц^2}{\sin^4 \frac{\pi}{n}} = 0 \qquad (8.29)$$

Решив это уравнение одним из известных способов, определим координаты точек оси арки:

$$y_i = \overline{y}_i - \frac{h}{2} \cos \varphi_i \qquad (8.30)$$

здесь:

$$\overline{y}_i = \sqrt{R_ц^2 - \left(x_i + \frac{h}{2} \sin \varphi_i\right)^2 \sin^2 \frac{\pi}{n}}$$

Таким же путем могут быть получены ординаты точек нижней грани арок, если в выражениях 8.29–8.30 заменить $\frac{h}{2}$ на h.

Для конструирования купола и дальнейшего его расчета могут понадобиться следующие величины: ординаты точек оси и верхней грани главного ребра в местах примыкания к ним вто-

ростепенных арок, на опорах и в коньке, а также углы наклона касательных к обеим кривым в этих точках.

В качестве примера приводится вычисление вышеперечисленных величин в месте примыкания одной из второстепенных арок при известных уже исходных данных: $D = 45$ м, $n = 6$; $R_ц = 12{,}2$ м; $h = 1{,}50$ м; $d = 3{,}0$ м; $b = 0{,}19$ м.

Координаты пересечений второстепенных арок с боковыми плоскостями главных ребер (см. рис. 37):

$$x_o = D/2 - \frac{b}{2\,tg\frac{\pi}{n}}$$

$$x_i = D/2 - \frac{b}{2\sin\frac{\pi}{n}\cos\frac{\pi}{n}} - \frac{d(i-1)}{\cos\frac{\pi}{n}} \qquad (8.31)$$

здесь:

l_i – пролеты второстепенных арок

i – номер второстепенной арки; для торцевой $i = 1$.

Например, для второстепенной арки А-2: $i = 2$,

$l_2 = 18{,}817$ м

$$x_2 = 45/2 - \frac{0{,}19}{2\sin\frac{\pi}{6}\cdot\cos\frac{\pi}{6}} - \frac{3(2-1)}{\cos\frac{\pi}{6}} = 18.817$$

ордината верхней грани главной арки в рассматриваемом месте примыкания определяется по формуле 8.30.

$$y_{в2} = \sqrt{12{,}2^2 - 18{,}817^2\sin^2\frac{\pi}{6}} = 7{,}767 \text{ м}$$

угол наклона касательной в этой точке:

$$\varphi_в = \operatorname{arctg}\frac{x_2\sin^2\frac{\pi}{6}}{\sqrt{R_ц^2 - x^2\sin^2\frac{\pi}{6}}} =$$

$$= \operatorname{arctg}\frac{18{,}817\cdot\sin^2\frac{\pi}{6}}{\sqrt{12{,}2^2 - 18{,}817^2\sin^2\frac{\pi}{6}}} = 31^0{,}2$$

уравнение относительно синуса угла наклона касательной к оси главной арки в рассматриваемом сечении по формуле 8.29:

$$\left(\frac{1}{\sin^2\varphi_2} + \frac{1}{tg^2\frac{\pi}{6}}\right)\left(18{,}817 + \frac{1{,}5}{2}\sin\varphi_2\right)^2 - \frac{12{,}2^2}{\sin^4\frac{\pi}{6}} = 0$$

Решив это уравнение методом половинного деления (например, так, как это сделано в Приложении I), получим $\sin \varphi_{02} = 0{,}54$ и $\varphi_{02} = 32{,}595^0$, а затем подставляя это значение в формулу 8.30, получим:

$$\bar{y}_2 = \sqrt{12{,}2^2 - (18{,}817 + \frac{1{,}5}{2} \sin 32{,}595^0)^2 \sin^2 \frac{\pi}{6}} = 7{,}515 \text{ м}$$

$$y_2 = 7{,}515 - \frac{1{,}5}{2} \cos 32{,}595 = 6{,}863 \text{ м}.$$

Таким же образом вычисляются аналогичные величины для остальных мест примыкания второстепенных арок, а также в коньковом сечении, координата которого

$$x_к = r_к - \frac{b}{2 \operatorname{tg} \frac{\pi}{n}} \qquad (8.32)$$

$r_к$ – радиус описанной окружности конькового кольца;
b – ширина сечения главной арки.

Точки пересечения осей главных арок с диагоналями многоугольного плана имеют абциссы:

$$x_o = R_ц - \frac{b}{2 \operatorname{tg} \frac{\pi}{n}} \qquad (8.33)$$

Они будут считаться точками опирания главных арок (на рис. 37 это точки 0).

Остальные величины для этого сечения и другие, необходимые для расчета и конструирования главных арок, приведены в табл. 8.

Подъемом главных арок впредь будет считаться разность:

$$f = y_к - y_o \qquad (8.34)$$

Ординаты точек приложения распоров второстепенных арок (см. рис. 38):

$$y_{кi} = R_ц - f_i - \frac{h_{вi}}{2} - y_o \qquad (8.35)$$

Таблица 8

№ точки	x м	sin φ	φ	y	$y_в$
	I	2	3	4	5
0	22,336	0,8I27	0,9487	3,676	4,88
I	22,28I	0,8064	0,938I	3,752	4,943
2	I8,8I7	0,5397	0,570I	6,863	7,747
3	I5,353	0,3859	0,3962	8,655	9,466
4	II,889	0,2747	0,2783	9,860	I0,640
5	8,425	0,I843	0,I854	I0,673	II,436
6	4,96I	0,I050	0,I052	II,I78	II,932
7	I,585	0,033I	0,033I	II,4II	I2,I62
K	0	0	0	II,4II	I2,2

Подъем диагональных арок:

$$f = y_к - y_о = II,4II - 3,676 = 7,74 \text{ м} \qquad (8.36)$$

8.5. Расчет диагональных арок.

Определив координаты точек приложения распоров второстепенных арок и очертание осей диагональных ребер, можно уточнить значения возникающих расчетных усилий.

Нагрузки на диагональные арки.

Интенсивность постоянной равномерно распределенной нагрузки от собственного веса арки:

$$g_{сва} = h b \gamma_д n \cdot S/D = I,5 \cdot 0,I9 \cdot 5 \cdot I,I \cdot I,07 = I,68 \text{ кН/пм} \qquad (8.37)$$

где: $\gamma_д$ – удельный вес древесины;
n – коэффициент перегрузки;
$S/D = 1,07$ – приближенное значение отношения длины оси диагональной арки к ее пролету;

Сосредоточенные нагрузки - опорные реакции второстепенных арок, приложенные в местах их присоединения к диагональным:

- от постоянной нагрузки:

$$P_i^{п} = 2\,A_{iв}^{п}$$
$$T_i^{п} = 2\,H_{iв}^{п}\sin\frac{\pi}{n} \qquad (8.38)$$

- от снеговой нагрузки:

$$P_i^{с} = p_в \cdot \bar{I}_i$$
$$T_i^{с} = \frac{p_в I_i}{4 f_i}\sin\frac{\pi}{n} \qquad (8.39)$$

Для дальнейших вычислений удобно поместить начало координат в точку О (см. рис. 37). Соответствующие координаты осей диагональных арок, а также значения расчетных сосредоточенных нагрузок приведены в таблице 9.

Собственный вес диагональных арок вызывает реакции:

$$A^{св} = Б^{св} = \frac{g_{св} D}{2} = \frac{I{,}68 \cdot 45}{2} = 37{,}8\ кН \qquad (8.40)$$

$$H^{св} = \frac{g_{св} D^2}{8 f} = \frac{I{,}68 \cdot 45^2}{8 \cdot 7{,}74} = 54{,}98\ кН \qquad (8.4I)$$

Реакции от постоянной вертикальной нагрузки:

$$A^{п} = Б^{п} = \sum_{i=1}^{7} P_{пi} = I50{,}46 + 95{,}34 + 70{,}93 + 52{,}43 + 36{,}I8 + 20{,}98 + 20 = 446{,}3I\ т \qquad (8.42)$$

$$H^{п} = \frac{I}{f}\left[A^{п} \cdot \frac{D}{2} - \sum_{i=1}^{7} P_i^{п}\left(\frac{D}{2} - x_i\right)\right] = \qquad (8.43)$$

$$= \frac{I}{7{,}74}\left[446{,}3I\ \frac{45}{2} - I50{,}46\left(\frac{45}{2} - 0{,}055\right) -\right.$$

$$- 95,34\ (\tfrac{45}{2} - 3,5I9) - 70,93\ (\tfrac{45}{2} - 6,983) -$$

$$- 52,43\ (\tfrac{45}{2} - I0,447) - 36,I8\ (\tfrac{45}{2} - I3,9II) -$$

$$- \ 20,98\ (\tfrac{45}{2} - I7,375) - 20\ (\tfrac{45}{2} - 20,75)] = 345,I \text{ т}$$

Реакции от полной снеговой нагрузки:

$$A^c = Б^c = \sum_{i=1}^{7} P_i^c = I47,05 + I24,I9 + I0I,33 + \quad (8.44)$$

$$+ 78,46 + 55,6 + 32,74 = 539,37 \text{ т}$$

$$H^c = \frac{I}{f}\ [A^c \cdot \frac{D}{2} - \sum_{i=1}^{7} P_i^c\ (\frac{D}{2} - x_i)] = \quad (8.45)$$

$$= \frac{I}{7,74}\ 539,37 \cdot \frac{45}{2} - I47,05\ (\frac{45}{2} - 0,055) -$$

$$- 95,34\ (\tfrac{45}{2} - 3,5I9) - 70,93\ (\tfrac{45}{2} - 6,983) -$$

$$- 52,43\ (\tfrac{45}{2} - I0,447) - 36,I8\ (\tfrac{45}{2} - I3,9II) -$$

$$- 20,98\ (\tfrac{45}{2} - I7,375) - 20\ (\tfrac{45}{2} - 20,75) = 428,5I \text{ т}$$

Реакции от односторонней снеговой нагрузки:

$$\overline{A}^c = \frac{I}{D} \sum_{i=1}^{7} P_i^c\ (D - x_i) = \frac{I}{45}\ [I47,05\ (45 - 0,055) -$$

$$- 95,34\ (45 - 3,5I9) - 70,93\ (45 - 6,983) - \quad (8.46)$$

$$- 52,43\ (45 - I0,44) - 36,I8\ (45 - I3,9II) -$$

$$- 20,98\ (45 - I7,375) - 20\ (45 - 20,75)] = 465,7I \text{ т}$$

$$Б^c = \sum_{i=1}^{7} P_i^c - \overline{A}^c = 539,37 - 465,7I = 73,66 \text{ т} \quad (8.47)$$

Таблица 9

№№ точки	x_i м	y_i м	P_i^n кН	P_i^c кН	T_i^n кН	T_i^c кН	y_{ni} м
0	0	0	–	–	–	–	–
I	0,055	0,076	I50,46	I47,05	44,I7	53,23	0,543
2	3,5I9	3,I87	95,34	I24,I9	44,83	63,86	3,7I2
3	6,983	4,979	70,93	I0I,33	46,96	70,I3	5,564
4	I0,447	6,I84	52,43	78,46	48,44	74,27	6,79I
5	I3,9II	6,997	36,I8	55,60	49,5I	76,94	7,600
6	I7,375	7,502	20,98	32,74	50,20	78,60	8,I03
7	20,75	7,735	20	–	–	–	
8	22,5	7,74	–	–	–	–	
9	24,I6I	7,735	20	–	–	–	
I0	27,625	7,502	20,98	32,74	50.20	78,60	8,I03
II	3I,009	6,997	36,I8	55,6	49,5I	76,94	7,600
I2	34,553	6,I84	52,43	78,46	48,44	74,27	6,79I
I3	38,0I7	4,979	70,93	I0I,33	46,86	70,I3	5,564
I4	4I,48I	3,I87	95,34	I24,I9	44,83	63,86	3,7I2
I5	44,945	0,076	I50,46	I47,05	44,I7	53,23	0,543
I6	0	0	–	–	–	–	–

Расчетная схема диагональной арки приведена на рис. 39.

$$\bar{H}^{c} = \frac{\bar{Б}^{c} \cdot D}{2f} = \frac{73{,}66 \cdot 45}{2 \cdot 7{,}74} = 214{,}26 \text{ т} \qquad (8.48)$$

Реакции от воздействия распоров второстепенных арок:

- постоянная нагрузка

$$А^{пр} = Б^{пр} = 0 \qquad (8.49)$$

$$Н^{пр} = \frac{1}{f} \sum_{i=1}^{6} Т_i^{п} \quad (f - y_{ki}) = \qquad (8.50)$$

$$= \frac{1}{7{,}74} \; 44{,}17 \cdot (7{,}74 - 0{,}543) +$$

$$+ 44{,}83 \; (7{,}74 - 3{,}712) + 46{,}86 \; (7{,}74 - 5{,}564) +$$

$$+ 48{,}44 \; (7{,}74 - 6{,}791) + 49{,}51 \; (7{,}74 - 7{,}6) +$$

$$+ 50{,}20 \; (7{,}74 - 8{,}103) = 81{,}93 \text{ т}$$

- полная снеговая нагрузка

$$А^{ср} = Б^{ср} = 0 \qquad (8.51)$$

$$Н^{ср} = \frac{1}{f} \sum_{i=1}^{6} Т_i^{с} \quad (f - y_{ki}) = \qquad (8.52)$$

$$= \frac{1}{7{,}74} \; 53{,}23 \; (7{,}74 - 0{,}543) + 63{,}86 \; (7{,}74 - 3{,}712) +$$

$$+ 70{,}13 \; (7{,}74 - 5{,}564) + 74{,}27 \; (7{,}74 - 6{,}791) +$$

$$+ 76{,}94 \; (7{,}74 - 7{,}6) + 78{,}6 \; (7{,}74 - 8{,}103) = 109{,}66 \text{ т}$$

- односторонняя снеговая нагрузка

$$\bar{Б}^{ср} = - \bar{А}^{ср} = - \frac{1}{D} \sum_{i=1}^{6} Т_i^{с} \; y_{ki} = \qquad (8.53)$$

$$= - \frac{1}{45} \; (\; 53{,}23 \cdot 0{,}543 + 63{,}86 \cdot 3{,}712 + 70{,}13 \cdot 5{,}564 +$$

$$+ 74{,}27 \cdot 6{,}791 + 76{,}94 \cdot 7{,}6 + 78{,}6 \cdot 8{,}103) = -52{,}94 \text{т}$$

$$\bar{H}_{Б}^{ср} = \frac{\bar{Б}^{ср} D}{2f} = - \frac{52,94 \cdot 45}{2 \cdot 7,74} = - 154,0 \qquad (8.54)$$

$$\bar{H}_{А}^{ср} = \sum_{i=1}^{6} T^{с}_{i} + \bar{H}^{ср}_{Б} = 53,23 + 63,86 + 70,13 + \qquad (8.55)$$

$$= 74,27 + 76,94 + 78,6 - 154 = 263,04 \text{ т.}$$

Суммарные реакции.

- от постоянной и полной снеговой нагрузок

$$А = А^{св} + А^{п} + А^{с} + А^{пр} + А^{ср} = \qquad (8.56)$$

$$= 37,8 + 446,31 + 539,37 + 0 + 0 = 1023,48 \text{ т}$$

$$Б = А \qquad (8.57)$$

$$Н = Н^{св} + Н^{п} + Н^{с} + Н^{пр} + Н^{ср} = 54,98 + \qquad (8.58)$$

$$+ 345,1 + 428,51 + 81,93 + 109,06 = 1019,6 \text{ т}$$

- от постоянной и односторонней снеговой нагрузок

$$\bar{А} = А^{св} + А^{п} + \bar{А}^{с} + А^{пр} + \bar{А}^{ср} = 37,8 + \qquad (8.59)$$

$$+ 446,31 + 465,71 + 0 + 52,94 = 1002,76 \text{ т}$$

$$\bar{Б} = Б^{св} + Б^{п} + \bar{Б}^{с} + Б^{пр} + \bar{Б}^{ср} = 37,8 + \qquad (8.60)$$

$$+ 446,31 + 73,66 + 0 - 52,94 = 504,84 \text{ т}$$

$$\bar{Н}_{А} = Н^{св} + Н^{п} + \bar{Н}^{с} + Н^{пр} + \bar{Н}^{ср} = 54,98 + \qquad (8.61)$$

$$+ 345,1 + 428,51 + 81,93 + 263,04 = 959,33 \text{ т}$$

$$\bar{Н}_{Б} = Н^{св} + Н^{п} + \bar{Н}^{с} + Н^{пр} + \bar{Н}^{ср} = 54,98 + \qquad (8.62)$$

$$+ 345,1 + 428,51 + 81,93 - 154,0 = 542,3 \text{ т.}$$

Изгибающие моменты

- от постоянной и полной снеговой нагрузки:

$$M = A x_i - \sum_{n=1}^{i-1} P_n^{п} \ (x_i - x_n) - \sum_{n=1}^{i-1} P_n^{с} \ (x_i - x_n) +$$

$$+ \sum_{n=1}^{i-1} T_n^{п} (x_i - x_n) + \sum_{n=1}^{i-1} T_n^{с} (x_i - x_n) -$$

$$- H y_i - \frac{g_{св} x_i^2}{2} \qquad n = i-1 \qquad (8.63)$$

- от постоянной и односторонней снеговой нагрузки:

$$\bar{M}_1 = \bar{A} x_i - \sum_{n=1}^{i-1} P_n^{п} (x_i - x_n) - \sum_{n=1}^{i-1} P_n^{с} (x_i - x_n) +$$

$$+ \sum_{n=1}^{i-1} T_n^{п} (x_i - x_n) + \sum_{n=1}^{i-1} T_n^{с} (x_i - x_n) - \qquad (8.64)$$

$$- \bar{H}_A y_i - \frac{g_{св} x_i^2}{2}$$

$$\bar{M}_2 = \bar{B} x_i - \sum_{n=1}^{i-1} P_n^{п} (x_i - x_n) + \sum_{n=1}^{i-1} T_n^{п} (x_i - x_n) -$$

$$- \bar{H}_B y_i - \frac{g_{св} x_i^2}{2} \qquad (8.65)$$

$\bar{M}_1$, $\bar{M}_2$ - изгибающие моменты в загруженной и свободной от снеговой нагрузки половинах пролета.

Нормальные силы.

- от постоянной и полной снеговой нагрузок

$$N = - [A - \sum_{n=1}^{i-1} (P_n^{п} + P_n^{с})] \sin \varphi_{oi} -$$

$$- [H - \sum_{n=1}^{i-1} (T_n^{п} + T_n^{с})] \cos \varphi_{oi} \qquad (8.66)$$

Таблица I0

Изгибающие моменты и нормальные силы в диагональных арках

№№ сеч.	x м	y м	постоянная и полная снеговая нагрузка		постоянная и односторонняя снеговая нагрузка	
			M кНм	N кН	$\bar{M}$ кНм	$\bar{N}$ кН
I	0,055	0,076	-2I,0	-I428,2	-I7,57	-I375,85
2	3,5I9	3,I87	-43I,62	-II65,0	-3I2,43	-II03,05
3	6,983	4,979	-222,56	-94I,4I	-67,I5	-877,8I
4	I0,447	6,I84	-23,39	-756,7	I32,88	-693,05
5	I3,9II	6,997	68,77	-597,I	202,28	-534,08
6	I7,375	7,502	62,02	-454	I54,I7	-39I,4I
7	20,75	7,735	-2,57	-432	33,7	-303,2
8	22,5	7,74	0			
9	24,25	7,735	-2,57	-432	-38,8	-303,2
I0	27,625	7,502	62,02	-454	-I05,42	-3I4,I7
II	3I,009	6,997	68,77	-597,I	-I73,53	-372,57
I2	34,553	6,I84	-23,39	-756,7	-252,08	-437,66
I3	38,0I7	4,979	-222,56	-94I,4I	-335,8	-5I3,63
I4	4I,48I	3,I87	-43I,62	-II65	-366,78	-607,42
I5	44,945	0.076	-2I,0	-I428,2	-I3,33	-727,7I

– от постоянной и односторонней снеговой нагрузки

$$\bar{N}_i = -\left[\bar{A} - \sum_{n=1}^{i-1}\left(P_n^n + P_n^c\right)\right]\sin\varphi_{oi} - \left[\bar{H}_A - \sum_{n=1}^{i-1}\left(T_n^n + T_n^c\right)\right]\cos\varphi_{oi} \quad (8.67)$$

$$\bar{N}_2 = -\left[\bar{B} - \sum_{n=1}^{i-1} P_n^n\right]\sin\varphi_{oi} - \left[\bar{H}_B - \sum_{n=1}^{i-1} T_n^c\right]\cos\varphi_{oi} \quad (8.68)$$

Значения расчетных усилий приведены в таблице 10.

Максимальный расчетный момент $M_{max} = -431{,}62$ кН м возникает в сечении $x = 3{,}519$ м. Ему соответствует нормальная сила $N = -1165$ кН.

Проверим напряжение в расчетном сечении (см. раздел 8.2 формулы 8.8, 8.9): значения S_o, I_o, λ, φ, F, W, R_c не изменяются. $N_o = 432$ кН, тогда:

$$\xi = 1 - \frac{N_o}{\varphi \cdot R_c \cdot F} = 1 - \frac{432000}{0{,}732 \cdot 0{,}285 \cdot 12 \cdot 10^6} = 0{,}827 \quad (8.69)$$

$$M_д = \frac{M_{max}}{\xi} = \frac{431620}{0{,}827} = 521634{,}6 \text{ Нм}$$

Напряжение в расчетном сечении:

$$б = \frac{N}{F} + \frac{M_д}{W} = \frac{1165000}{0{,}265} + \frac{521634{,}6}{0{,}07125} = 11717414 \text{ Па} = 11{,}7 \text{ МПа} < 12 \text{ МПа} \quad (8.70)$$

Устойчивость плоской формы изгиба обеспечивается раскреплением главных ребер от поворота сжатыми второстепенными арками. Это одна из особенностей пространственной работы рассматриваемой конструкции.

8.6. Расчет опорного узла.

Сечение ребра на опоре следует проверить на скалывание по клеевому шву по формуле:

$$\tau = \frac{1,5\,Q}{b\,h} \le R_{ск} \qquad (8.71)$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию;
b, h – ширина и высота сечения ребра на опоре.

Наибольшее значение поперечная сила имеет в сечении $x_I = 0,055$ м при воздействии постоянной и полной снеговой нагрузки:

$$Q_{оп} = A_o \cos\varphi_1 - H_o \sin\varphi_1 = \qquad (8.72)$$

$$= (A - P_I^{п} - P_I^{с})\cos\varphi_1 - (H - T_I^{п} - T_I^{с})\sin\varphi_1 =$$

$$= (1023 - 150,5 - 147,1)\cos 0,9381 -$$

$$- (1019,6 - 44,2 - 53,2)\sin 0,9381 = -289,5 \text{ кН}$$

Напряжение в этом сечении:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 289500}{0,19 \cdot 1,5 \cdot 10^6} = 1,52 \cdot 10^6 \text{ Па} > R_{ск} = 1,5 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Опорное сечение не способно воспринять поперечную силу, поэтому применяем вариант узла, показанный на рис. 40. Считаем, что поперечная сила на опорном конце ребра воспринимается стальной обоймой. Высота обоймы назначается такой, чтобы скалывающие напряжения могли быть восприняты сечением ребра.

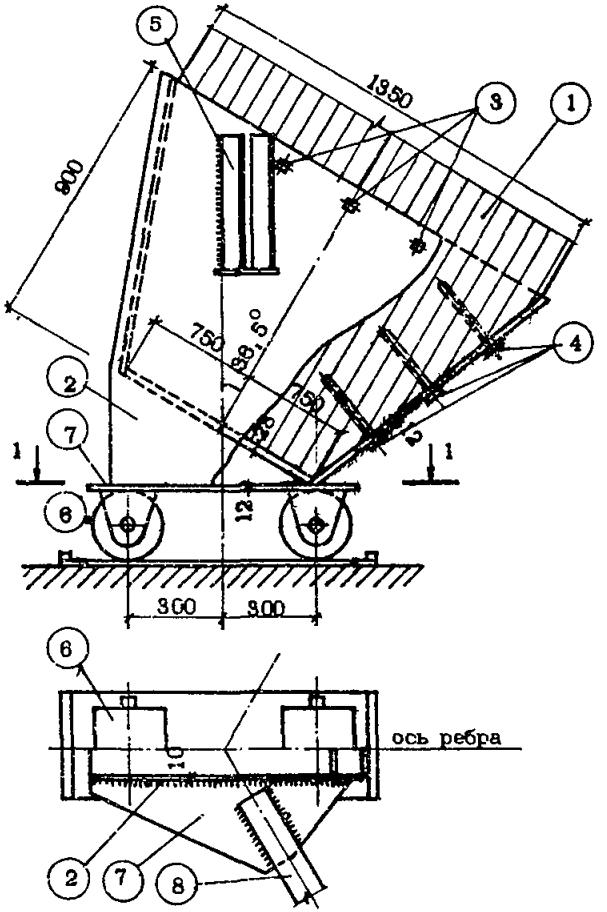
Абсцисса этого сечения определяется из соотношения:

$$x_{ов} = \frac{D}{2} - \frac{R_ц \sin\varphi_{ов}}{\sin\frac{\pi}{n}\cos\frac{\pi}{n}\sqrt{tg^2\frac{\pi}{n} + \sin^2\varphi_{ов}}} + \frac{R}{2}\sin\varphi_{ов} \qquad (8.73)$$

здесь:

$$\sin\varphi_{ов} = \frac{\tilde{Q}H + A_o\sqrt{H_o^2 + A_o^2 - \tilde{Q}}}{A_o^2 + H_o^2} \qquad (8.74)$$

$$\tilde{Q} = \frac{R_{ск} \cdot b \cdot h}{1,5} \qquad (8.75)$$



1 – ребро арки, 2 – опорный башмак, 3 – винты ⌀ 16 мм, 4 – шурупы ⌀ 20 мм, 5 – карман для опирания второстепенной арки, 6 – катки, d = 220, l = 300, 7 – нижний лист, δ = 12, 8 – опорный контур

Рис. 40. ОПОРНЫЙ БАШМАК

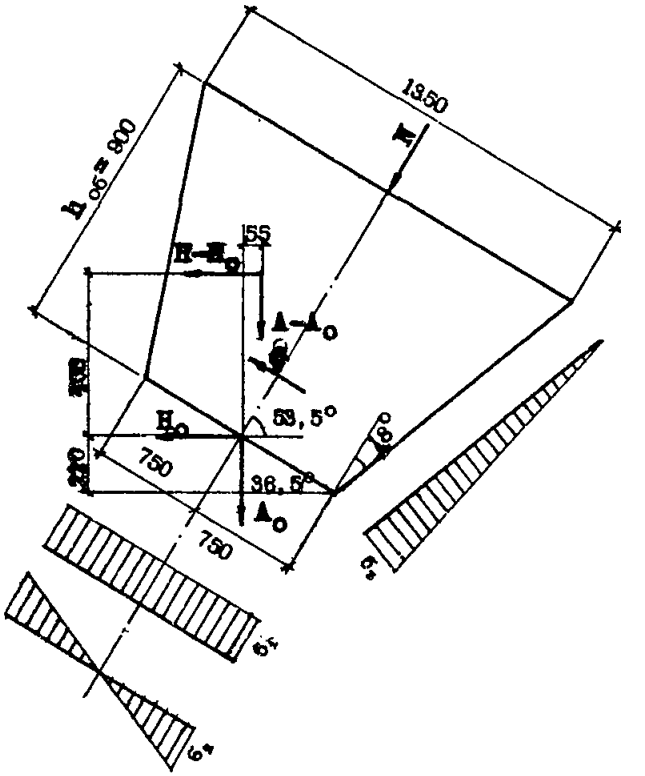


Рис. 41. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ОБОЙМЫ

Ордината сечения определяется по формуле (8.30).

Высота обоймы должна удовлетворять соотношению:

$$h_{об} \geq \sqrt{x_{об}^2 + y_{об}^2} \qquad (8.76)$$

Расчетная схема обоймы приведена на рис. 4I.

На обойму действуют:

поперечная сила $Q_{оп}$, вызываемый ею момент

$$M_{оп} = \frac{Q_{оп} \cdot h_{об}}{3} = \frac{289500 \cdot 0,9}{3} = 86850 \text{ кНм} \qquad (8.77)$$

и нормальная сила

$$N_{оп} = A_o \sin\varphi_o + H_o \cos\varphi_o = \qquad (8.78)$$

$$= (1023 - 150,5 - 147,1) \sin 0,9487 +$$

$$+ (1019,6 - 44,2 - 53,2) \cos 0,9487 = 1225,95 \text{ кН}$$

Считаем, что сила $Q_{оп}$ передается на одну пластину, сминающую ребро.

Нижняя пластина имеет размеры 0,75х0,19 м. Площадь $F = 0,19 \times 0,75 = 0,1425$ м2.

Момент сопротивления

$$W = \frac{0.75^2 \cdot 0.19}{6} = 0,0178 \text{ м3}$$

Напряжения в торце ребра от нормальной силы

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} = \frac{1225950}{0,1425} = 8,6 \cdot 10^6 \text{ Па} = 8,6 \text{ МПа} \qquad (8.79)$$

Напряжения от момента

$$\sigma_2 = \frac{M}{W} = \frac{868,50}{0,0178} = \pm 4,9 \cdot 10 \text{ Па} = \pm 4,9 \text{ МПа} \qquad (8.80)$$

$$\sigma_{max} = -\sigma_1 - \sigma_2 = -8,6 - 4,9 = -13,5 \text{ МПа} < 15,0 \text{ МПа} \quad (8.81)$$

$$\sigma_{min} = -\sigma_1 + \sigma_2 = -8,6 + 4,9 = -3,7 \text{ МПа (отрыва нет)} \quad (8.82)$$

Давление на боковую пластину от составляющей $Q_{см}$, нормальной к пластине

$$\sigma_3 = \frac{2\,Q_{см}\cos^2\beta}{h_{ск}\,b} = \frac{2 \cdot 289500}{0,9 \cdot 0,19} = 3055833,3 \text{ Па} = 3,2 \text{ МПа} \quad (8.83)$$

Смятие древесины происходит под углом 72°. Допускаемое напряжение

$$R_{см\,72^\circ} = \frac{150}{1 + (\frac{150}{30} - 1)\sin^3 72^\circ} = 3,4 \text{ МПа}$$

Нижняя пластина работает на давление $\sigma_1 = 8,6$ МПа. Отношение длины пластины к ее ширине > 2, поэтому плита рассчитывается как балка на двух опорах.

$$M = \frac{0,19^2}{8} \cdot 8,6 \cdot 10^6 = 38807,5 \text{ Нм/м}$$

$$\delta = \frac{\sqrt{38807,5}}{7173} = 0,0275 \text{ м, принимаем толщину пластины: } = 2,8 \text{ мм.}$$

Пластина приварена по контуру к вертикальным и боковым листам угловыми швами (и вертикальным – снизу). Максимальное давление на шов:

$$N_ш = 8,6 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,19}{2} = 0,817 \cdot 10^6 \text{ Н/м}$$

Требуется высота шва

$$K_f = \frac{817000}{0,7 \cdot 180,0 \cdot 10^6} = 0,0065 \text{ м, принимаем } K_f = 8 \text{ мм.}$$

Боковую пластину рассчитываем также на давление

$$\sigma_{ср} = \frac{\sigma_з}{2} = \frac{3,2}{2} = 1,6 \text{ МПа} \qquad (8.84)$$

$$M = \frac{0,19^2 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{8} = 7220 \text{ Нм/м}$$

Требуемая толщина пластины $\delta = \sqrt{\frac{7920}{7173}} = 0,0118$ м, принимаем $\delta = 14$ мм.

Давление на 1 п.м шва

$$N_ш = \frac{\sigma_{ср} \cdot 0,19}{2} = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 0,19}{2} = 152 \text{ кН/м}.$$

Шов конструктивный $к_f = 6$.

Определяем расстояние между катками.

На обойму действует опрокидывающий момент от распора (рис. 41)

$$M_{оп} = H \cdot 0,22 + (H - H_0)(0,4 + 0,22) - (A - A_0) \cdot 0,055 =$$

$$= 1019,6 \cdot 0,2 + 974 \cdot (0,4 + 0,22) - 297,6 \cdot 0,055 =$$

$$= 224,31 + 60,39 - 16,37 = 268,3 \text{ кНм} \qquad (8.85)$$

и удерживающий момент

$$M_{уд} = \frac{A \cdot l_к}{2} = \frac{10230}{2} \cdot l_к = 511,5 \text{ кНм} \qquad (8.86)$$

Принимая отношение $M_{уд}/M_{оп} = 1,2$, определим

$$l_к = \frac{1,2\, M_{оп}}{M_{уд}} = \frac{1,2 \cdot 268,3}{511,5} = 0,63 \text{ м, принимаем} \qquad (8.87)$$

$$= 60 \text{ см}$$

Ввиду того, что опорная реакция передается на катки за счет работы обоймы на изгиб в вертикальной плоскости, верхняя кромка ее должна быть присоединена к ребру.

Боковые наклонные пластины конструктивно присоединяются к ребру шурупами.

Опорный контур.

Усилие в опорном контуре

$$N_{ок} = \frac{H}{2\sin\frac{\pi}{n}} = \frac{1019,6}{2\sin\frac{\pi}{6}} = 1019,6 \text{ кН}$$

Применяем сталь I4.Г.2 с $R_y = 310$ МПа

Требуемая площадь сечения

$$F = \frac{N_{ок}}{R_y} = \frac{1115000}{310 \cdot 10^6} = 0,0036 \text{ м}^2$$

Принимаем сечение опорного контура

$$h_{ок} \cdot b_{ок} = 0,14 \cdot 0,03 \text{ м}$$

$$F_{ок} = 0,14 \cdot 0,03 = 0,0042 \text{ м}^3$$

Напряжение, возникающее в опорном контуре

$$\sigma_{ок} = \frac{1115000}{0,0042} = 265,5 \cdot 10^6 \text{ Па} = 265,5 \text{ МПа} < 310 \text{ МПа}$$

Закрепление контура на стене для передачи на нее сдвигающих усилий (см. п. 4.8), равных максимальному распору от односторонней снеговой нагрузки, располагаем по середине длины контура между башмаками и совмещаем с его стыком (рис. 10 сеч. а-а).

Толщина горизонтального листа башмака определяется из условий растяжения силой $N_{ок}$

Длина листа (рис. 8.8) $l \cong 70$ см.

Требуемая его толщина:

$$\delta = \frac{N_{ок}}{l R_и} = \frac{1115000}{0,7 \cdot 210 \cdot 10^6} = 0,00076 \text{ м} =$$

$$= 7,6 \text{ мм} \qquad (8.88)$$

Принимаем $\delta = 12$ мм.

Принимаем высоту швов, присоединяющих опорный контур к башмаку: κ_f = I4 мм

Требуется длина швов:

$$I_ш = \frac{N_{ок}}{\kappa_f \cdot 0{,}7\, R_y} = \frac{III500}{0{,}0I4 \cdot 0{,}7 \cdot 2I5 \cdot I0^6} = 0{,}53 \text{ м} \qquad (8.89)$$

Принимаем $I_ш$ = 60 см – по 30 см с каждой стороны контура. Удлинение опорного контура между смежными узлами

$$\Delta = \frac{\sigma_{ок} I}{E} = \frac{2655 \cdot 22}{2{,}06 \cdot I0^5} = 0{,}0284 \text{ м} = 2{,}84 \text{ см} \qquad (8.90)$$

Нормативная нагрузка составляет от расчетной:

$$\frac{29I0}{3700} \cong 0{,}77 \text{ и } \Delta = 0{,}77 \cdot 2{,}84 = 2{,}I6 \text{ см}$$

Составляющая перемещения, нормальная плоскости стены:

$$\Delta_1 = 0{,}866\, \Delta = 0{,}866 \cdot 2{,}I6 = I{,}87 \text{ см}$$

Дополнительные напряжения контура от этого смещения

$$\sigma_д = \frac{\Delta_1}{I} \cdot \frac{I2\, E\, b_{ок}}{I} = \frac{0{,}0I87}{22} \cdot \frac{I2 \cdot 2{,}I \cdot I0^6 \cdot I0^5 \cdot 0{,}I4}{22} = I36{,}3 \text{ МПа} \qquad (8.9I)$$

Удлинение Δ_τ от температурных деформаций при условной разности температур 30^0

$$\Delta_\tau = \frac{30 \cdot 22{,}00 \cdot I{,}2}{I0^5} \cdot 0{,}866 = 0{,}69 \text{ см} \qquad (8.92)$$

Дополнительные напряжения

$$\sigma_\tau = \frac{\Delta \tau}{\Delta_1} \cdot \sigma_д = \frac{0{,}69}{I{,}87} \cdot I36{,}3 = 5{,}03 \text{ МПа} \qquad (8.93)$$

Суммарное напряжение в опорном контуре

$$\sum \sigma = \sigma_{ок} + \sigma_{д} + \sigma_{т} = 265,5 + 136,3 + 5,03 =$$
$$= 284 \text{ МПа} < 310 \text{ МПа} \qquad (8.94)$$

Остальные элементн узла рассчитываются так же, как в примере сферического купола.

8.7. Опорное коньковое кольцо (рис. 42).

В соответствии с п. 4.8 кольцо должно быть рассчитано на косой изгиб и сжатие нормальной силой от постоянной и односторонней снеговой нагрузки.

а) изгибающие моменты, действующие перпендикулярно к плоскости кольца, определяются в соответствии с п. 4.6 от поперечных сил и моментов, возникающих в месте присоединения ребра к кольцу при односторонней снеговой нагрузке.

В нашем случае $Q_д$ и $M_д$ определяются от вертикальных опорных реакций второстепенных арок, а также от их распоров T_i^c, действующих вдоль оси ребер, при загружении купола односторонней снеговой нагрузкой.

Поперечные силы от кососимметричной составляющей вертикальных воздействий определяются по формуле:

$$Q_i' = -\left(A^к - \frac{1}{2}\sum_{i=2}^{7} P_i^c\right)\cos\varphi \qquad (8.95)$$

где: φ – угол наклона касательной к оси арки;
P_i^c – см. таблицу 8.3;

$$A^к = \frac{1}{D}\sum_{i=2}^{7} P_i^c \left(\frac{D}{2} - x_i\right) \qquad (8.96)$$

В нашем случае:

$$A^к = \frac{1}{45}\left[147,05\ (22,5 - 0,055) + 124,19\ (22,5 - 3,519) + \right.$$
$$+ 101,33\ (22,5 - 6,983) + 78,46\ (22,5 - 10,447) +$$
$$\left. + 55,6\ (22,5 - 13,911) + 32,74\ (22,5 - 17,375)\right] = 196,03 \text{ кН}$$

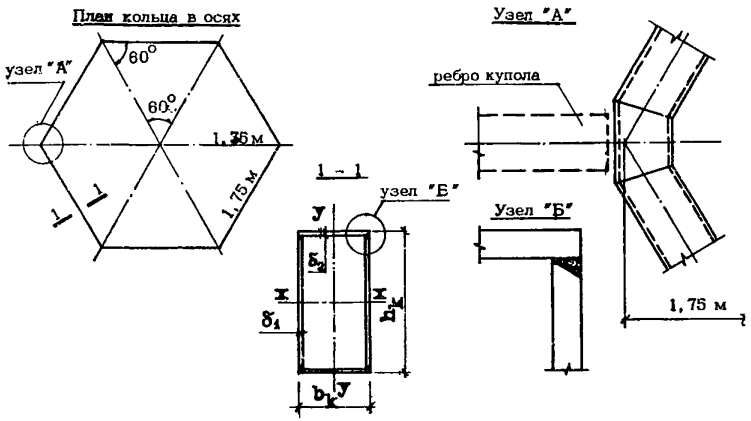


Рис. 42. ОПОРНОЕ КОНЬКОВОЕ КОЛЬЦО

$$P_i^c = 147{,}05 + 124{,}19 + 101{,}33 + 78{,}46 + 55{,}6 + 32{,}74 = 539{,}37 \text{ кН}$$

$$Q_i' = -(196{,}03 - 539{,}37/2) = 73{,}655 \text{ кН}.$$

Поперечные силы от односторонне приложенных распоров второстепенных арок, нагруженных полной снеговой нагрузкой:

$$Q_{ni}'' = -\bar{A}^{cp}\cos\varphi + \bar{H}_A^{cp}\sin\varphi \quad \text{– для свободной от нагрузки половины арки} \qquad (8.97)$$

$$Q_{np_i}'' = -\bar{B}^{cp}\cos\varphi + (\bar{H}_B^{cp} - \sum_{i=2}^{6} T_i^c)\sin\varphi \quad \text{– для загруженной половины} \qquad (8.98)$$

В данном случае:

$\bar{A}^{cp} = \bar{B}^{cp} = 52{,}94$ кН (см. формулы 8.53 ÷ 8.55)

$\bar{H}_A^{cp} = 263{,}04$ кН; $\bar{H}_B^{cp} = -154{,}0$ кН

Воздействие распоров второстепенных арок уменьшает поперечные силы Q_a и отвечающие им моменты M_a, полученные от вертикальных воздействий.

Расчетная величина $Q_a = Q'_a - Q''_a = 73,655 - 52,94 = 20,715$.

$$M_a = Q_a r_к = 20,71 \cdot 1,75 = 36,25 \text{ кНм} \qquad (8.99)$$

В соответствии с табл. 4 максимальный изгибающий момент в кольце

$$M_x = \frac{M_a (к+2) \sin \frac{\pi}{6}}{(к+1)} \qquad (8.100)$$

Задаемся сечением кольца (рис. 4 2):

$h_к = 0,26$ м

$b_к = 0,20$ м

$\delta_1 = \delta_2 = 0,01$ м. δ_1, δ_2 - толщина стенки и полки соответственно.

$$J_x = \frac{0,26^3 \cdot 0,20 - 0,24^3 \cdot 0,18}{12} = 8,557 \cdot 10^{-5} \cdot м^4$$

$h_o = h_к - \delta_1$

$b_o = b_к - \delta_2$

$$W_x = \frac{8,557 \cdot 10^{-5}}{0,26 \cdot 0,5} = 0,000658 \text{ м}^3$$

$$J_y = \frac{0,20^3 \cdot 0,26 - 0,18^3 \cdot 0,24}{12} = 4,336 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$$

$$W_y = \frac{4,336 \cdot 10^{-5}}{0,5 \cdot 20} = 0,0004336$$

$$F = 2 (0,26 + 0,18) \cdot 0,01 = 0,0088 \text{ м}^2$$

$$J_к = \frac{h_o^2 \cdot b_o^2 \cdot \delta_1 \cdot \delta_2}{h_к \delta_2 + b_к \delta_1 - \delta_1^2 - \delta_2^2} =$$

$$= \frac{0,25^2 \cdot 0,19^2 \cdot 0,012 \cdot 0,012}{0,24 \cdot 0,012 + 0,18 \cdot 0,012 - 0,012^2 - 0,012^2} =$$

$$= 6,837 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$$

$$K = 0,381 \frac{J_{кр}}{J_x} = 0,381 \cdot \frac{6,837 \cdot 10^{-5}}{8,557 \cdot 10^{-5}} = 0,304$$

Тогда:

$$M_x = \frac{36,25 \cdot (0,304 + 2) \cdot 0,5}{(0,304 + 1)} = 32,05 \text{ кНм.}$$

б) Изгибающий момент, действующий в плоскости кольца по табл. 3 ,равен:.

$$M_y = M_o = 0,145\ \bar{H}_I R \qquad (8.101)$$

где $\bar{H}_I$ – распор, приложенный к кольцу от односторонней снеговой нагрузки:

$$H_I = \bar{H}^c - \bar{H}^{cp} = 228,6 - 137,71 = 90,89 \text{ кН} \qquad (8.102)$$

$$M_y = 0,145 \cdot 90,89 \cdot 1,75 = 22,98 \text{ кНм}$$

Распор от постоянной и односторонней снеговой нагрузки

$$\bar{H} = H^{св} + H^{н} + H_I = 49,4 + 353,08 + 90,89 = 493,37 \text{ кН.}$$

Напряжения в кольце:

$$\sigma_1 = \frac{M_x}{W_x} = \frac{32050}{0,000658} = 48,71 \cdot 10^6 \text{ Па} = 48,7 \text{ МПа}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_y}{W_y} = \frac{22980}{0,0004336} = 53,0 \cdot 10^6 \text{ Па} = 54 \text{ МПа} \qquad (8.103)$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{F \cdot \varphi} = \frac{493370}{0,00880 \cdot 0,95} = 59,0 \cdot 10^6 \text{ Па} = 60 \text{ МПа}$$

$$\text{Итого } \sum\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 48,7 + 53 + 59 = 160 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа} \qquad (8.104)$$

Проверка на кручение (см. табл. 4.2)

$$M_{кр} = -0,866 M_a \frac{\kappa}{\kappa + 1} = -0,866 \cdot 32050 \cdot \frac{0,304}{0,304 + 1} =$$

$$= -6470,6 \text{ Нм} \qquad (8.105)$$

Момент сопротивления кручению

$$W_{кр} = 2\, h_o\, b_o\, \delta = 2 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}19 \cdot 0{,}01 = 0{,}99104\ м^3 \quad (8.106)$$

$$\tau = \frac{M_{кр}}{W_{кр}} = \frac{6470{,}6}{0{,}001040} = 6221693\ Па = 6{,}2\ МПа \quad (8.107)$$

Соединение вертикальных и горизонтальных элементов между собой выполняется встык с подваркой корня или с прокладкой по ГОСТ 5264-80.

Минимальная допустимая толщина стенки определяется по табл. 28 п. 7.15 норм проектирования стальных конструкций [4].

Радиус инерции $i_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{8{,}557 \cdot 10^{-5}}{0{,}0088}} = 9{,}87 \cdot 10^{-2}$ м

Радиус инерции $i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{4{,}336 \cdot 10^{-5}}{88 \cdot 10^{-4}}} = 7 \cdot 10^{-2}$ м

Расчетная длина $l_p = 1{,}75$ м

Гибкость $\lambda_x = \frac{1{,}75}{9{,}87 \cdot 10^{-2}} = 17{,}97 \qquad \varphi_x \cong 1$

Приведенная гибкость $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{17{,}9}{10\sqrt{10}} = 0{,}56 < 0{,}8$

Приведенный эксцентриситет $m_x = l_x \frac{F}{W_x} =$

$$= \frac{502 \cdot 88}{56{,}4 \cdot 658} = 1{,}19$$

по табл. 28 [4] для этих сооружений.

$$\frac{h_{ст}}{t} = 1{,}3 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1{,}3 \cdot 10\sqrt{10} = 41{,}6$$

и $$t_{min} = \frac{h_{ст}}{41{,}6} = \frac{0{,}26 - 0{,}02}{41{,}6} = 0{,}006\ м < 0{,}01\ м$$

$$\lambda_y = \frac{1{,}75}{7 \cdot 10^{-2}} = 25; \quad \varphi_y = 0{,}95$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{25}{10\sqrt{10}} = 0{,}78 < 0{,}8$$

$$m_y = I_y \frac{F}{W_y} = \frac{188}{433{,}6} = 0{,}68 < 1{,}0$$

$$t_{min} = \frac{20}{32} = 0{,}62 < 1{,}0 \text{ см}$$

8.8. Расчет кармана (п. 5.9, рис. 15)

Выполняем для второстепенной арки А-3, пролетом $l_3 = 15{,}6$ м со стрелой подъема $f_3 = 2{,}75$ м. Сеч. арки 32х14 см.

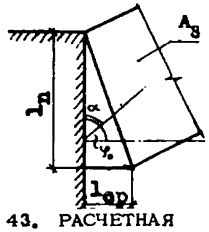


Рис. 43. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА УЗЛА ПРИМЫКАНИЯ ВТОРОСТЕПЕННОЙ АРКИ К ГЛАВНОЙ

Опорная реакция $A_{в3} = 85$ кН
Распор $H_{в3} = 120$ кН
Угол наклона касательной к оси этой арки в точке примыкания к ребру купола
$\varphi_o = 40^0$ $\sin\varphi_o = 0{,}643$
$\cos\varphi_o = 0{,}756$

Угол между направлением волокон арки и опорной реакции $\alpha = 90^0 - 40^0 = 50^0$.

$$R_{см\alpha} = \frac{R}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см}} - 1\right)} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) 0{,}766^3} =$$

$$= 5{,}36 \text{ МПа}$$

Пластина 1.

Требуемая площадь по условиям смятия торца арки

$$F_{пл} = \frac{A_{в3}}{R_{см\alpha}} = \frac{85000}{5{,}36 \cdot 10^6} = 0{,}0162 \text{ м}^2 \qquad (8.108)$$

При ширине арки I4 см средняя длина пластинки

$$l_{ср} = \frac{l'_к + l''_к}{2} = \frac{0{,}0I62}{0{,}I4} = 0{,}II6 \text{ м} \approx I2 \text{ см}$$

Угол между осями ребра и второстепенной арки $\gamma = 60^0$ (см. рис. I5 - внизу), тогда длинная сторона пластины

$$l'_к = I2 + \frac{I4\sin 60^0}{2} = I2 + 3{,}5 = I5{,}5 \text{ см}$$

Принимаем $l'_к = I6$ см (ширина пластины 2 по низу).

Пластину I рассчитываем, как прямоугольную с размерами = I2xI4 см, опертую по трем сторонам и свободной четвертой.

$$F_п = 0{,}I2 \cdot 0{,}I4 = 0{,}0I68 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{ср} = \frac{85000}{0{,}0I68} = 5{,}2 \text{ МПа} ; \quad \frac{b_п}{l_{ср}} = \frac{I4}{I2} = I{,}I7.$$

Для этого соотношения в соответствии с (I0) максимальный изгибающий момент

$$M_y = 0{,}085 \cdot \sigma_{ср} l = 0{,}085 \cdot 5{,}2 \cdot 0{,}I4 = 8663 \text{ Нм}$$

Требуемая толщина

$$\delta = \frac{\sqrt{M_y}}{7I73} = \frac{\sqrt{8663}}{7I73} = 0{,}0I3 \text{ м} = I3 \text{ мм}, \text{ принимаем } \delta = I4 \text{ мм}$$

Толщина пластины 3 назначается конструктивно:

$$\delta_3 = 0{,}7 \cdot \delta_2 = 0{,}7 \cdot I{,}2 = 0{,}84 \sim 0{,}8 \text{ см}$$

Шурупы 5 воспринимают усилие $H_Г = H_I \cos\gamma = I2 \cdot 0{,}5 =$ = 60 кН.

Угол наклона касательной к ребру арки $\beta = 22^0 < 30^0$. Допускаемое усилие на шуруп $T_н = 2{,}50\ d^2$; принимаем $d = 2$ см.

$$T_н = 2{,}50 \cdot 0{,}02^2 = I0{,}000 \text{ Н}.$$

Требуется $n = \frac{60000}{I0000} = 6$ шурупов.

Пластина 4

Опорная реакция от двух арок $2xA_{в3} = 2 \cdot 87 = 174$ кН

Нагрузка нормальная к пластине

$$N_{п} = 2A\cos\beta = 174 \cdot \cos 22^{0} = 161{,}33 \text{ кН} \qquad (8.109)$$

В соответствии с рекомендациями п. 5.7, напряжение смятия в древесине под пластиной:

$$\sigma_{см\,ср} = 0{,}75 \cdot 3{,}0 = 2{,}25 \text{ МПа}$$

и длина пластины

$$a = \frac{161330}{0{,}19 \cdot 2{,}25 \cdot 10^{6}} = 0{,}38 \text{ м}$$

Скатная составляющая

$$N_{ск} = 2A\sin\beta = 174{,}0 \cdot 0{,}374 = 65{,}18 \text{ кН} \qquad (8.110)$$

Ставим шурупы Ø 2 см, требуемое число их

$$n = \frac{N_{ск}}{T_{и}} = \frac{65{,}180}{10000} = 7 \text{ шт.} \qquad (8.111)$$

Ставим 8 шурупов в два ряда, длина пластины равна 60 см. Среднее напряжение смятия

$$\sigma_{ср} = \frac{161330}{0{,}0840} = 1{,}92 \text{ МПа}$$

Изгибающий момент в пластине

$$M = \frac{\sigma_{ср}\, b_{ар}}{12} = \frac{1{,}92 \cdot 10^{6} \cdot 0{,}19^{2}}{12} = 5776 \text{ Нм/м} \qquad (8.112)$$

Требуемая толщина

$$\delta = 2{,}02\sqrt{\frac{M}{R_{у}}} = 2{,}02\sqrt{\frac{5776}{215 \cdot 10^{6}}} = 0{,}0106 \text{ м}$$

Принимаем $\delta = 1{,}2$ см.

Сварные швы, присоединяющие пластину 3 к пластине 4, должны воспринять опорную реакцию А = 87 кН.

ПРОГРАММА ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ РАЗВЕРТОК СФЕРИЧЕСКИХ И СОМКНУТЫХ КУПОЛОВ

На основании расчета п. 6.8 составлена программа " KUPOL " на языке Бейсик, выходные данные которой позволяют строить развертки секторов сферических и сомкнутых куполов различной геометрии, с произвольным числом ребер и с учетом вентиляционной или осветительной шахты. Логическая схема программы приведена на рис. 44.

Программа состоит из двух модулей - главного и подпрограммы. В главном модуле осуществляется открытие выходного файла на диске, интерактивный ввод исходных данных и их вывод на дисплей, вычисление геометрических параметров R_a, R_1, D_1, f_1, l_o, α , а также с помощью цикла - массивов выходных величин φ_i, l_i, g_i. ($i = I, \ldots m$). На каждом шаге цикла выполняется обращение к подпрограмме, реализующей решение трансцедентного уравнения (6.6) относительно φ_i методом половинного деления. Предварительно задаются границы интервала ξ и ψ для φ_i и точность решения ε . Поскольку значения углов наклона панелей φ_i монотонно уменьшаются (рис. 23 б), правая граница интервала ψ на каждом шаге цикла понижается до предыдущей величины φ .

Условием выхода из цикла является выражение (6.7). Если конечное значение индекса K меньше требуемого числа панелей m , то на дисплей выводится сообщение: "Необходимо увеличить K !", и программа ждет ввода нового значения K, которое должно быть больше предыдущего. Затем выполнение расчета продолжается.

В зависимости от величины радиуса вентиляционной или осветительной шахты вычисляются параметры последней панели l_m , g_m , t_m.

После окончания расчета на диске формируется файл результатов " KUP. DAT ", который состоит из исходных данных

D , f, n, t, b, h, δ_1, δ_2, r, k и массивов выходных величин φ_i, l_{i-1}, l_i, g_i (i=1,...,m), представленных в табличной форме.

Текст программы на языке Бейсик приводится ниже (стр. I20).

Для удобства пользования программой представим описание некоторых ее идентификаторов (см. табл.II).

Программа " KUPOL " реализована на микро ЭВМ ДВК - 2М.

В качестве примера, выполним построение развертки сектора сферического купола рассмотренного в разделе 7, содержащем пример расчета такого купола.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ :

D = 60	F = 10	N = 24	T =1,5	B = 0
H = 0	E1 = 0	E2 = 0	R3 = 2	K =30

РЕЗУЛЬТАТЫ СЧЕТА :

N / N	FI	L(I-1)	L(I)	G(I)
П - 1	36,2384	7,83157	7,51301	0,159279
П - 2	34,5088	7,51301	7,18755	0,16273
П - 3	32,769	7,18755	6,85545	0,166052
П - 4	31,037	6,85545	6,51703	0,169207
П - 5	29,298	6,51703	6,1726	0,172219
П - 6	27,5563	6,1726	5,82244	0,175076
П - 7	25,8172	5,82244	5,46691	0,177769
П - 8	24,0807	5,46691	5,10632	0,180293
П - 9	22,3375	5,10632	4,741	0,18266
П - 10	20,5979	4,741	4,37129	0,184854
П - 11	18,8428	4,37129	3,9975	0,186895
П - 12	17,1085	3,9975	3,62002	0,18874
П - 13	15,3584	3,62002	3,23917	0,190426
П - 14	13,6148	3,23917	2,85531	0,19193
П - 15	11,8698	2,85531	2,4688	0,193256
П - 16	10,1224	2,4688	2,07999	0,194405
П - 17	8,36774	2,07999	1,68924	0,195376
П - 18	6,63127	1,68924	1,29692	0,196158
П - 19	4,87308	1,29692	0,903391	0,196785
П - 20	3,12658	0,903391	0,522105	0,190643

T(M) = 1,44808

На рис.45 изображена развертка, построенная на основе полученных результатов.

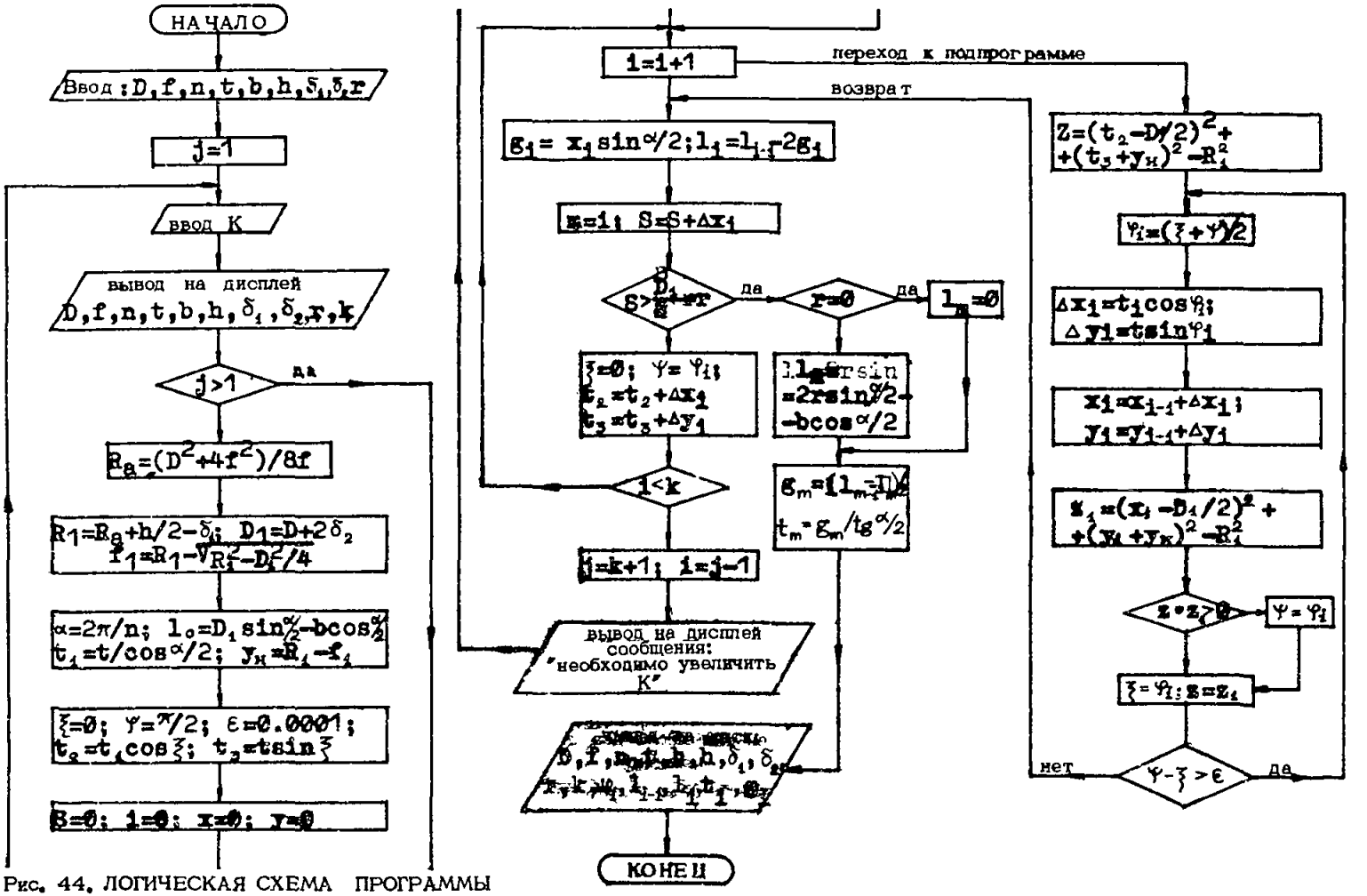


Рис. 44. ЛОГИЧЕСКАЯ СХЕМА ПРОГРАММЫ

```
10  PRINT / ****************************************** /
20  PRINT / *   ГЕОМЕТРИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КУПОЛА        * /
30  PRINT / *   ИМЯ ПРОГРАММЫ  - KUPOL.BAS           * /
40  PRINT / *   ИМЯ ФАЙЛА РЕЗУЛЬТАТОВ  - KUP.DAT    * /
50  PRINT / ****************************************** /
60  PRINT
70  OPEN ' M 1:KUP ' FOR OUTPUT AS FILE #1
80  REM
90  PRINT '      ВВЕДИТЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ : '
100 PRINT
110 PRINT ' D -  ОСЕВОЙ ДИАМЕТР КУПОЛА, М'; \ INPUT D
120 PRINT
130 PRINT ' F -  СТРЕЛА ПОДЪЕМА В ОСЯХ, М'; \ INPUT F
140 PRINT
150 PRINT ' N -  ЧИСЛО РЕБЕР'; \ INPUT N
160 PRINT
170 PRINT ' T -  ШИРИНА ПАНЕЛИ В ОСЯХ , М'; \ INPUT T
180 PRINT
190 PRINT ' B -  ШИРИНА РЕБРА , М'; \ INPUT B
200 PRINT
210 PRINT ' H -  ВЫСОТА РЕБРА , М'; \ INPUT H
220 PRINT
230 PRINT ' E1 -  СМЕЩЕНИЕ ПО НОРМАЛИ  ,М'; \ INPUT E1
240 PRINT
250 PRINT ' E2 - СМЕЩЕНИЕ ПО ГОРИЗОНТАЛИ  ,М'; \ INPUT E2
260 PRINT
270 PRINT ' R3 -  РАДИУС ШАХТЫ  , М'; \ INPUT R3
280 PRINT \ J = 1
290 PRINT ' K -  ПАРАМЕТР, ПРЕВЫШАЮЩИЙ ЧИСЛО ПАНЕЛЕЙ  М';
300 INPUT K \ PRINT
310 PRINT '  КОНТРОЛЬНАЯ ПЕЧАТЬ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ '
320 PRINT
330 PRINT ' D='; D, 'F='; F, 'N='; N, 'T='; T, 'B='; B
340 PRINT
350 PRINT ' H='; H, 'E1='; E1, 'E2='; E2, 'R3='; R3, 'K='; K
360 PRINT
370 IF J>1 GO TO 600
380 PRINT ' ------ ХОД РАСЧЕТА : ------ '
390 PRINT
400 DIM L(50), G(50), F7(50)
410 R=(D*D+4*F*F)/(8*F)
420 REM
430 REM  ПЕРЕХОД К КОНСТРУКТИВНЫМ РАЗМЕРАМ
440 R1=R+H/2-E1 \ R2=R1*R1
450 D1=D+2*E2
460 F1=R1-SQR(R2-D1*D1/4)
470 REM
480 A=2*PI/N \ A1=A/2
490 L(0)=D1*SIN(A1)-B/COS(A1)
500 T1=T/COS(A1) \ Y0=R1-F1 \ D3=D1/2
510 REM
520 REM  ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИИ ПАНЕЛЕЙ
530 REM  ИНТЕРВАЛ ДЛЯ УГЛА  F7 - [K1,K2];
540 REM E - ТОЧНОСТЬ СЧЕТА;
550 REM S>D3-R3 -  УСЛОВИЕ ВЫХОДА ИЗ ЦИКЛА
```

```
560 REM
570 K1=0 \ K2=PI/2 \ E=1.000000E-04
580 S=0 \ X=0 \ Y=0
590 T2=T1*COS(A3) \ T3=T*SIN(A3)
600 FOR I=J TO K
610 PRINT / ТЕКУЩИЙ ШАГ ЦИКЛА  I=/;I
620 GOSUB 1050
630 REM
640 G(I)=X1*SIN(A1)
650 L(I)=L(I-1)-2*G(I)
660 M=I
670 S=S+X1
680 F7(I)=F7*180/PI
690 IF S>D3-R3 GO TO 790
700 K1=0 \ K2=F7
710 T2=T2+X1 \ T3=T3+Y1
720 X=X+X1 \ Y=Y+Y1
730 NEXT I
740 PRINT
750 PRINT / НЕОБХОДИМО УВЕЛИЧИТЬ K ! /
760 PRINT
770 J=K+1
780 GO TO 290
790 IF R3=0 GO TO 820
800 L(M)=2*R3*SIN(A1)-B*COS(A1)
810 GO TO 830
820 L(M)=0
830 G(M)=(L(M-1)-L(M))/2
840 T4=G(M)/(SIN(A1)/COS(A1))
850 PRINT
860 PRINT / КОНЕЦ СЧЕТА; ВЫВОД НА ДИСК  (KUP. DAT)/
870 PRINT #1,/ /
880 PRINT #1,/                    ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ : /
890 PRINT #1,/ /
900 PRINT #1,/D=/;D,/F=/;F,/N=/;N,/T=/;T,/B=/;B
910 PRINT #1,/H=/;H,/E1=/;E1,/E2=/;E2,/E3=/;E3,/K=/;K
920 PRINT #1,/ /
930 PRINT #1,/                    РЕЗУЛЬТАТЫ СЧЕТА : /
940 PRINT #1,/ /
950 PRINT #1,/N / N',/ FI/,/ L(I-1)/,/ L(I)/,/ G(I)/
960 PRINT #1,/ /
970 FOR I=1 TO M
980 PRINT #1,/ П - /;I,F7(I),L(I-1),L(I),G(I)
990 NEXT I
1000 PRINT #1,/ /
1010 PRINT #1,TAB(15);/T(M)=/;T4
1020 PRINT #1,/ /
1030 GO TO 1170
1040 REM
1050 REM  ПОДПРОГРАММА РЕШЕНИЯ ТРАНСЦЕНДЕНТНОГО
1060 REM  УРАВНЕНИЯ ОТНОСИТЕЛЬНО F7
1070 REM
1080 Z=(T2-D3)^2+(T3+Y0)^2-R2
1090 F7=(K1+K2)/2
1100 X1=T1*COS(F7) \ Y1=T*SIN(F7)
1110 Z1=(X+X1-D3)^2+(Y+Y1+Y0)^2-R2
```

```
1120 IF Z*Z1>0 GO TO 1140
1130 K2=F7 \ GO TO 1150
1140 K1=F7 \ Z=Z1
1150 IF ABS(K2-K1)>E GO TO 1090
1160 RETURN
1170 END
```

Таблица II

Идентификатор	Переменная
D	D
F	f
N	n
T	t
B	b
E1	δ_1
E2	δ_2
R3	r
K	k
R1	R_1
D1	D_1
F1	f_1
A	α
Y0	y
K1	$\bar{y}$
K2	$\bar{\bar{y}}$
E	ε
X1	Δx_i
Y1	Δy_i
X	x_i
Y	y_i
F7(I)	φ_i
L(I)	l_i
G(I)	g_i
T4	t_m

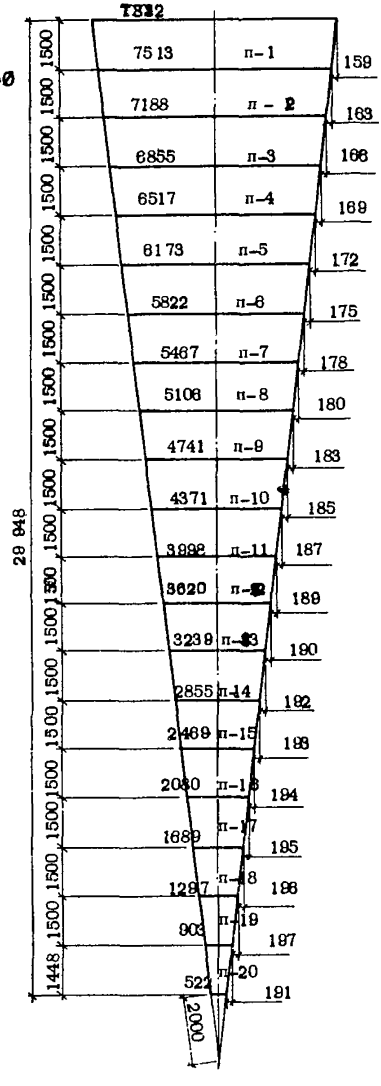


Рис. 45. РАЗВЕРТКА СЕКТОРА СФЕРИЧЕСКОГО КУПОЛА

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СБОРНЫХ РЕБРИСТЫХ КЛЕЕНЫХ КУПОЛОВ

Технико-экономические характеристики куполов зависят от расхода древесины и стали, формы элементов, а также формы поверхности купола, влияющей на расход термоизоляционных и кровельных материалов.

Сопоставление экономичности вариантов выполняет по приведенным затратам, которые учитывают, помимо сметной стоимости конструкций, капиталовложения в производство материалов и изделий, стоимость монтажа и затраты на эксплуатацию.

Расход древесины и стали на несущие и ограждающие конструкции вариантов куполов при разных диаметрах (20 ÷ 65 м) приведены в табл.I2. В ней помимо общего расхода древесины, показан удельный расход ее на несущие конструкции, прогоны или второстепенные арки и панели покрытия.

Расходы древесины на различные варианты куполов при исходных диаметрах различаются незначительно (за исключением арочно-вспарушенного купола, требующего наименьшего расхода древесины при увеличенном расходе стали).

Следует отметить, что расход древесины на I м2 плана зала большинства куполов при диаметрах 40÷45 м - очень близки к расходам на прямоугольные залы пролетом 24 м, перекрытые типовыми балками или гнутоклееными рамами (I2,5–I4,5 см/м2), а для арочно-вспарушенного купола диаметром 45 м - при шестиугольном плане - I0 см/м2, меньше,чем для залов, перекрытых типовыми эллиптическими арками пролетом 24 м (II,5 см/м2).

Из данных таблицы следует, что, как правило, в куполах с ребрами из криволинейных элементов расход древесины несколько меньше. Однако, следует иметь в виду, что стоимость криволинейных клееных элементов на 30% выше, чем прямолинейных (а неклееная древесина, например в панелях покрытия, - в 5–6 раз дешевле клееной). Поэтому при выборе варианта расход древесины (так же как и стали) не является решающим. Выбор варианта, в основном, определяется архитектурно-планировочными

соображениями и возможностями производственной базы.

В таблице I3 на примере нескольких вариантов куполов диаметром 45÷65 м показано распределение расхода стали между отдельными частями купола. Они очень устойчивы в процентах к общему расходу при разных вариантах куполов, а также конструкции опорного контура и опорных узлов ребер.

В среднем около 35% стали расходуется на опорный контур, I6% - на опорные башмаки, 7% - на опорное коньковое кольцо, 8% - на оголовники ребер и стыковые накладки, I7% - на карманы и около I8% - на панели покрытия.

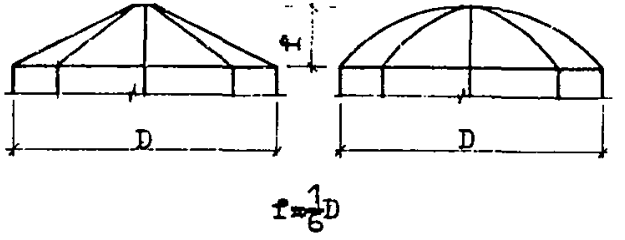
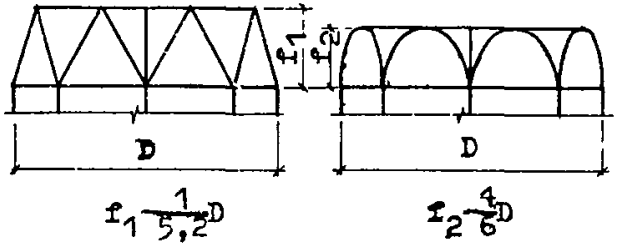
Данные табл. I2 позволяют также сделать вывод об относительной экономичности ДК при увеличении диаметра купола, так как расход древесины возрастает, примерно, пропорционально увеличению диаметра, а площадь зала вырастает пропорционально квадрату диаметра.

Таблица I2

Расход древесины и стали на I м^2 плана (для IУ снегового района)

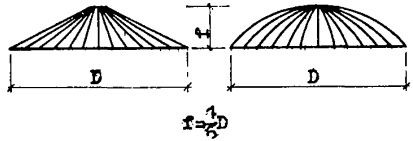
Схема и тип купола по табл. 1 и 2	Тип	Д м	Древесина см/%				Сталь кг
			V_1	V_2	V_3	V	
I	2	3	4	5	6	7	8
Шестиугольник		45	7,7/55	3,8/27	2,5/18	I4,0/I00	8,0
II V	П	30	3,5/35	3,2/32	3,3/33	I0/I00	7,0
		20	2,5/33	I,6/22	3,4/45	7,5/I00	7,0
		45	6,7/48	3,8/29	3,0/23	I3/I00	8,5
$f=\frac{1}{6}D$	У	30	3,5/35	3,0/30	3,5/35	I0/I00	7,5
		20	2,5/32	I,6/21	3,6/47	7,7/I00	7,5
III VI		45	4,0/28	7,0$^{x)}$/40	3,5/37	I4,5/I00	9,6
	Ш	30	2,8/23	4,8$^{x)}$/40	4,4/37	I2,0/I00	9,0
		45	4,0/40	2,5/25	3,5/35	I0,0/I00	I0,6
$f_1=\frac{1}{4}D$ $f_2=\frac{1}{6}D$	УI	30	4/33	3,6/30	4,4/37	I2,0/I00	I0,0

Продолжение табл. I2

I	2	3	4	5	6	7	8
Восьмиугольник		40	7,70/59	2,8/22	2,5/19	I3/I00	8,5
	II	25	3,2/38	I,8/21	3,5/41	8,5/I00	7,5
II V 		20	2,0/29	I,5/21	3,5/50	7,0/I00	7,0
		60	7,8/52	4,7/31	2,5/I7	I5,0/I00	-
		40	5,0/45	2,5/23	3,5/32	II,0/I00	8,5
	У	25	2,8/35	I,6/20	3,6/45	8,0/I00	7,5
		20	2,5/33	I,4/I9	3,6/48	7,5/I00	7,5
III VI 		60	6,4/38	7,6/45 x)	2,8/I7	I6,8/I00	-
	III	40	4,0/30	6,0/44 x)	3,5/26	I3,5/I00	-
		25	4,0/38	3,2/31 x)	3,2/31	I0,4/I00	-
	УI	65	7,0/51	3,2/23	3,5/26	I3,7/I00	II,2

Продолжение табл. I2

Круг	I	60	I0,2/65	-	5,6/35	I5,8/I00	-
		40	7,0/64	-	4,0/36	II,0/I00	8,0
	IУ	60	8,4/60	-	5,6/40	I4,0/I00	9,5
		40	6,0/60	-	4,0/40	I0,0/I00	8,0



Примечания: V_1 - расход на ребра; V_2 - расход на прогоны или второстепенные арки;
V_3 - расход на панели.

x) с учетом конькового прогона.

Таблица I3

Расход стали на элементы куполов $\frac{кг/м2}{\%}$

Часть конструкции	Типы куполов по табл. I и 2						
	II Д-45 м 6-угольн.	III Д-45 м 6-угольн.	IУ Д-60 м круг	У Д-45 м 6-угольн.	УI Д-45 м 6-угольн.	УI Д-65 м 8-угольн.	Средний %
I	2	3	4	5	6	7	8
Опорный контур	$\frac{2,75}{34}$	$\frac{3,5}{36}$	$\frac{3,45}{36}$ x)	$\frac{2,75}{34}$	$\frac{4,0}{38}$	$\frac{3,7}{33}$ x)	35
Опорные башмаки	$\frac{I,25}{I6}$	$\frac{I,3}{I3,5}$	$\frac{I,7}{I8}$	$\frac{I,25}{I6}$	$\frac{I,5}{I4}$	$\frac{2,3}{20}$	I6
Опорное коньковое кольцо	$\frac{0,6}{7,5}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,6}{6,5}$	$\frac{0,6}{7,5}$	$\frac{0,6}{5,5}$	$\frac{0,8}{7,25}$	7
Оголовники и накладки полуарок	$\frac{0,65}{8}$	$\frac{0,65}{7}$	$\frac{I,I0}{II,5}$	$\frac{0,65}{8}$	$\frac{0,6}{5,5}$	$\frac{0,8}{7,25}$	8
Карманы	$\frac{I,45}{I8}$	$\frac{I,65}{I7}$	-	$\frac{I,45}{I8}$	$\frac{I,9}{I8}$	$\frac{I,6}{I4,5}$	I7
Всего	$\frac{6,7}{8I}$	$\frac{7,8}{8I}$	$\frac{6,8}{72}$	$\frac{6,7}{84}$	$\frac{8,6}{8I}$	$\frac{9,2}{82}$	82
Панели покрытия	$\frac{I,3}{I6}$	$\frac{I,8}{I9}$	$\frac{2,6}{28}$	$\frac{I,3}{I6}$	$\frac{2,0}{I9}$	$\frac{2,0}{I8}$	I8
ИТОГО	$\frac{8,0}{I00}$	$\frac{9,6}{I00}$	$\frac{9,5}{I00}$	$\frac{8,0}{I00}$	$\frac{I0,6}{I00}$	$\frac{II,2}{I00}$	9,48

Продолжение табл.

Примечания: I. В куполах типов II, III, У и УI диаметром 45 м опорный контур железобетонный с растянутой арматурой из стали А-III: опирание опорных башмаков - непосредственно на опорный контур.

2. В куполе IУ при Д-60 м и УI при Д-65 м опорный контур из полосовой стали марки I4.Г.2. приваривается к нижнему листу опорного башмака ребер, передающего опорную реакцию на ж.б. обвязку стен через стальные катки.

ЛИТЕРАТУРА

I. Деревянные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-25-80. - М.: Стройиздат, 1982. - 64с.

2. Пособие по проектированию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1986. - 216с.

3. Противопожарные нормы. СНиП 2.01.02-85 / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986, - 16с.

4. Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-23-81*/ Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 96с.

5. Иллюстрированный каталог проектов общественных зданий с покрытиями из клееных деревянных конструкций / Госгражданстрой. - М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1985. - 73 с.

6. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 36с.

7. Рекомендации по определению снеговой нагрузки для некоторых типов покрытий / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - М.: 1984. - 22с.

8. Липницкий М.Е. Купола. - Л.: Издательство литературы по строительству, 1973. - 128с.

9. Липницкий М.Е., Горенштейн Б.В., Виноградов Г.Г. Железобетонные пространственные покрытия зданий. - Л-М.: Издательство литературы по строительству, 1965. - 474с.

10. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. т.I. - Стройиздат, 1972. - 599с.

11. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84 / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79с.

I2. Металлические конструкции. Учебник для ВУЗов. Под общей ред. Е.И.Беленя. - М., Стройиздат, I976. - 600с.

I3. Беляев И.М. Сопротивление материалов. - М.: Изд. "Наука", I976. - 608с.

I4. Жак С.М., Травуш В.И., Тимонин Е.М., Корес М.В. Авторское свидетельство № II06880, кл. Е 04 В I/32; Е 04 В 7/08, I984.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

Стр.

ПРЕДИСЛОВИЕ 3

I. Основные положения 4

2. Конструктивные варианты ребристых куполов 5

3. Расчетные нагрузки 9

4. Определение усилий в основных элементах купола I5

5. Конструирование и расчет элементов купола 23

6. Устройство покрытий из сборных утепленных панелей 37

7. Пример расчета и конструирования сферического купола 53

8. Пример расчета и конструирования арочно-вспарушенного купола 78

ПРИЛОЖЕНИЯ

I. Программа для построения разверток сферических и сомкнутых куполов II7

2. Технико-экономические характеристики сборных ребристых клееных куполов I23

ЛИТЕРАТУРА I30

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ КЛЕЕНЫХ КУПОЛОВ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ЗАЛОВ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Научный редактор к.а. Н.Я.Матвеева
Редактор М.Я.Китайгородская
Иллюстрации Е.Д.Юшкевич

Подписано к печати 02.08.89 Формат 60x90 1/16 Офс. 80 г Офсетный
Усл.-печ.л. 8,25 Уч.-изд.л. 8,12 Тираж 500 экз.
Тип.зак. № 260 Цена 1 р. 60 коп.

Центральный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования комплексов и зданий культуры, спорта и управления Москва, пр. Вернадского, 29.
ВНИИТАГ Госкомархитектуры.
121019, Москва, Г-19, пр. Калинина, д. 5. Тел. 290-36-80
Ротапринт ВНИИТАГ. 105264, Москва, Е-264, 7-я Парковая ул., д. 21а.
Тел. 163-81-27

gost.e-ecolog.ru