

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Баламирзоев Назим Диодинович
Должность: Ректор
Дата подписания: 07.07.2025 16:39:37
Уникальный программный ключ:
5cf0d6f89e80f49a334f6a4ba58e91f3326b9926

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ**

**«ДАГЕСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»**



УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта

по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс»

«Расчет клефанерной стрельчатой арки»

для студентов специальности 08.05.01

«Строительство уникальных зданий и сооружений», специализации

«Строительство высотных и большепролетных зданий»

Махачкала 2019

Учебно-методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине КДиП «Расчет клефанерной стрельчатой арки» для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», специализации «Строительство высотных и большепролетных зданий»

Махачкала, ДГТУ, 2019г., 44 с.

Учебно-методические указания содержат основные сведения по расчёту клефанерной стрельчатой арки. Приведен подробный пример расчёта клефанерной стрельчатой арки, пример оформления графической части курсового проекта по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс».

Составители: д.т.н., проф. Устарханов О.М.
ассистент Калиева М.Х.

Рецензенты: Декан ИФ, зав.кафедрой «Сейсмостойкое
строительство», ГАОУ ВО ДГУНХ
к.т.н., доцент Акаев А.И.

Профессор кафедры СКигТС,
д.т.н. Юсупов А.К.

Печатается по постановлению Совета Дагестанского государственного
технического университета №..... от 2019 г.

Содержание

Введение.....	4 стр.
1. Задание к курсовому проекту.....	5 стр.
2. Фанерная плита покрытия с дощатыми рёбрами.....	6 стр.
2.1 Компоновка сечения плиты покрытия.....	6 стр.
2.2 Подсчет нагрузок, действующих на плиту покрытия.....	8 стр.
2.3 Статический расчёт плиты покрытия.....	9 стр.
3. Проектирование несущей конструкции.....	11 стр.
3.1 Определение геометрических параметров арки.....	11 стр.
3.2 Определение координат, характерных сечений арки.....	13 стр.
3.3 Подсчет нагрузок, действующих на арку.....	14 стр.
4. Статический расчет арки.....	20 стр.
4.1 Определение усилий от действия постоянной нагрузки.....	20 стр.
4.2 Определение усилий от действия снеговой нагрузки.....	21 стр.
4.3 Определение усилий от действия ветровой нагрузки с наветренной и заветренной стороны.....	23 стр.
4.4 Определение сочетание усилий.....	26 стр.
5. Подбор сечения арки.....	28 стр.
6. Расчет узлов арки.....	32 стр.
6.1 Расчет опорного узла.....	32 стр.
6.2 Расчет конькового узла.....	36 стр.
7. Устройство связей по покрытию.....	38 стр.
8. Защита деревянных конструкций от гниения.....	39 стр.
9. Защита деревянных конструкций от возгорания.....	39 стр.
10. Защита металлических элементов и железобетонных конструкций от коррозии.....	40 стр.
11. Пример графической части проекта.....	40 стр.
Список использованной литературы.....	44 стр.

Введение

Учебно-методические указания «Расчет клеефанерной стрельчатой арки» по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» предназначены для студентов архитектурно-строительного факультета, специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», специализации «Строительство высотных и большепролетных зданий».

Данные учебно-методические указания помогут студентам выполнить расчет несущих конструкций в составе курсового проекта по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс».

Учебно-методические указания содержат подробный пример расчета клеефанерной плиты покрытия и клеефанерной стрельчатой арки. Кроме того, в данных указаниях показан пример оформления графической части курсового проекта.

Для выполнения расчета необходимо проработать соответствующие теоретические разделы дисциплины по конспекту лекций или учебнику. Осуществляя подбор сечений, нужно стремиться к тому, чтобы они были наиболее экономичны и размеры их были увязаны с сортаментом лесоматериалов и технологическими условиями изготовления. Для подобранных сечений допускается запас прочности не более 20%.

При решении задач необходимо придерживаться требований СП 64.13330.2011 (Актуализированная редакция СНиП II-25-80).

1. Задание к курсовому проекту

Исходные данные для проектирования:

Для здания с параметрами:

- пролёт – 42 м;
- шаг несущих конструкций – 4 м;
- длина здания – 44 м;
- район строительства – г. Тюмень.

Необходимо спроектировать:

- клеефанерную плиту покрытия с дощатыми ребрами;
- клеефанерную стрельчатую арку.

Арочные конструкции в настоящее время являются наиболее распространенными основными несущими конструкциями деревянных покрытий зданий различного назначения. В практике зарубежного строительства применяют деревянные арки с пролетами до 100 м и более. Их изготовляют путем склеивания надежными синтетическими клеями гнутых и прямых клеедеревянных элементов значительных длин и сечений требуемой несущей способности.

Достоинствами клеедеревянных арок являются простота при изготовлении и монтаже, минимальное число элементов, повышенной предел огнестойкости и длительное сопротивление загниванию и разрушению в химически агрессивных средах.

Опыт проектирования показывает, что усилия в сечениях существенно зависят от радиуса кривизны. Оптимизация радиуса кривизны стрельчатых арок позволяет снизить расход материала до 15-20%. Радиус кривизны арки, при котором положительный момент M_I равен отрицательному моменту M_{II} , является оптимальным для заданного нагружения. Поперечное сечения при этом радиусе получается наименьшим.

Проектируемое здание II уровня ответственности, неотапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации - Б2. Район строительства: по снеговой нагрузке – III, для которого расчётный снеговой покров равен 180 кгс/м² (СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»); по ветровой нагрузке – II, для которого расчётная ветровая нагрузка равна 30 кгс/м² (СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»). Расчётная зимняя температура наружного воздуха, равная средней наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0.92 равна -38°С (СНиП 23-01-99(2003) «Строительная климатология»).

Несущими конструкциями являются дощатоклеенные стрельчатые арки, расположенные с шагом 4 м. Материал полуарок – древесина хвойных пород 1 сорта, клей для склеивания досок резорциновый марки ФР-12. Металлические элементы для узлов из стали Вст3псб-1.

2. Фанерная плита покрытия с дощатыми рёбрами

2.1 Компонировка сечения плиты покрытия

Кровля рубероидная трехслойная. Утеплитель – пенополистирол, $\gamma_{\text{ут}}=150 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_{\text{ут}}=0.05 \text{ кВт}\cdot\text{С}^\circ/\text{м}^2$ (ГОСТ 15588-70*). Пароизоляция – полиэтиленовая пленка толщиной 0.2 мм. Материалы для плиты: древесина – сосна 1-го сорта (ГОСТ 8486-86Е), фанера марки ФСФ (ГОСТ 3916-69*). Расстояние между осями несущих конструкций 4 м. Класс ответственности здания II: $\gamma_n=0.95$.

Расстояние между смежными плитами не должно быть меньше 20 мм, исходя из требования, определяем длину плиты (Рис. 1): $L_{\text{пл}}=B-20=4000-20=3980 \text{ мм}$ где, B – шаг между несущими конструкциями.

Аналогично определяем ширину плиты (Рис. 1): $b_{\text{пл}}=1500-10=1490 \text{ мм}$.

Высоту сечения плиты назначаем из соотношения:

$$h_{\text{пл}}=(1/30 \div 1/40)L_{\text{пл}} \Rightarrow h_{\text{пл}}=L_{\text{пл}} \cdot 1/40=3980/40=99,5 \text{ мм}.$$

Принимаем высоту плиты 120 мм (Рис. 1). Исходя из требований, что толщина верхней и нижней обшивок должно быть не менее $t^B \geq 8 \text{ мм}$ и $t^H \geq 6 \text{ мм}$ принимаем $t^B=10 \text{ мм}$ и $t^H=6 \text{ мм}$. Толщина ребер равна $t_p=43 \text{ мм}$ после острожки (Рис. 1).

Высота рёбер получится: $h_p=h_{\text{пл}}-(t^B+t^H)=120-(10+6)=104 \text{ мм}$ (Рис. 1).

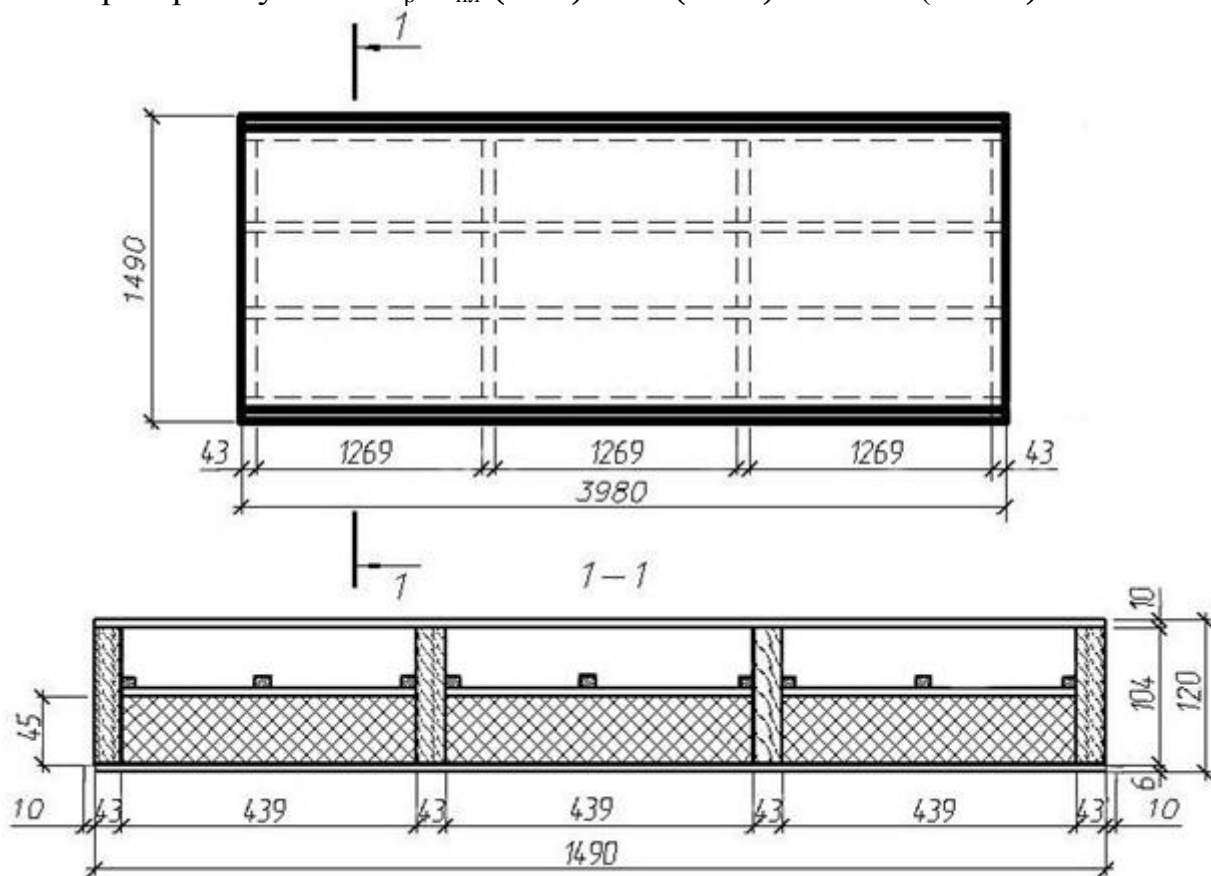


Рис 1. Конструктивные схемы к расчёту клеёфанерной плиты с дощатыми рёбрами.

Продольные рёбра определяем в основном по условию расчёта на изгиб поперёк волокон наружных шпонов верхней фанерной обшивки при действии сосредоточенной нагрузки 1000 Н с коэффициентом перегрузки 1.2. (Рис.2).

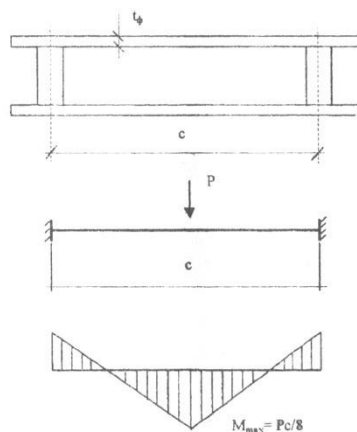


Рис 2. К расчету верхней обшивки клефанерной панели.

Максимальный момент будет $M_{\max} = Pc/8$.

Момент сопротивления для полосы шириной 1 м=100 см будет $W = bh^2/6$.

Изгибные напряжения в верхней обшивке поперёк волокон наружных шпонов фанеры получится: $\sigma_{\text{и}} = \frac{M_{\max}}{W_{\text{ф}}} = \frac{6P_c}{8 \cdot 1000t_{\text{ф}}^2} = 9 \frac{c}{t_{\text{ф}}^2} \leq m_{\text{и}} R_{\text{и.ф}}$

Здесь $m_{\text{и}} = 1.2$. Если приравнять $\sigma_{\text{и}} = 1.2R_{\text{и.ф}}$, то получится $9(c/t_{\text{ф}}^2) \leq 1.2R_{\text{и.ф}}$, откуда расстояние между осями рёбер: $c \leq 1.3R_{\text{и.ф.}} t_{\text{ф}}^2$, $R_{\text{и.ф.}} = 65 \text{ кгс/см}^2$ (СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции», таблица 10), $c \leq 1.3 \cdot 65 \cdot 1^2 = 84.5 \text{ см}$ (Рис.2).

Определяем необходимое количество продольных рёбер:

$$n_{\text{пр.реб.}} = [(b_{\text{пл}} - t_p)/c] + 1 = [(149 - 43)/84.5] + 1 = 2.714 \text{ шт.}$$

Принимаем количество продольных рёбер 4 штуки и уточняем

$$c = (b_{\text{пл}} - t_p)/(n_{\text{пр.реб.}} - 1) = (149 - 43)/(4 - 1) = 48.233 \text{ см.}$$

Листы фанеры со стандартными размерами $b \times l = 1525 \times 1525 \text{ мм}$ состыковывают на «ус» в трёх местах по длине плиты (Рис. 3). Поперечные рёбра устраивают в торцах плиты и под стыками фанеры для обеспечения прочности стыков.

Количество поперечных рёбер определяется так:

$$n_{\text{поп.реб}} = \frac{L_{\text{пл}} - t_p}{l_{\text{фан}} - 12t^6} + 1 = \frac{3980 - 43}{1525 - 12 \cdot 1} + 1 = 3.802$$

Принимаем 4 ребра (Рис. 1).

Исходя из этого, уточняем размер фанерного листа вдоль длины плиты:

$$L_{\text{фан}} = (L_{\text{пл}} - t_p)/(n_{\text{поп.реб}} - 1) + 12 \cdot t^B = [(3980 - 43)/(4 - 1)] + 12 \cdot 1 = 1432.333 \text{ мм}$$

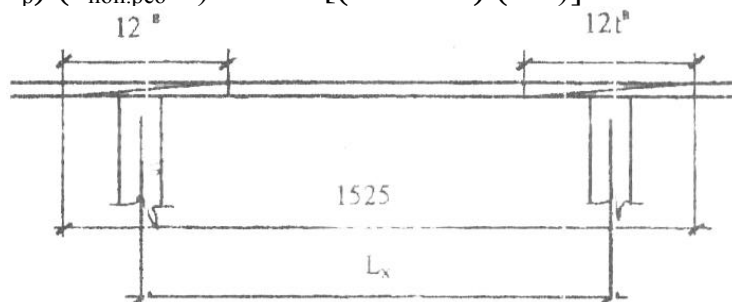


Рис 3. Стык фанеры на «ус».

Для удержания утеплителя в проектном положении установлена решётка из брусков сечением 25x25 мм, прикреплённый к рёбрам.

Из требований теплотехнического расчета плиты покрытия определяем толщину утеплителя:

$$\delta_{yt} = \left[\frac{(t_{вн} - t_n)n}{\Delta t^H \alpha_g} - \left(\frac{1}{\alpha_g} + \frac{1}{\alpha_n} + \frac{\delta_{обш}}{\lambda_{обш}} \right) \right] \lambda_{yt} =$$

$$= \left[\frac{(16 - (-38)) \cdot 1}{6 \cdot 8.7} - \left(\frac{1}{8.7} + \frac{1}{23} + \frac{0.006}{0.15} \right) \right] \cdot 0.05 = 0.042 \text{ м} = 42 \text{ мм}$$

$t_{вн}$ – расчетная температура внутреннего воздуха, °С, принимаемый согласно ГОСТ 30494-96 и СНиП 23–02–2003 «Тепловая защита зданий», $t_{вн}=16$ °С;

t_n – расчетная зимняя температура наружного воздуха, равная средней наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0.92, принимаемый согласно СНиП 23-01-99 (2003) «Строительная климатология», $t_n=-38$ °С;

$\Delta t^H=0.8(t_{вн}-t_n) \leq 6$ – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый согласно СНиП 23–02–2003 «Тепловая защита зданий»;

$\alpha_{в}$ – коэффициент тепловосприимчивости внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый согласно СНиП 23–02–2003 «Тепловая защита зданий»;

α_n – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающих конструкций, принимаемый согласно СНиП 23–02–2003 «Тепловая защита зданий»;

n – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху, принимаемый согласно СНиП 23–02–2003 «Тепловая защита зданий»;

$\lambda_{yt}=0.05$ кВт·С°/м² – расчетный коэффициент теплопроводности утеплителя, принимаемый согласно СНиП 23–02–2003 «Тепловая защита зданий»;

$\lambda_{фан}=0.15$ кВт·С°/м² – расчетный коэффициент теплопроводности фанеры, принимаемый согласно СНиП 23–02–2003 «Тепловая защита зданий»;

$\delta_{обш}=t^H=0.006$ м – толщина обшивки утеплителя.

Принимаем утеплитель толщиной $\delta_{yt}=45$ мм=0.045 м.

2.2 Подсчет нагрузок, действующих на плиту покрытия

1. Нормативная нагрузка от собственного веса плиты без утеплителя:

а) Ребра каркаса: $g_p = [L_{пл} t_p h_p n_{пр.р} + h_p t_p (c - t_p) n_{поп.р} (n_{пр.р} - 1) \rho_{др}] / L_{пл} =$
 $= [3.98 \cdot 0.043 \cdot 0.104 \cdot 4 + 0.104 \cdot 0.043 \cdot (0.48233 - 0.044) \cdot 4 \cdot (4 - 1) \cdot 7] / 3.98 = 0.119$ кН/м;

б) Фанерные полки: $g_n = [(t^B + t^H) B L_{пл} \rho_f] / L_{пл} = [(0.01 + 0.006) \cdot 1.5 \cdot 3.98 \cdot 7] / 3.98 = 0.168$ кН/м;

в) Прижимные бруски:

$g_b = ab [b_{яч} (n_{поп.р} - 1) (n_{пр.р} - 1) n_{пр.бр}^{поп} + l_{яч} (n_{поп.р} - 1) (n_{пр.р} - 1) n_{пр.бр}^{прод} \rho_{др}] / L_{пл} =$
 $= 0.025 \cdot 0.025 \cdot [0.4393 \cdot (4 - 1) \cdot (4 - 1) \cdot 2 + 1.2693 \cdot (4 - 1) \cdot (4 - 1) \cdot 3] \cdot 5 / 3.98 = 0.033$ кН/м;

2. Нормативная нагрузка от веса утеплителя: $g_{yt} = b_{яч} l_{яч} \gamma_{yt} \delta_{yt} (n_{поп.р} - 1) (n_{пр.р} - 1) / L_{пл} =$
 $= 0.4393 \cdot 1.2693 \cdot 1.5 \cdot 0.045 \cdot (4 - 1) \cdot (4 - 1) / 3.98 = 0.085$ кН/м;

3. Рубероидная кровля: $g_{руб} = q_{руб} b = 0.1 \cdot 1.5 = 0.15$ кН/м (трёхслойный рубероид);

4. Нормативная снеговая нагрузка: $g_{сн} = (S_{сн} / \gamma_f) \cdot b = (1.8 / 1.4) \cdot 1.5 = 1.929$ кН/м.

Плотность древесины (по СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции», приложение 3): $\rho_{др}=500 \text{ кгс/м}^3=5 \text{ кН/м}^3$.

Плотность фанеры: $\rho_{ф}=700 \text{ кгс/м}^3=7 \text{ кН/м}^3$.

Вес 3-хслойного рубероида: $q_{руб}=10 \text{ кгс/м}^2=0.1 \text{ кН/м}^2$.

Количество прижимных брусков в поперечном направлении $n_{пр.бр}^{поп}=2$ штуки, в продольном – $n_{пр.бр}^{прод}=3$. Сечение прижимных брусков: $a \times b=0.025 \times 0.025 \text{ м}$.

Размеры ячеек: $b_{яч}=c-t_p=482.333-43=439.333 \text{ мм}$,

$l_{яч}=(L_{пл}-n_{поп.р}t_p)/(n_{поп.р}-1)=(3980-4 \cdot 43)/(4-1)=1269.333 \text{ мм}$.

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке $\gamma_f=1.4$ (СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»).

Все нагрузки, действующие на плиту, приведены в таблице 1.

Нагрузки на плиту, кН/м

Таблица 1

Подсчёт нагрузок	Нормативная, кН/м	n (коэффициент перегрузки)	Расчётная, кН/м
Рубероидная кровля	0.150	1.1	0.165
Фанерные полки	0.168	1.1	0.185
Ребра	0.119	1.3	0.155
Прижимные бруски	0.033	1.1	0.036
Утеплитель	0.085	1.2	0.102
Постоянная	0.555	-	0.643
Снеговая	1.929	1.4	2.700
Полная	2.424	-	3.343

2.3 Статический расчёт плиты покрытия

Расчётная схема плиты покрытия представляет собой шарнирно-опёртую балку на двух опорах (Рис. 4). Расчётные характеристики материалов (СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции», таблица 10): $R_{изг.фан}=65 \text{ кгс/см}^2=6.5 \text{ кН/м}^2$, $R_{раст.фан}=140 \text{ кгс/см}^2=14 \text{ кН/м}^2$, $R_{сж.фан}=120 \text{ кгс/см}^2=12 \text{ кН/м}^2$, $R_{фан90^\circ}=65 \text{ кгс/см}^2=6.5 \text{ кН/м}^2$, $R_{ск.фан}=8 \text{ кгс/см}^2=0.8 \text{ кН/м}^2$, $R_{ск.др}=16 \text{ кгс/см}^2=1.6 \text{ кН/м}^2$.

Расчётные усилия в плите равны:

$$M = \frac{qL_p^2}{8} = 3.343 \cdot \frac{3.92^2}{8} = 6.422 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{qL_p}{2} = 3.343 \cdot \frac{3.92}{2} = 6.553 \text{ кН}$$

где, расчётный пролёт плиты: $L_p=L_{пл}-0.06=3.98-0.06=3.92 \text{ м}$.

Геометрические характеристики поперечного сечения плиты $c=48.233 \text{ см}$; $L=392 \text{ см}>6c=6 \cdot 48.233=289.4 \text{ см}$.

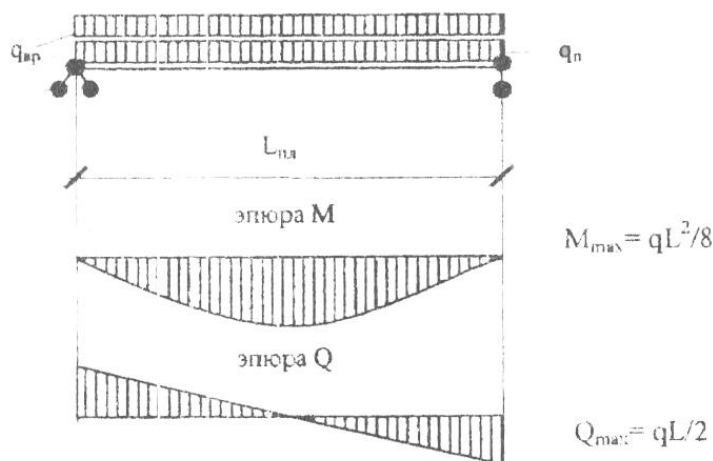


Рис 4. Расчетная схема плиты.

Приведённая ширина полки: $b_{расч} = 0.9 \cdot b = 0.9 \cdot 149 = 134.1$ см.

Расчёт ведём по приведённым к верхней полке геометрическим характеристикам. Отношение модулей упругости древесины и фанеры (СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции», таблица 11): $E_{др}/E_{ф} = 10000/9000 = 1.111$

Приведённая площадь сечения:

$$F_{прив} = F_{ф.н.} + F_{ф.в.} + F_p = b_{расч} \cdot t^n + b_{расч} \cdot t^e + n_{пр.р} \cdot h_p \cdot t_p \cdot E_{др} / E_{ф} =$$

$$= 134.1 \cdot 0.6 + 134.1 \cdot 1 + 4 \cdot 10.4 \cdot 4.3 \cdot 1.111 = 80.46 + 134.1 + 178.88 = 413.316 \text{ см}^2$$

где, $F_{ф.н.}$, $F_{ф.в.}$, F_p – расчётная площадь нижней, верхней обшивок и продольных ребер соответственно.

Приведённый статический момент сечения относительно нижней грани плиты (ось 0-0):

$$S_{np} = F_{ф.н.} \cdot t^n / 2 + F_{ф.в.} (h_{нл} - t^e / 2) + F_p (h_p / 2 + t^n) =$$

$$= 80.46 \cdot 0.6 / 2 + 134.1 \cdot (120 - 1 / 2) + 178.88 \cdot (10.4 / 2 + 0.6) = 2603.792 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани плиты (ось 0-0) до центра тяжести сечения (ось у-у):

$$y_0 = \frac{S_{np}}{F_{прив}} = \frac{2603.792}{413.316} = 6.3 \text{ см}$$

Расстояние от верхней грани плиты до центра тяжести:

$$h_{нл} - y_0 = 12 - 6.3 = 5.7 \text{ см}$$

Приведённый момент инерции находим:

$$I_{прив} = F_{ф.н.} (y_0 - \frac{t^n}{2})^2 + F_{ф.в.} [(h_{нл} - y_0) - \frac{t^e}{2}]^2 + n_{пр.р} \cdot \frac{t_p h_p^3}{12} \cdot \frac{E_{др}}{E_{ф}} + F_p [y_0 - (\frac{h_p}{2} + t^n)]^2 =$$

$$= 80.46 \cdot (6.3 - \frac{0.6}{2})^2 + 134.1 \cdot [5.7 - \frac{1}{2}]^2 + 4 \cdot \frac{4.3 \cdot 10.4^3}{12} \cdot 1.111 +$$

$$+ 44.72 \cdot [6.3 - (\frac{10.4}{2} + 0.6)]^2 = 8325.343 \text{ см}^4$$

Моменты сопротивления определяем по формулам:

$$W_{np}^н = \frac{I_{прив}}{y_0} = \frac{8325.343}{6.3} = 1321.532 \text{ см}^3, \quad W_{np}^e = \frac{I_{прив}}{h_{нл} - y_0} = \frac{8325.343}{5.7} = 1460.527 \text{ см}^3$$

Прочность нижней полки определяем по формуле:

$$\sigma_{np}^e = \frac{M}{W_{np}^н} = \frac{6.422 \cdot 100}{1321.532} = 0.486 \text{ кН / см}^2 = 4.859 \text{ МПа} \leq R_{ф.р} k_{ф} / \gamma_n = 14 \cdot 0.6 / 0.95 = 8.842 \text{ МПа}$$

Устойчивость верхней полки определяем по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_{\phi} \cdot W_{np}^e} = \frac{6.422 \cdot 100}{0.648 \cdot 1460.527} = 0.679 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 6.789 \text{ МПа} \leq R_{\phi.c.} / \gamma_n = 12 / 0.95 = 12.632 \text{ МПа}$$

$$\text{где, при } b_0 / t_{\phi} = 43.933 / 1 = 43.933 < 50 \Rightarrow \varphi_{\phi} = 1 - \frac{(b_0 / t_{\phi})^2}{5000} = 1 - \frac{43.933^2}{5000} = 0.614$$

Проверка верхней полки на местный изгиб:

$$\sigma = \frac{6Pc}{(8 \cdot 100 t^2)} = \frac{6 \cdot 1.2 \cdot 48.233}{(8 \cdot 100 \cdot 1^2)} = 0.434 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 4.341 \text{ МПа} \leq R_{\phi.u.90} m_n / \gamma_n = 6.5 \cdot 1.2 / 0.95 = 8.211 \text{ МПа}$$

Напряжения скалывания в шве между шпонами фанеры верхней полки:

$$\tau_{\phi} = \frac{QS_{\phi}}{I_{np} \sum b_p} = \frac{6.553 \cdot 697.351}{8325.343 \cdot 4 \cdot 4.3} = 0.032 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 0.319 \text{ МПа} \leq R_{\phi.ck.} / \gamma_n = 0.84 / 0.95 = 0.842 \text{ МПа}$$

$$\text{где, } S_{\phi} = F_{\phi.v.} (h - y_0 - t^e / 2) = 134.1 (5.7 - 1 / 2) = 697.351 \text{ см}^3$$

По скалыванию ребер:

$$\tau = \frac{QS_{np}}{I_{np} \sum b_p} = \frac{6.553 \cdot 908.454}{8325.343 \cdot 4 \cdot 4.3} = 0.042 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 0.416 \text{ МПа} \leq R_{ck.} / \gamma_n = 1.6 / 0.95 = 1.684 \text{ МПа}$$

$$S_{np} = t^e \cdot b_{np} (y - \frac{t^e}{2}) + n_{np.p} [t_p (y - t^e) \cdot (y - t^e) / 2] \frac{E_{dp}}{E_{\phi}} =$$

$$= 1 \cdot 134.1 \cdot (5.7 - \frac{1}{2}) + 4 \cdot [4.3 \cdot (5.7 - 1) \cdot (5.7 - 1) / 2] \cdot 1.111 = 908.454 \text{ см}^3$$

$$y = h_{nl} - y_0 = 12 - 6.3 = 5.7 \text{ см}$$

Прогиб плиты определяем по формуле:

$$\begin{aligned} \frac{f}{l} &= \frac{5q^n \cdot l^3}{384 \cdot 0.7 E_{\phi} I_{np}} = \frac{5 \cdot 2.484 \cdot 392^3}{384 \cdot 0.7 \cdot 90000 \cdot 8325.343} = \\ &= \frac{1}{259.226} \leq f_{np} = \frac{1}{250 \cdot \gamma_n} = \frac{1}{250 \cdot 0.95} = \frac{1}{237.5} \end{aligned}$$

Плита с выбранными размерами соответствует требованиям расчета по двум группам предельных состояний.

3. Проектирование несущей конструкции

В качестве несущей конструкции принимаем трехшарнирную стрельчатую арку постоянного сечения, пролетом $L=42$ м, высота $f=21$ м, шаг расстановки арок через 4 м, опоры - железобетонные.

Ограждающая часть покрытия состоит из плит покрытий.

Устойчивость арок из плоскости обеспечивается деревянными диагональными элементами, которые расположены в торцах здания и через 16 м вдоль здания, образуя поперечные связевые фермы. Плиты прикреплены к верхним граням арок, а в коньке арок поставлены прогоны с упором в боковые грани арок.

3.1 Определение геометрических параметров арки

Стрелу подъема дуги арки принимаем (Рис. 5):

$$f = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) L = \frac{1}{2} \cdot 42 = 21 \text{ м}$$

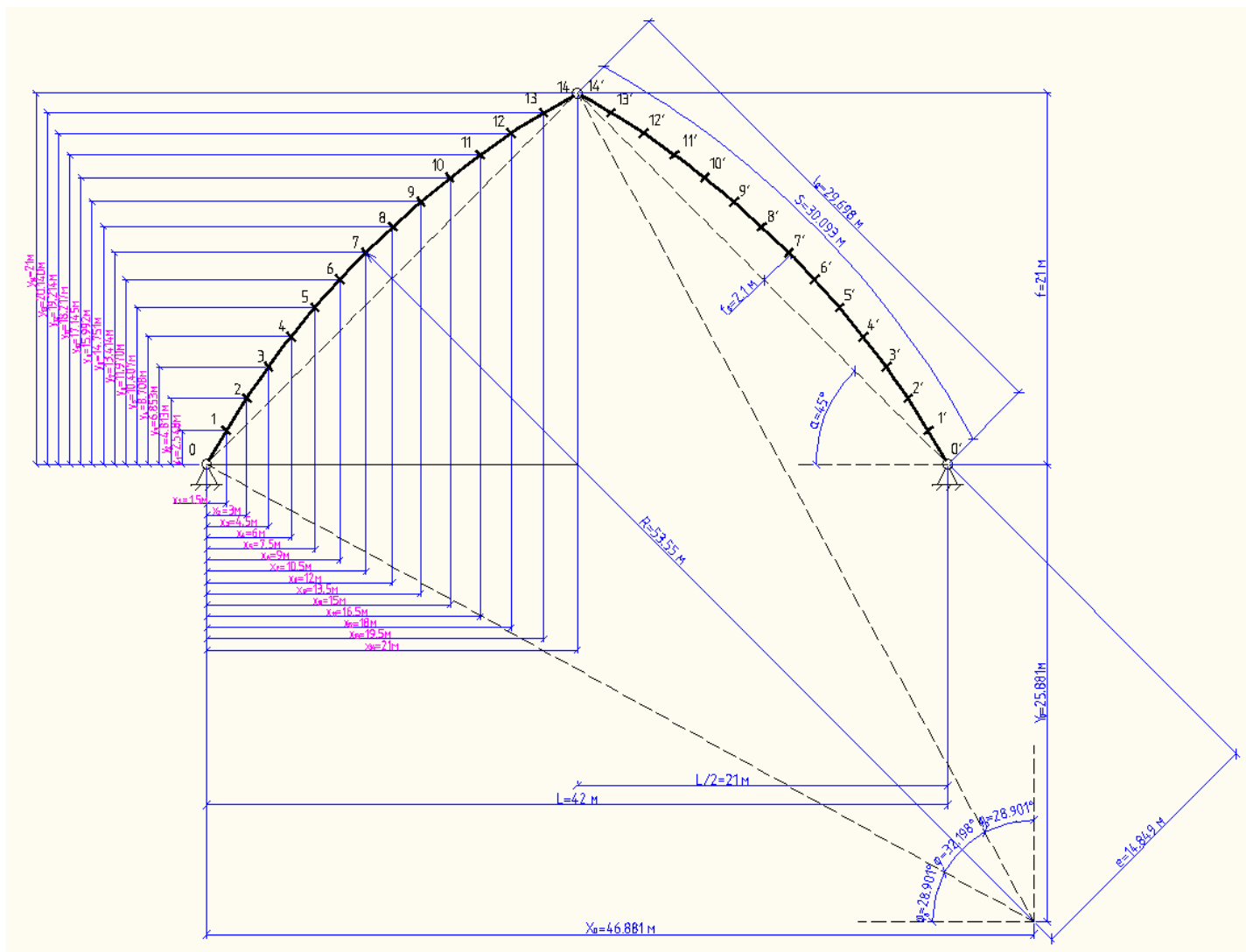


Рис. 5. Геометрическая схема стрельчатой арки.

Длина хорды полуарки:

$$l_0 = \sqrt{f^2 + (0.5L)^2} = f / \sin \alpha = \sqrt{21^2 + (0.5 \cdot 42)^2} = 29.698 \text{ м}$$

Стрелу подъема дуги полуарки принимаем:

$$f_0 = \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{10} \right) L = \frac{1}{20} \cdot 42 = 2.1 \text{ м} > \frac{l_0}{15} = \frac{29.698}{15} = 1.98 \text{ м}$$

Радиус кривизны оси полуарки:

$$R = \frac{l_0^2}{8 \cdot f_0} + \frac{f_0}{2} = \frac{29.698^2}{8 \cdot 2.1} + \frac{2.1}{2} = 53.55 \text{ м}$$

Угол наклона хорды полуарки к горизонту:

$$\tan \alpha = \frac{f}{0.5 \cdot L} = \frac{21}{0.5 \cdot 42} = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

Угол φ раствора полуарки (центральный угол):

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{l_0}{2 \cdot R} = \frac{29.698}{2 \cdot 53.55} = 0.277 \Rightarrow \frac{\varphi}{2} = 16.099^\circ \quad \varphi = 0.533 = 32.198$$

Угол φ_0 наклона радиуса, проходящего через опору арки:

$$\varphi_0 = 90^\circ - \alpha - \frac{\varphi}{2} = 90^\circ - 45^\circ - 16.099^\circ = 28.901^\circ$$

Длина дуги полуарки:

$$S = \frac{2\pi R \varphi}{360^\circ} = \frac{2 \cdot 3.14 \cdot 53.55 \cdot 32.198}{360} = 30.093 \text{ м}$$

За начало координат принимаем левую опору, тогда координаты центра кривизны оси полуарки будут равны:

$$X_0 = R \cdot \cos \varphi_0 = 53.55 \cdot \cos 28.901^\circ = 46.881 \text{ м}$$

$$Y_0 = R \cdot \sin \varphi_0 = 53.55 \cdot \sin 28.901^\circ = 25.881 \text{ м}$$

3.2 Определение координат, расчетных сечений арки

Для определения расчетных усилий в сечениях каждую полуарку делим на 14 равных частей. С увеличением количества частей, точность расчета увеличивается.

Длина дуги и центральный угол, соответствующий одному делению, равны:

$$S_n = \frac{S}{n} = \frac{30.093}{14} = 2.1495 \text{ м} \Rightarrow \varphi_n = \frac{\varphi}{n} = \frac{32.198^\circ}{14} = 2.2999^\circ$$

Углы, между сечениями находим по формуле:

$$\varphi_i = \alpha_i - \alpha_{i-1}$$

Углы, между опорой и сечениями находим по формулам:

$$\varphi_{0-i} = \varphi_{i-1} + \varphi_i$$

Координаты расчетных сечений арки определяются по формулам:

$$x_n = X_0 - R \cdot \cos \varphi_n$$

$$y_n = R \cdot \sin \varphi_n - Y_0$$

где, $\varphi_n = \varphi_0 + n \cdot \varphi_1$ (n-номер рассматриваемого сечения).

Или, задаваясь значениями координат x для расчетных сечений, определяем их остальные координаты по следующим уравнениям:

Уравнение оси:

$$y_n = \sqrt{R^2 - (X_0 - x_n)^2} - Y_0$$

Координаты сечений по хорде:

$$z_n = \sqrt{x_n^2 + y_n^2} \cos(\alpha_n - \alpha)$$

Расстояние среднего радиуса оси от правой опоры:

$$e = L \cos \alpha - l_0 / 2 = 42 \cdot \cos 45^\circ - 29.698 / 2 = 14.849 \text{ м}$$

Все вычисления заносим в таблицу 2.

Координаты расчетных сечений арки

Таблица 2

№ сечения	X, м	Y, м	Z, м	$\alpha_i, ^\circ$	$\varphi_i, ^\circ$	$\varphi_{0-i}, ^\circ$
0, 0'	0	0.000	0.000	61.099	0.000	0.000
1, 1'	1.5	2.548	2.956	57.935	3.164	3.164
2, 2'	3	4.813	5.663	55.028	2.907	6.071
3, 3'	4.5	6.853	8.174	52.319	2.709	8.780
4, 4'	6	8.708	10.523	49.766	2.553	11.333
5, 5'	7.5	10.407	12.735	47.341	2.425	13.758
6, 6'	9	11.970	14.829	45.023	2.318	16.076
7, 7'	10.5	13.414	16.818	42.795	2.228	18.304
8, 8'	12	14.751	18.714	40.645	2.150	20.454
9, 9'	13.5	15.992	20.525	38.562	2.083	22.537
10, 10'	15	17.145	22.259	36.537	2.024	24.562
11, 11'	16.5	18.217	23.923	34.564	1.973	26.535
12, 12'	18	19.214	25.520	32.637	1.927	28.462
13, 13'	19.5	20.140	27.056	30.751	1.886	30.348
14, 14'	21	21.000	28.534	28.901	1.850	32.198

Распределение снеговой нагрузки S ограничено по линии пролета арки расстоянием $l_{сн}$, начиная от точки $x_{сн}$ от начала координат, где угол $\alpha=50^\circ$:

$$x_{сн} = X_0 - R \cdot \sin \alpha_i = R \cdot \cos \varphi_0 - R \cdot \sin \alpha_i = 46.881 - 53.55 \cdot \sin 50^\circ = 5.859 \text{ м}$$

$$y_{сн} = \sqrt{R^2 - (X_0 - x_{сн})^2} - Y_0 = \sqrt{53.55^2 - (46.881 - 5.859)^2} - 25.881 = 8.541 \text{ м}$$

Тогда, $l_{сн} = L - 2x_{сн} = 42 - 2 \cdot 5.859 = 30.282 \text{ м}$

Определяем угол вершины арки (в коньковом узле) β , по формуле:

$$\beta = \alpha_0 - \varphi = 61.099^\circ - 32.198^\circ = 28.901^\circ$$

Так как $\beta = 28.901^\circ > 15^\circ$, поэтому коэффициент формы покрытия μ для снеговой нагрузки определяем по схеме 1, б приложения 3 СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия».

3.3 Подсчет нагрузок, действующих на арку

На арку действуют: собственный вес арки и покрытия, снеговая и ветровая нагрузки (Рис. 6, 7, 8, 9).

Постоянные равномерно распределенные нагрузки на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия определяем с введением коэффициента перегрузки n (СНиП II-6-74) и коэффициента $k=S/(0.5L)=30.093/(0.5 \cdot 42)=1.433$, учитывающего разницу между длиной дуги полуарки и ее горизонтальной проекцией. Сбор постоянных нагрузок от веса покрытия, собственного веса арки и временной снеговой приведен в таблице 3.

Нормативные нагрузки на 1 м^2 :

Постоянная: $q_{пл}^H = q_{пл}^H / B_{пл} = 0.555 \text{ кН/м} / 1.5 \text{ м} = 0.37 \text{ кН/м}^2$.

Ее горизонтальная проекция: $q_{пл}^H = q_{пл}^H \cdot k = 0.37 \cdot 1.433 = 0.53 \text{ кН/м}^2$.

Временная снеговая: $q_{сн}^H = q_{сн}^H / B = 1.929 / 1.5 = 1.286 \text{ кН/м}^2$.

Ее горизонтальная проекция: $q_{сн}^H = q_{сн}^H \cdot \mu = 1.286 \cdot 0.587 = 0.755 \text{ кН/м}^2$,

где, μ – коэффициент, учитывающий форму покрытия принимаемый по СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», приложению 3. А в нашем случае принимается схема 1, б, согласно которой при $\alpha \leq 25^\circ$ – $\mu=1$, а при $\alpha \geq 60^\circ$ – $\mu=0$. Тогда в нашем случае: $\arctg \alpha = (f - y_{\text{сн}}) / [(L/2) - x_{\text{сн}}] = (21 - 8.541) / [(42/2) - 5.859] = 39.451^\circ$
 $\Rightarrow \mu = \mu_{25^\circ} - [(\mu_{25^\circ} - \mu_{60^\circ}) / (\alpha_{60^\circ} - \alpha_{25^\circ})] \cdot (\alpha_{39.451^\circ} - \alpha_{25^\circ}) = 1 - [(1 - 0) / (60 - 25)] \cdot (39.451^\circ - 25^\circ) = 0.587$.

Собственный вес арки в зависимости от нормативного веса покрытия и снега определяем по формуле:

$$q_{\text{с.в.}} = \frac{q_{\text{кр}}^{\text{н}} + q_{\text{сн}}}{\frac{1000}{K_{\text{св}} \cdot L} - 1} = \frac{0.53 + 0.755}{\frac{1000}{4 \cdot 42} - 1} = 0.26 \text{ кН/м}^2$$

где, $k_{\text{с.в.}}$ – коэффициент собственного веса, для арок равен $k_{\text{с.в.}}=4$.

Нормативные нагрузки на 1 м пролета арки:

Постоянная: $q_{\text{пл}}^{\text{н}} = q_{\text{пл}}^{\text{н}} \cdot B = 0.53 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} = 2.12 \text{ кН/м}$;

$q_{\text{арки}}^{\text{н}} = q_{\text{арки}}^{\text{н}} \cdot B = 0.26 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} = 1.038 \text{ кН/м}$.

Временная снеговая: $q_{\text{сн}}^{\text{н}} = q_{\text{сн}}^{\text{н}} \cdot B = 0.755 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} = 3.02 \text{ кН/м}$.

Нагрузки на арку

Таблица 3

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент перегрузки, п	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянные:			
Плиты покрытия	2.122	1.1	2.334
Собственный вес арки	1.038	1.1	1.142
Итого:			3.476
Временные			
Снеговая:	3.02	1.4	4.227

Расчетную ветровую нагрузку (Рис. 8), нормальную к поверхности сооружения, определяем по СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»:

$$w_{\text{в}}^{\text{р}} = B w_0 k_{\text{с}} n$$

где, k – коэффициент, учитывающий изменения ветрового давления по высоте (по СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», приложению 3);

c_e – аэродинамический коэффициент, принимаемый при $h \leq 0.7f$ с наветренной стороны $c_{e1}=0.7$ и $c_{e3}=-0.4$ с заветренной, а при $h \geq 0.7f$ – $c_{e2}=-1.2$ с наветренной и заветренной стороны (СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», приложению 3);

w_0 – нормативный скоростной напор, принимаемый для II ветрового района равным 0.30 кН/м^2 (по СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», таблица 5);

$B=4 \text{ м}$ – шаг арок;

$n=1.4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки.

Принимаем тип местности В (по СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», таблица 6), следовательно при высоте здания: до 5 м, $k=0.5$; до 10 м, $k=0.65$; до 20 м, $k=0.85$; до 40 м, $k=1.1$. Следовательно, при $h=0.7f=0.7 \cdot 21=14.7 \text{ м}$ $k=k_{10} + [(k_{20} - k_{10}) / (h_{20} - h_{10})] \cdot (h_{0.7f} - h_{10}) = 0.65 + [(0.85 - 0.65) / (20 - 10)] \cdot (14.7 - 10) = 0.744$, а при $h=f=21 \text{ м}$ $k=k_{20} + [(k_{40} - k_{20}) / (h_{40} - h_{20})] \cdot (h_f - h_{20}) = 0.85 + [(1.1 - 0.85) / (40 - 20)] \cdot (21 - 20) = 0.8625$

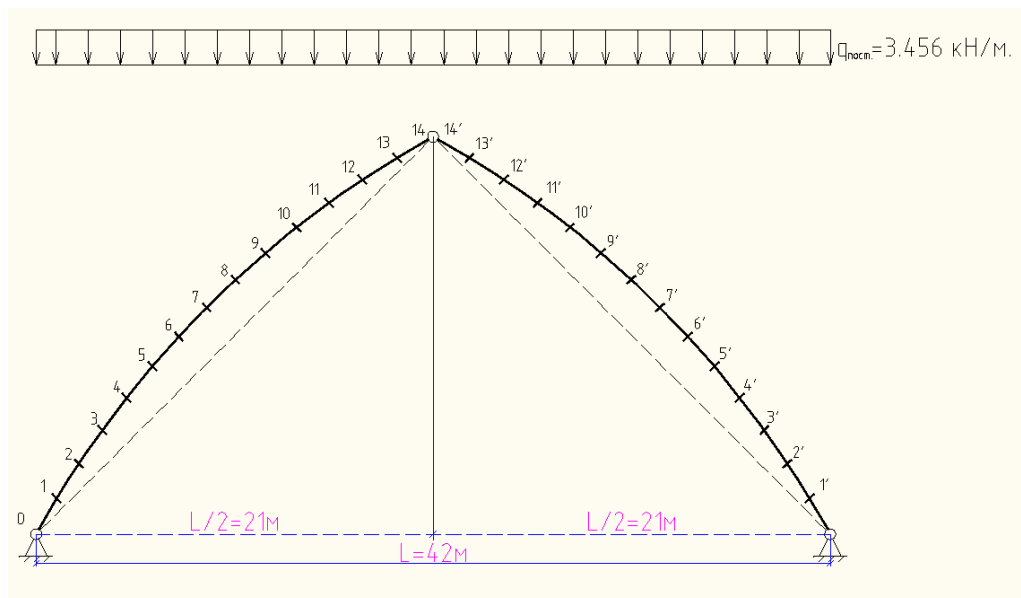


Рис. 6. Схема постоянной нагрузки, действующего на арку.

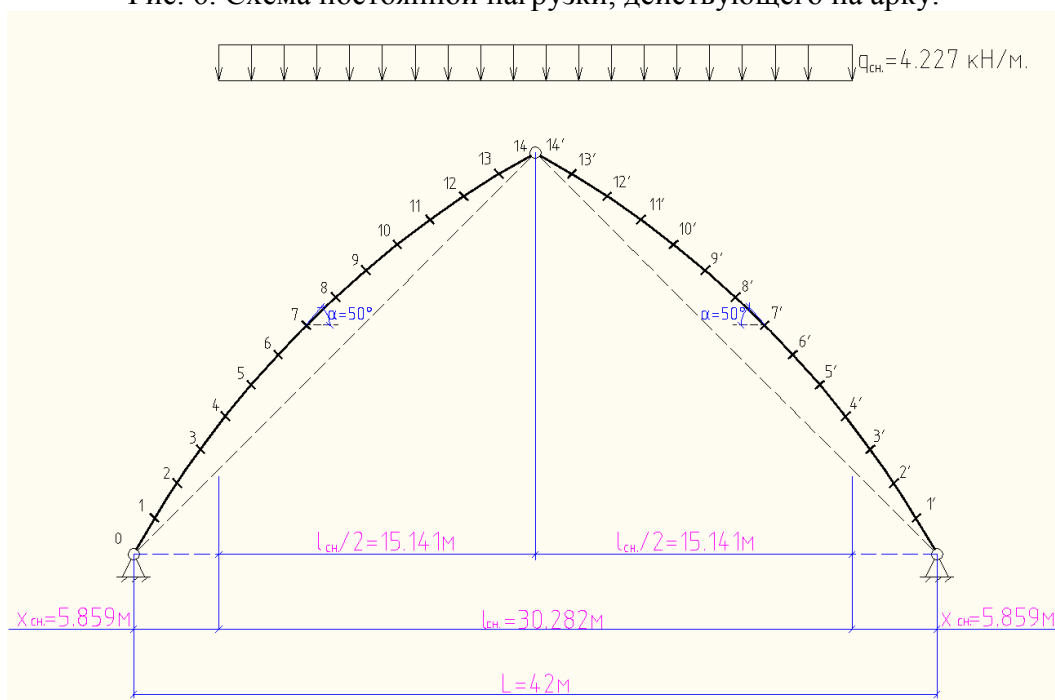


Рис. 7. Схема снеговой нагрузки, действующего на арку.

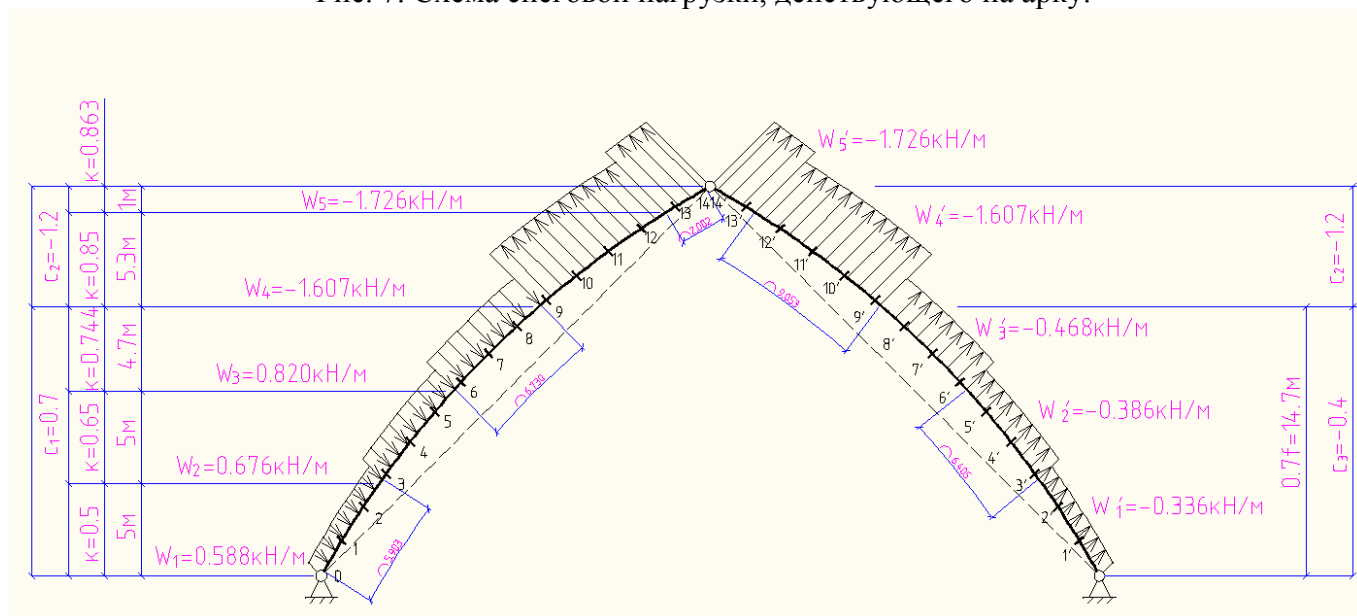


Рис. 8. Схема ветровой нагрузки, действующей на арку.

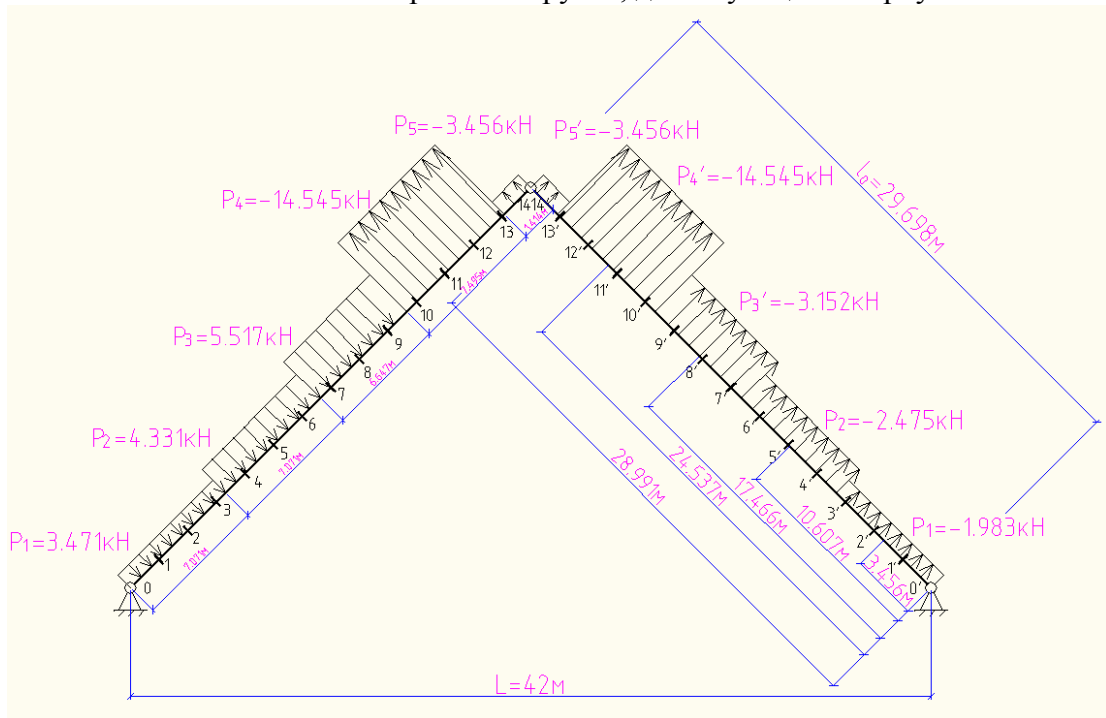


Рис. 9. Схема упрощенной ветровой нагрузки, действующей на арку.

Расчетная ветровая нагрузка на 1 м арки по участкам (Рис. 8):

С наветренной стороны:

$$h \leq 5 \text{ м} - w_1 = 4 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot 0.5 \cdot 1.4 = 0.588 \text{ кН/м}$$

$$h = 10 \text{ м} - w_2 = 4 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot 0.65 \cdot 1.4 = 0.764 \text{ кН/м}$$

$$h \leq 14.7 \text{ м} - w_3 = 4 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot 0.744 \cdot 1.4 = 0.875 \text{ кН/м}$$

$$h \geq 14.7 \text{ м} - w_4 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-1.2) \cdot 0.744 \cdot 1.4 = -1.5 \text{ кН/м}$$

$$h = 20 \text{ м} - w_4 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-1.2) \cdot 0.85 \cdot 1.4 = -1.714 \text{ кН/м}$$

$$h = 21 \text{ м} - w_5 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-1.2) \cdot 0.8625 \cdot 1.4 = -1.739 \text{ кН/м}$$

С заветренной стороны:

$$h \leq 5 \text{ м} - w'_1 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-0.4) \cdot 0.5 \cdot 1.4 = -0.336 \text{ кН/м}$$

$$h = 10 \text{ м} - w'_2 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-0.4) \cdot 0.65 \cdot 1.4 = -0.437 \text{ кН/м}$$

$$h \leq 14.7 \text{ м} - w'_3 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-0.4) \cdot 0.744 \cdot 1.4 = -0.5 \text{ кН/м}$$

$$h \geq 14.7 \text{ м} - w'_4 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-1.2) \cdot 0.744 \cdot 1.4 = -1.5 \text{ кН/м}$$

$$h = 20 \text{ м} - w'_4 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-1.2) \cdot 0.85 \cdot 1.4 = -1.714 \text{ кН/м}$$

$$h = 21 \text{ м} - w'_5 = 4 \cdot 0.3 \cdot (-1.2) \cdot 0.8625 \cdot 1.4 = -1.739 \text{ кН/м}$$

Найдем усредненные значения ветровых нагрузок на участках (Рис. 8):

С наветренной стороны:

$$0 \leq h \leq 5 \text{ м} - w_{1cp} = w_1 = 0.588 \text{ кН/м}$$

$$5 \leq h \leq 10 \text{ м} - w_{2cp} = (w_1 + w_2) / 2 = (0.588 + 0.764) / 2 = 0.676 \text{ кН/м}$$

$$10 \leq h \leq 14.7 \text{ м} - w_{3cp} = (w_2 + w_3) / 2 = (0.764 + 0.875) / 2 = 0.82 \text{ кН/м}$$

$$14.7 \leq h \leq 20 \text{ м} - w_{4cp} = (w_3 + w_4) / 2 = (-1.5 - 1.714) / 2 = -1.607 \text{ кН/м}$$

$$20 \leq h \leq 21 \text{ м} - w_{5cp} = (w_4 + w_5) / 2 = (-1.714 - 1.739) / 2 = -1.726 \text{ кН/м}$$

С заветренной стороны:

$$0 \leq h \leq 5 \text{ м} - w'_{1cp} = w'_1 = -0.336 \text{ кН/м}$$

$$5 \leq h \leq 10 \text{ м} - w'_{2cp} = (w'_1 + w'_2) / 2 = (-0.336 - 0.437) / 2 = -0.386 \text{ кН/м}$$

$$10 \leq h \leq 14.7 \text{ м} - w'_{3cp} = (w'_2 + w'_3) / 2 = (-0.437 - 0.5) / 2 = -0.468 \text{ кН/м}$$

$$14.7 \leq h \leq 20 \text{ м} - w'_{4cp} = (w'_3 + w'_4) / 2 = (-1.5 - 1.714) / 2 = -1.607 \text{ кН/м}$$

$$20 \leq h \leq 21 \text{ м} - w'_{5cp} = (w'_4 + w'_5) / 2 = (-1.714 - 1.739) / 2 = -1.726 \text{ кН/м}$$

Находим длины дуг участков, на которых приложены ветровые усилия (Рис. 8):

Геометрические величины для определения ветровой нагрузки

Таблица 4

Участок хорды	y_n , м	$\sin(90^\circ - \varphi_n) = (y_n + Y_0) / R$	$\alpha_n = 90^\circ - \varphi_n$	$\alpha = \alpha_{n-1} - \alpha_n$	$S_n = (2\pi R / 360^\circ) \cdot \alpha$, м
0	0	0.483	28.901°	0°	0
0-a	5	0.577	32.217°	3.316°	5.903
0-b	10	0.670	42.07°	6.854°	6.405
0-c	14.7	0.758	49.271°	7.201°	6.730
0-d	20	0.857	58.957°	9.686°	9.053
0-14	21	0.875	61.099°	2.142°	2.002
					$\Sigma S_n = S = 30.093$

Находим равнодействующую ветровых давлений на участках (Рис. 9):

С наветренной стороны:

$$0 \leq S \leq a - P_{1cp} = w_{1cp} \cdot S_1 = 0.588 \cdot 5.903 = 3.471 \text{ кН}$$

$$a \leq h \leq b - P_{2cp} = w_{2cp} \cdot S_2 = 0.676 \cdot 6.405 = 4.331 \text{ кН}$$

$$b \leq h \leq c - P_{3cp} = w_{3cp} \cdot S_3 = 0.82 \cdot 6.73 = 5.517 \text{ кН}$$

$$c \leq h \leq d - P_{4cp} = w_{4cp} \cdot S_4 = -1.607 \cdot 9.053 = -14.545 \text{ кН}$$

$$d \leq h \leq 14 - P_{5cp} = w_{5cp} \cdot S_5 = -1.726 \cdot 2.002 = -3.456 \text{ кН}$$

С заветренной стороны:

$$0 \leq S \leq a - P'_{1cp} = w'_{1cp} \cdot S_1 = -0.336 \cdot 5.903 = -1.983 \text{ кН}$$

$$a \leq h \leq b - P'_{2cp} = w'_{2cp} \cdot S_2 = -0.386 \cdot 6.405 = -2.475 \text{ кН}$$

$$b \leq h \leq c - P'_{3cp} = w'_{3cp} \cdot S_3 = -0.468 \cdot 6.73 = -3.152 \text{ кН}$$

$$c \leq h \leq d - P'_{4cp} = w'_{4cp} \cdot S_4 = -1.607 \cdot 9.053 = -14.545 \text{ кН}$$

$$d \leq h \leq 14 - P'_{5cp} = w'_{5cp} \cdot S_5 = -1.726 \cdot 2.002 = -3.456 \text{ кН}$$

Для облегчения расчетов заменяем криволинейную форму арки (дугу) прямолинейной (хордой), и все нагрузки и расчетные сечения переводим на хорду (Рис. 9). При таком приближении значения усилий не будут значительно отличаться от истинных.

Находим длины участков ветровых нагрузок на хорде (Рис. 9) по формулам:

$$\begin{aligned} S_1 &= y_a / \sin \alpha = 5 / \sin 45^\circ = 7.071 \text{ м} \\ S_2 &= (y_b - y_a) / \sin \alpha = (10 - 5) / \sin 45^\circ = 7.071 \text{ м} \\ S_3 &= (y_c - y_b) / \sin \alpha = (14.7 - 10) / \sin 45^\circ = 6.647 \text{ м} \\ S_4 &= (y_d - y_c) / \sin \alpha = (20 - 14.7) / \sin 45^\circ = 7.495 \text{ м} \\ S_5 &= (y_{18} - y_d) / \sin \alpha = (21 - 20) / \sin 45^\circ = 1.414 \text{ м} \end{aligned}$$

Расстояния от опор до равнодействующих ветровых нагрузок (плечи) (Рис. 9):

$$\begin{aligned} l_{p1} &= l_0 - (S_1/2) - S_2 - S_3 - S_4 - S_5 = 29.698 - (7.071/2) - 7.071 - 6.647 - 7.495 - 1.414 = 3.536 \text{ м} \\ l_{p2} &= l_0 - (S_2/2) - S_3 - S_4 - S_5 = 29.698 - (7.071/2) - 6.647 - 7.495 - 1.414 = 10.607 \text{ м} \\ l_{p3} &= l_0 - (S_3/2) - S_4 - S_5 = 29.698 - (6.647/2) - 7.495 - 1.414 = 17.466 \text{ м} \\ l_{p4} &= l_0 - (S_4/2) - S_5 = 29.698 - (7.495/2) - 1.414 = 24.537 \text{ м} \\ l_{p5} &= l_0 - (S_5/2) = 29.698 - (1.414/2) = 28.991 \text{ м} \end{aligned}$$

Расстояния от замкового шарнира до равнодействующих ветровых нагрузок:

$$\begin{aligned} l'_{p1} &= l_0 - l_{p1} = 29.698 - 3.536 = 26.163 \text{ м} \\ l'_{p2} &= l_0 - l_{p2} = 29.698 - 10.607 = 19.092 \text{ м} \\ l'_{p3} &= l_0 - l_{p3} = 29.698 - 17.466 = 12.233 \text{ м} \\ l'_{p4} &= l_0 - l_{p4} = 29.698 - 24.537 = 5.162 \text{ м} \\ l'_{p5} &= l_0 - l_{p5} = 29.698 - 28.991 = 0.707 \text{ м} \end{aligned}$$

Находим координаты расчетных сечений арки на хорде по формулам:

$$\begin{aligned} x_i &= X_0 - R \cdot \cos(90 - \alpha) \\ y_i &= R \cdot \sin(90 - \alpha) - Y_0 \end{aligned}$$

Длины участков:

$$l_i = (y_i - y_{i-1}) / \sin \alpha$$

Расстояния от опоры до сечений по хорде определяем по формуле:

$$l_{0-i} = l_i - l_{0-i-1}$$

Расстояния от замкового шарнира до сечений по хорде определяем по формуле:

$$l_{18-i} = l_0 - l_{0-i}$$

Все вычисления заносим в таблицу 5.

Координаты расчетных сечений арки по хорде

Таблица 5

№ сечений	x_i , м	y_i , м	α_i , °	l_i , м	l_{0-i} , м	l_{14-i} , м
0, 0'	0	0.000	45.000	0	0	29.698
1, 1'	1.5	2.548	45.000	2.121	2.121	27.577
2, 2'	3	4.813	45.000	2.121	4.243	25.456
3, 3'	4.5	6.853	45.000	2.121	6.364	23.335
4, 4'	6	8.708	45.000	2.121	8.485	21.213
5, 5'	7.5	10.407	45.000	2.121	10.607	19.092
6, 6'	9	11.970	45.000	2.121	12.728	16.971
7, 7'	10.5	13.414	45.000	2.121	14.849	14.849
8, 8'	12	14.751	45.000	2.121	16.971	12.728
9, 9'	13.5	15.992	45.000	2.121	19.092	10.607
10, 10'	15	17.145	45.000	2.121	21.213	8.485
11, 11'	16.5	18.217	45.000	2.121	23.335	6.364
12, 12'	18	19.214	45.000	2.121	25.456	4.243
13, 13'	19.5	20.140	45.000	2.121	27.577	2.121
14, 14'	21	21.000	45.000	2.121	29.698	0.000

4. Статический расчет арки

4.1 Определение усилий от действия постоянной нагрузки

Опорные реакции от постоянной нагрузки равномерно распределенной на всем пролете $q_{\text{пост}} = 3.476 \text{ кН/м}$ (Рис. 10):

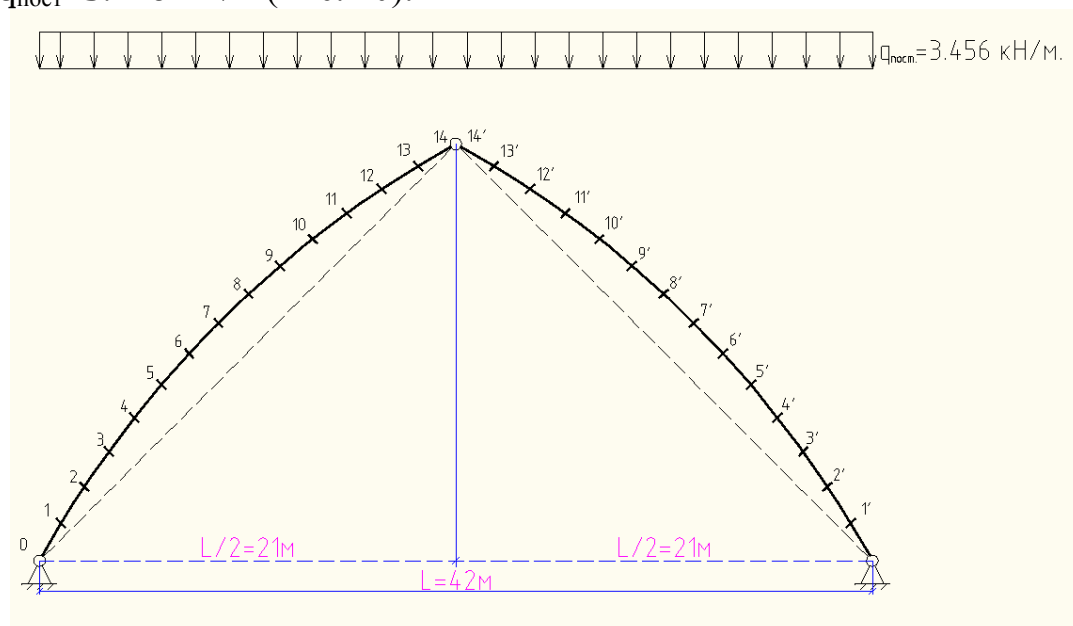


Рис. 10. Схема распределения постоянной нагрузки на арке и реакции от нее.

$$V_A = V_B = \frac{q_{\text{nocm}} \cdot L}{2} = \frac{3.476 \cdot 42}{2} = 72.996 \text{ кН}$$

$$H_A = H_B = \frac{q_{\text{nocm}} \cdot L^2}{8 \cdot f} = \frac{3.476 \cdot 42^2}{8 \cdot 21} = 36.498 \text{ кН}$$

Изгибающие моменты от постоянной нагрузки находим по формулам:

$$M_i = V_A \cdot x_i - \frac{q_{ном} \cdot x_i^2}{2} - H_A \cdot y_i$$

$$M'_i = V_B \cdot x_i - \frac{q_{ном} \cdot x_i^2}{2} - H_B \cdot y_i$$

Поперечные силы определяем по формулам:

$$Q_i = (V_A - q_{ном} \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i$$

$$Q'_i = (V_B - q_{ном} \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i$$

Продольные силы определяются по формулам:

$$N_i = -(V_A - q_{ном} \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i + H_A \cdot \cos \alpha_i$$

$$N'_i = -(V_B - q_{ном} \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i + H_B \cdot \cos \alpha_i$$

Результаты вычислений заносим в таблицу 6.

Усилия от действия постоянной нагрузки

Таблица 6

№ сечения	M, кН·м	Q, кН	N, кН
0, 0'	0.000	3.327	-81.548
1, 1'	12.580	5.055	-76.821
2, 2'	27.687	5.955	-72.194
3, 3'	43.173	7.196	-66.098
4, 4'	57.586	5.815	-63.382
5, 5'	69.889	4.958	-59.245
6, 6'	79.315	3.665	-55.307
7, 7'	85.272	1.986	-51.580
8, 8'	87.297	-0.036	-48.073
9, 9'	85.016	-2.366	-44.792
10, 10'	78.127	-4.972	-41.744
11, 11'	66.376	-7.826	-38.932
12, 12'	49.552	-10.903	-36.361
13, 13'	27.478	-14.182	-34.034
14, 14'	0.000	-17.640	-31.954

4.2 Определение усилий от действия снеговой нагрузки

Снеговая нагрузки $q_{сн}=4.227$ кН/м равномерно распределена в середине пролета на длине $l_{сн}=30.282$ м (Рис. 11):

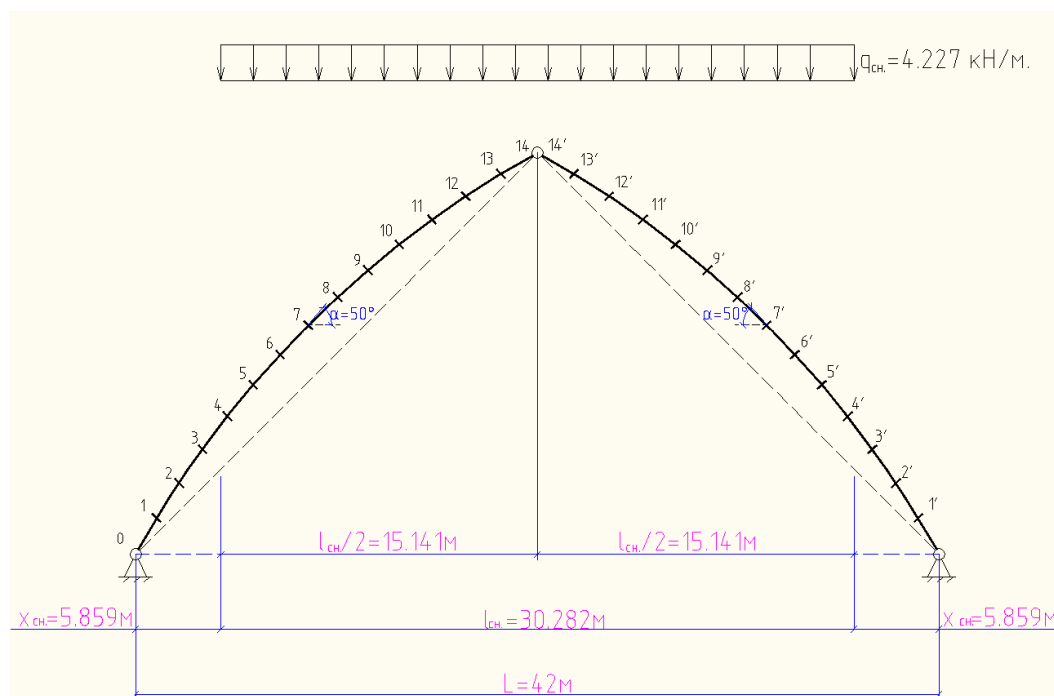


Рис. 11. Схема распределения снеговой нагрузки на арке и реакции от нее.
Опорные реакции (Рис. 11):

$$V_A = V_B = \frac{q_{ном} \cdot l_{ch}}{2} = \frac{4.227 \cdot 30.282}{2} = 64.006 \text{ кН}$$

$$H_A = \left(V_A \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_{ch} \cdot (l_{ch}/2)^2}{2} \right) / f = \left(64.006 \cdot \frac{42}{2} - \frac{4.227 \cdot (30.282/2)^2}{2} \right) / 21 = 40.932 \text{ кН}$$

$$H_B = \left(V_B \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_{ch} \cdot (l_{ch}/2)^2}{2} \right) / f = \left(64.006 \cdot \frac{42}{2} - \frac{4.227 \cdot (30.282/2)^2}{2} \right) / 21 = 40.932 \text{ кН}$$

Изгибающие моменты от снеговой нагрузки находим по следующим формулам:

$$\text{При } i=0-3: M_i = V_A \cdot x_i - H_A \cdot y_i$$

$$\text{При } i=0'-3': M'_i = V_B \cdot x_i - H_B \cdot y_i$$

$$\text{При } i=4-14: M_i = V_A \cdot x_i - H_A \cdot y_i - q_{ch} \cdot (x_i - x_{ch}) \cdot (x_i - x_{ch}) / 2$$

$$\text{При } i=4'-14': M'_i = V_B \cdot x_i - H_B \cdot y_i - q_{ch} \cdot (x_i - x_{ch}) \cdot (x_i - x_{ch}) / 2$$

Поперечные силы определяем по формулам:

$$\text{При } i=0-3: Q_i = V_A \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i$$

$$\text{При } i=0'-3': Q'_i = V_B \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i$$

$$\text{При } i=4-14: Q_i = [V_A - q_{ch} \cdot (x_i - x_{ch})] \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i$$

$$\text{При } i=4'-14': Q'_i = [V_B - q_{ch} \cdot (x_i - x_{ch})] \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i$$

Продольные силы определяем по формулам:

$$\text{При } i=0-3: N_i = -V_A \cdot \sin \alpha_i + H_A \cdot \cos \alpha_i$$

$$\text{При } i=0'-3': N'_i = -V_B \cdot \sin \alpha_i + H_B \cdot \cos \alpha_i$$

$$\text{При } i=4-14: N_i = -[V_A - q_{ch} \cdot (x_i - x_{ch})] \cdot \sin \alpha_i + H_A \cdot \cos \alpha_i$$

$$\text{При } i=4'-14': N'_i = -[V_B - q_{ch} \cdot (x_i - x_{ch})] \cdot \sin \alpha_i + H_B \cdot \cos \alpha_i$$

Все вычисленные значения заносим в таблицу 7.

Усилия от действия снеговой нагрузки

Таблица 7

№ сечения	M, кН·м	Q, кН	N, кН
0, 0'	0.000	-4.900	-75.817
1, 1'	-8.294	-0.708	-75.972
2, 2'	-4.981	3.146	-75.910
3, 3'	7.526	7.877	-73.883
4, 4'	27.559	9.709	-74.846
5, 5'	48.390	8.571	-69.705
6, 6'	65.253	6.901	-64.816
7, 7'	77.487	4.762	-60.191
8, 8'	84.570	2.206	-55.839
9, 9'	86.085	-0.724	-51.770
10, 10'	81.690	-3.989	-47.988
11, 11'	71.104	-7.557	-44.499
12, 12'	54.088	-11.396	-41.308
13, 13'	30.444	-15.479	-38.419
14, 14'	0.000	-19.782	-35.834

4.3 Определение усилий от действия ветровой нагрузки

Опорные реакции определяем исходя из равенства нулю моментов в шарнирных узлах (Рис. 12):

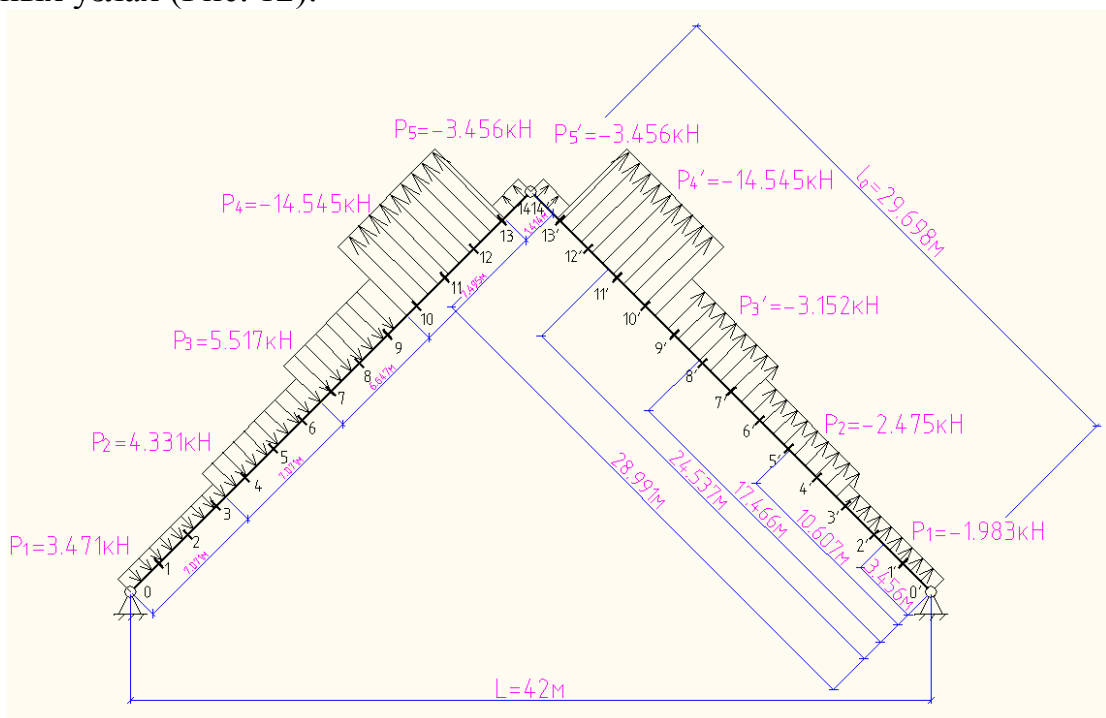


Рис. 12. Схема распределения ветровой нагрузки на арке и реакции от нее.

$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow$

$$\begin{aligned}
 V_A &= (-P_{1cp} \cdot l'_{P1} - P_{2cp} \cdot l'_{P2} - P_{3cp} \cdot l'_{P3} + P_{4cp} \cdot l'_{P4} + P_{5cp} \cdot l'_{P5} + \\
 &+ P'_{5cp} \cdot l_{P5} + P'_{4cp} \cdot l_{P4} + P'_{3cp} \cdot l_{P3} + P'_{2cp} \cdot l_{P2} + P'_{1cp} \cdot l_{P1}) / L = \\
 &= (-3.471 \cdot 26.163 - 4.331 \cdot 19.092 - 5.517 \cdot 12.233 + 14.545 \cdot 5.162 + 3.456 \cdot 0.707 + \\
 &+ 1.983 \cdot 3.536 + 2.475 \cdot 10.607 + 3.152 \cdot 17.466 + 14.545 \cdot 24.537 + 3.456 \cdot 28.991) / 42 = \\
 &= 9.094 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_A=0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} V_B &= (-P_{1cp} \cdot l_{P1} - P_{2cp} \cdot l_{P2} - P_{3cp} \cdot l_{P3} + P_{4cp} \cdot l_{P4} + P_{5cp} \cdot l_{P5} + \\ &+ P'_{5cp} \cdot l'_{P5} + P'_{4cp} \cdot l'_{P4} + P'_{3cp} \cdot l'_{P3} + P'_{2cp} \cdot l'_{P2} + P'_{1cp} \cdot l'_{P1}) / L = \\ &= (-3.471 \cdot 3.536 - 4.331 \cdot 10.607 - 5.517 \cdot 17.466 - 14.545 \cdot 24.537 + 3.456 \cdot 28.991 + \\ &+ 1.983 \cdot 26.163 + 2.475 \cdot 19.092 + 3.152 \cdot 12.233 + 14.545 \cdot 5.162 + 3.456 \cdot 0.707) / 42 = \\ &= 12.327 \text{ } \kappa H \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{C.Л.}=0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} H_A &= \left(V_A \cdot \frac{L}{2} + P_{1cp} \cdot l'_{P1} + P_{2cp} \cdot l'_{P2} + P_{3cp} \cdot l'_{P3} - P_{4cp} \cdot l'_{P4} - P_{5cp} \cdot l'_{P5} \right) / f = \\ &= (9.094 \cdot \frac{42}{2} + 3.471 \cdot 26.163 + 4.331 \cdot 19.092 + \\ &+ 5.517 \cdot 12.233 - 14.545 \cdot 5.162 - 3.456 \cdot 0.707) / 21 = 16.877 \text{ } \kappa H \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{C.ПР.}=0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} H_B &= \left(V_B \cdot \frac{L}{2} - P'_{5cp} \cdot l_{P1} - P'_{4cp} \cdot l_{P2} - P'_{3cp} \cdot l_{P3} - P'_{2cp} \cdot l_{P4} - P'_{1cp} \cdot l_{P5} \right) / f = \\ &= (12.327 \cdot \frac{42}{2} - 1.983 \cdot 26.163 - 2.475 \cdot 19.092 - \\ &- 3.152 \cdot 12.233 - 14.545 \cdot 5.162 - 3.456 \cdot 0.707) / 21 = 2.078 \text{ } \kappa H \end{aligned}$$

$$\Sigma X=0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} -H_A + H_B + (P_{1cp} + P'_{1cp}) \cdot \cos \alpha + (P_{2cp} + P'_{2cp}) \cdot \cos \alpha + (P_{3cp} + P'_{3cp}) \cdot \cos \alpha + (P_{4cp} + P'_{4cp}) \cdot \cos \alpha + \\ + (-P_{5cp} + P'_{5cp}) \cdot \cos \alpha = -16.877 + 2.078 + (3.471 + 1.983) \cdot \cos 45^\circ + (4.331 + 2.475) \cdot \cos 45^\circ + \\ + (5.517 + 3.152) \cdot \cos 45^\circ + (-14.545 + 14.545) \cdot \cos 45^\circ + (-3.456 + 3.456) \cdot \cos 45^\circ = 0 \end{aligned}$$

$$\Sigma Y=0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} V_A + V_B + (P_{1cp} - P'_{1cp}) \cdot \sin \alpha + (P_{2cp} - P'_{2cp}) \cdot \sin \alpha + (P_{3cp} - P'_{3cp}) \cdot \sin \alpha + (P_{4cp} - P'_{4cp}) \cdot \sin \alpha + \\ + (-P_{5cp} - P'_{5cp}) \cdot \sin \alpha = 9.094 + 12.327 + (3.471 - 1.983) \cdot \sin 45^\circ + (4.331 - 2.475) \cdot \sin 45^\circ + \\ + (5.517 - 3.152) \cdot \sin 45^\circ + (-14.545 - 14.545) \cdot \sin 45^\circ + (-3.456 - 3.456) \cdot \sin 45^\circ = 0 \end{aligned}$$

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки находим по следующим формулам:

$$\text{При } i=0, 1: M_i = -V_A \cdot x_i + H_A \cdot y_i$$

$$\text{При } i=0', 1': M'_i = -V_B \cdot x_i + H_B \cdot y_i$$

$$\text{При } i=2-4: M_i = -V_A \cdot x_i + H_A \cdot y_i - P_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1})$$

$$\text{При } i=2'-4': M'_i = -V_B \cdot x_i + H_B \cdot y_i + P'_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1})$$

$$\text{При } i=5-8: M_i = -V_A \cdot x_i + H_A \cdot y_i - P_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) - P_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2})$$

$$\text{При } i=5'-8': M'_i = -V_B \cdot x_i + H_B \cdot y_i + P'_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) + P'_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2})$$

$$\text{При } i=9-11: M_i = -V_A \cdot x_i + H_A \cdot y_i - P_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) - P_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2}) - P_{3cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P3})$$

$$\text{При } i=9'-11': M'_i = -V_B \cdot x_i + H_B \cdot y_i + P'_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) + P'_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2}) + P'_{3cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P3})$$

$$\text{При } i=12-13: M_i = -V_A \cdot x_i + H_A \cdot y_i - P_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) - P_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2}) - P_{3cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P3}) - P_{4cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P4})$$

$$\text{При } i=12'-13': M'_i = -V_B \cdot x_i + H_B \cdot y_i + P'_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) + P'_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2}) + P'_{3cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P3}) + P'_{4cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P4})$$

$$\text{При } i=14: M_i = -V_A \cdot x_i + H_A \cdot y_i - P_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) - P_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2}) - P_{3cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P3}) - P_{4cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P4}) + P_{5cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P5})$$

$$\text{При } i=14': M'_i = -V_B \cdot x_i + H_B \cdot y_i + P'_{1cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P1}) + P'_{2cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P2}) + P'_{3cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P3}) + P'_{4cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P4}) + P'_{5cp} \cdot (l_{0-i} - l_{P5})$$

Поперечные силы определяем по формулам:

$$\text{При } i=0, 1: Q_i = V_A \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i$$

$$\begin{aligned} \text{При } i=0', 1': Q'_i &= V_B \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i \\ \text{При } i=2-4: Q_i &= V_A \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i + P_{1cp} \\ \text{При } i=2'-4': Q'_i &= V_B \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i - P'_{1cp} \\ \text{При } i=5-8: Q_i &= V_A \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i + P_{1cp} + P_{2cp} \\ \text{При } i=5'-8': Q'_i &= V_B \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i - P'_{1cp} - P'_{2cp} \\ \text{При } i=9-11: Q_i &= V_A \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i + P_{1cp} + P_{2cp} + P_{3cp} \\ \text{При } i=9'-11': Q'_i &= V_B \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i - P'_{1cp} - P'_{2cp} - P'_{3cp} \\ \text{При } i=12-13: Q_i &= V_A \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i + P_{1cp} + P_{2cp} + P_{3cp} + P_{4cp} \\ \text{При } i=12'-13': Q'_i &= V_B \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i - P'_{1cp} - P'_{2cp} - P'_{3cp} - P'_{4cp} \\ \text{При } i=14: Q_i &= V_A \cdot \cos \alpha_i - H_A \cdot \sin \alpha_i + P_{1cp} + P_{2cp} + P_{3cp} + P_{4cp} - P_{5cp} \\ \text{При } i=14': Q'_i &= V_B \cdot \cos \alpha_i - H_B \cdot \sin \alpha_i - P'_{1cp} - P'_{2cp} - P'_{3cp} - P'_{4cp} - P'_{5cp} \end{aligned}$$

Продольные силы определяем по формулам:

$$\begin{aligned} \text{При } i=0-14: N_i &= V_A \cdot \sin \alpha_i + H_A \cdot \cos \alpha_i \\ \text{При } i=0'-14': N'_i &= V_B \cdot \sin \alpha_i + H_B \cdot \cos \alpha_i \end{aligned}$$

Активные ветровые нагрузки на продольные усилия не влияют, так как они приложены перпендикулярно к поверхности арки.

Все вычисленные значения заносим в таблицу 8 и 9.

Усилия возникающие в расчетных сечениях арки от действия ветровой нагрузки слева

Таблица 8

№ сечения	M, кН·м	Q, кН	N, кН
0	0	-5.504	18.364
1	11.676	-5.504	18.364
2	20.898	-2.033	18.364
3	25.211	-2.033	18.364
4	29.524	-2.033	18.364
5	33.837	2.298	18.364
6	28.962	2.298	18.364
7	24.087	2.298	18.364
8	19.212	2.298	18.364
9	5.365	7.815	18.364
10	-11.213	7.815	18.364
11	-27.790	7.815	18.364
12	-30.998	-6.730	18.364
13	-16.721	-6.730	18.364
14	0.000	-10.186	18.364

Усилия возникающие в расчетных сечениях арки от действия ветровой нагрузки справа

Таблица 9

№ сечения	M, кН·м	Q, кН	N, кН
0'	0	7.247	10.186
1'	-15.374	7.247	10.186
2'	-29.345	5.264	10.186
3'	-40.511	5.264	10.186
4'	-51.677	5.264	10.186
5'	-62.844	2.789	10.186
6'	-68.760	2.789	10.186
7'	-74.676	2.789	10.186
8'	-80.592	2.789	10.186
9'	-81.381	-0.364	10.186
10'	-80.609	-0.364	10.186
11'	-79.838	-0.364	10.186
12'	-65.696	-14.909	10.186
13'	-34.070	-14.909	10.186
14'	0.000	-18.364	10.186

4.4 Определение сочетаний усилий

Сочетание усилий представим в табличной форме (табл. 10, 11, 12, 13).

Расчетные сочетания усилий при $+M_{\max}$

Таблица 10

№ сечения	Расчетные сочетания усилий при $+M_{\max}$			Схема принятого сочетания нагрузок (№ таблиц) и коэффициент их сочетания
	M, кН·м	Q, кН	N, кН	
0	0.000	-6.037	-133.255	2+(3+4)*0.9
1	24.255	-0.449	-58.457	2+4
2	48.585	3.922	-53.829	2+4
3	72.637	12.456	-116.065	2+(3+4)*0.9
4	108.961	12.724	-114.215	2+(3+4)*0.9
5	143.894	14.740	-105.451	2+(3+4)*0.9
6	164.109	11.944	-97.113	2+(3+4)*0.9
7	176.688	8.341	-89.224	2+(3+4)*0.9
8	180.701	4.018	-81.801	2+(3+4)*0.9
9	167.321	4.016	-74.857	2+(3+4)*0.9
10	159.817	-8.961	-89.731	2+3
11	137.479	-15.383	-83.431	2+3
12	103.641	-22.299	-77.669	2+3
13	57.922	-29.661	-72.453	2+3
14	0.000	-44.612	-47.677	2+(3+4)*0.9

Расчетные сочетания усилий при $+Q_{\max}$

Таблица 11

№ сечения	Расчетные сочетания усилий при $+Q_{\max}$			Схема принятого сочетания нагрузок (№ таблиц) и коэффициент их сочетания
	M, кН·м	Q, кН	N, кН	
0	0.000	10.574	-71.362	2+5
1	-2.794	12.302	-66.636	2+5
2	-3.206	13.524	-131.345	2+(3+5)*0.9
3	13.487	19.023	-123.426	2+(3+5)*0.9
4	35.879	19.291	-121.576	2+(3+5)*0.9
5	56.881	15.182	-112.812	2+(3+5)*0.9
6	76.159	12.386	-104.474	2+(3+5)*0.9
7	87.802	8.782	-96.585	2+(3+5)*0.9
8	90.877	4.459	-89.161	2+(3+5)*0.9
9	89.250	-3.345	-82.218	2+(3+5)*0.9
10	79.100	-8.890	-75.765	2+(3+5)*0.9
11	58.515	-14.954	-69.814	2+(3+5)*0.9
12	39.106	-34.577	-64.371	2+(3+5)*0.9
13	24.215	-41.531	-59.444	2+(3+5)*0.9
14	0.000	-51.972	-55.037	2+(3+5)*0.9

Расчетные сочетания усилий при $N_{\max}$

Таблица 12

№ сечения	Расчетные сочетания усилий при $N_{\max}$			Схема принятого сочетания нагрузок (№ таблиц) и коэффициент их сочетания
	M, кН·м	Q, кН	N, кН	
0	0.000	-1.573	-157.365	2+3
1	4.286	4.347	-152.793	2+3
2	22.706	9.101	-148.103	2+3
3	50.700	15.073	-139.981	2+3
4	85.145	15.525	-138.228	2+3
5	118.279	13.529	-128.950	2+3
6	144.568	10.566	-120.123	2+3
7	162.758	6.749	-111.771	2+3
8	171.866	2.170	-103.912	2+3
9	171.101	-3.090	-96.562	2+3
10	159.817	-8.961	-89.731	2+3
11	137.479	-15.383	-83.431	2+3
12	103.641	-22.299	-77.669	2+3
13	57.922	-29.661	-72.453	2+3
14	0.000	-37.423	-67.788	2+3

№ сечения	Расчетные сочетания усилий при $-M_{\max}$			Схема принятого сочетания нагрузок (№ таблиц) и коэффициент их сочетания
	M, кН·м	Q, кН	N, кН	
0	0.000	5.439	-140.616	2+(3+5)*0.9
1	-8.721	10.940	-136.029	2+(3+5)*0.9
2	-3.206	13.524	-131.345	2+(3+5)*0.9
3	2.662	12.460	-55.912	2+5
4	5.908	11.079	-53.196	2+5
5	7.045	7.747	-49.059	2+5
6	10.555	6.454	-45.121	2+5
7	10.596	4.775	-41.394	2+5
8	6.705	2.752	-37.887	2+5
9	3.636	-2.730	-34.606	2+5
10	-2.482	-5.336	-31.558	2+5
11	-13.462	-8.189	-28.746	2+5
12	-16.144	-25.812	-26.175	2+5
13	-6.592	-29.090	-23.848	2+5
14	0.000	-51.972	-55.037	2+(3+5)*0.9

В таблицах 10, 11, 12 и 13 приведены расчетные значения внутренних усилий при неблагоприятных сочетаниях постоянных и временных нагрузок. При учете одновременно двух и более временных нагрузок вводился коэффициент сочетаний $\gamma_c=0.9$.

5. Подбор сечения арки

Для изготовления арки принимаем пиломатериал из древесины сосны 2 сорта толщиной 3,3 см. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Оптимальная высота поперечного сечения арки находится в пределах

$$h=(1/40 - 1/50)L = (1/40 - 1/50)4200 = 105 - 84 \text{ см, принимаем } h=850 \text{ мм.}$$

Согласно СНиП II-25-80, пп. 3.1 и 3.2, коэффициенты условий работы древесины будут при $h = 85 \text{ см}$, $\delta_{\text{сл}} = 3,3 \text{ см}$; $m_b = 0,89$; $m_{\text{сл}} = 1$, $r_k/a = 5355/3,3 = 1623 > 500 \text{ м}_{\text{гн}} = 1$;

r_k – радиус кривизны гнутой доски или бруска;

a – толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

соответственно расчетное сопротивление сжатию и изгибу

$$R_c = R_{\text{и}} = 0,89 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16 / 0,95 = 15 \text{ МПа.}$$

Толщину фанерных стенок принимаем равной $\delta_{\text{ст}}=12 \text{ мм}$. Используем фанеру из древесины лиственницы марки ФСФ сорта В/ВВ волокнами рубашек вдоль оси арки. Пояса выполняем клееными из 7 досок 260х33 мм (до острожки по сортаменту 275х40 мм) сечением $b_{\text{п}} \cdot h_{\text{п}}=260 \times 231 \text{ мм}$ (рис. 13). Устраиваем в поясах по 2 пропила с тем, чтобы ширина пояса приклеиваемого к фанерной стенке не превышала 100 мм.

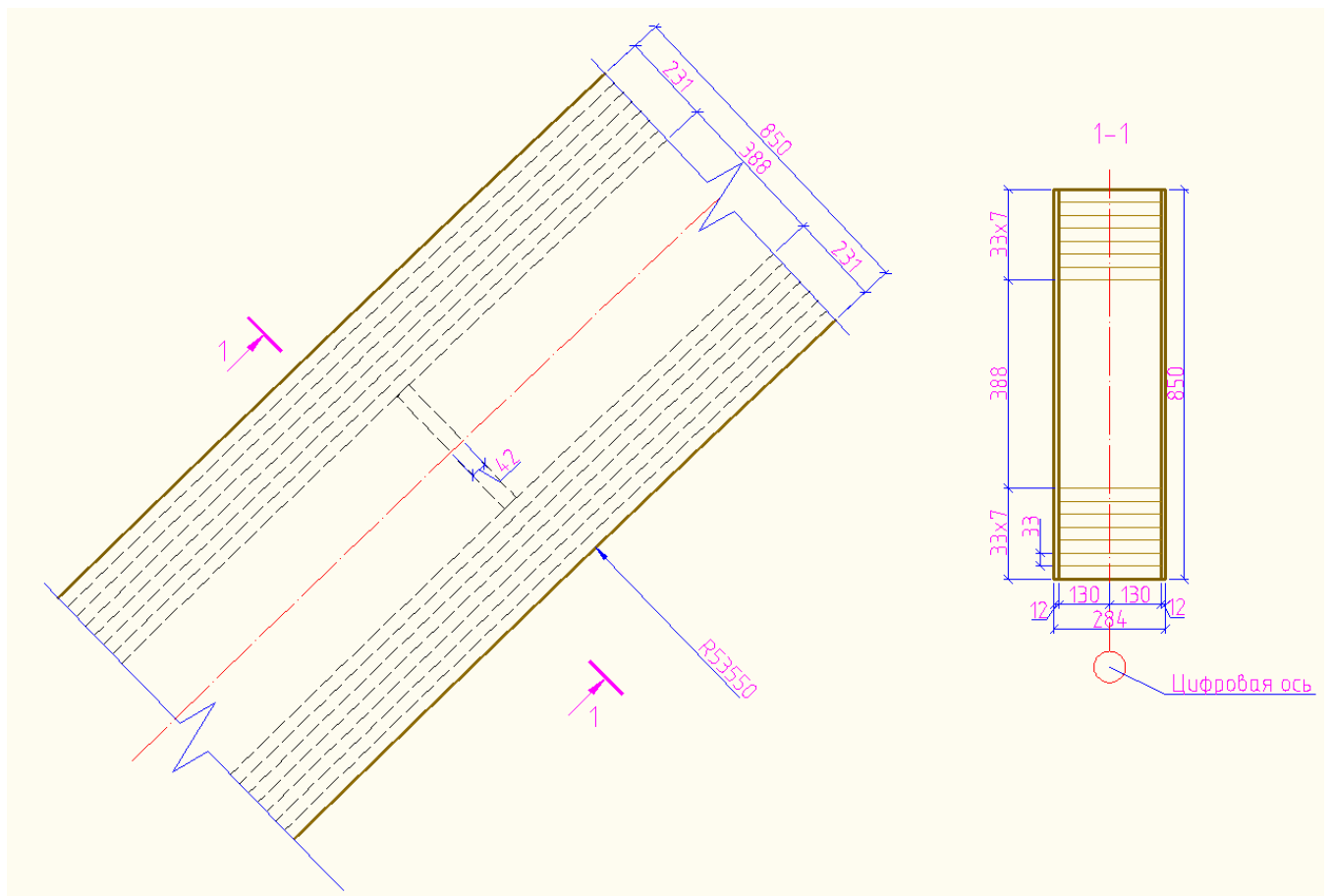


Рис. 13. Сечение клефанерной арки.

Геометрические характеристики сечения арки приводимого к древесине при $E_{\phi}/E_d = 70000/100000 = 0.7$ в плоскости изгиба:

$$I_{\text{пр.}} = 2 \left(\frac{26 \cdot 23,1^3}{12} + 26 \cdot 23,1 \cdot 30,95^2 \right) + 2 \frac{1,2 \cdot 85^3}{12} \cdot 0,7 =$$

$$= 1204046,844 + 85977,5 = 1290024,344 \text{ см}^4;$$

$$I_{\text{пр.}\phi} = 2 \frac{1,2 \cdot 85^3}{12} = 122825 \text{ см}^4$$

$$W_{\text{пр.}} = \frac{2 \cdot 1290024,344}{85} = 30353,51 \text{ см}^3;$$

$$F_{\text{пр.}} = 2 \cdot 26 \cdot 23,1 + 2 \cdot 1,2 \cdot 85 \cdot 0,7 = 1344 \text{ см}^2;$$

$$S_{\text{пр}} = S_d + S_{\phi} \cdot 0,7 = 26 \cdot 23,1 \cdot 30,95 + 2 \cdot 1,2 \cdot 42,5 \frac{42,5}{2} 0,7 = 20105,82 \text{ см}^3$$

$$S_{\phi} = 2 \cdot 1,2 \cdot 42,5 \frac{42,5}{2} = 2167,5 \text{ см}^3$$

$$\lambda = \frac{0,5 \cdot S}{\sqrt{\frac{I_{\text{пр.}x}}{F_{\text{пр.}}}}} = \frac{3009,3}{\sqrt{\frac{1290024,344}{1344}}} = 97,133 < 120;$$

Проверяем принятое сечение по расчетным усилиям в сечении 8 (табл. 10), наибольший изгибающий момент в сечении равен $M_{\max}=180.701 \text{ кН}\cdot\text{м}=0.181 \text{ МН}\cdot\text{м}$, $N_{\text{соот}}=-81.801 \text{ кН}=-0.0818 \text{ МН}$, $Q_{\text{соот}}=4.018 \text{ кН}$.

Расчет арки на прочность выполняем в соответствии с указаниями [СНиП II-25-80](#), п. 4.17, формула (28)

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{\text{пр.}}} + \frac{M_D}{W_{\text{пр}}} \leq R_{\text{ср}}$$

$$\sigma_c = \frac{8180.1}{1344} + \frac{2077011.5}{30353.51} = 74,5 \text{ кгс/см}^2 < R_c = 150 \text{ кгс/см}^2$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{\text{пр}} \cdot R_c} = 1 - \frac{97,133^2 \cdot 8180.1}{3000 \cdot 150 \cdot 1344} = 0.87$$

$$M_D = \frac{M}{\xi} = \frac{1807 \cdot 10^3}{0,87} = 2077011,5 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

Проверяем клеевой шов между шпонами фанеры в месте приклейки к стенам поясов на максимальную поперечную силу в сечении 14 $Q=5197.2 \text{ кгс}$;

Проверяем фанерную стенку на срез на уровне нейтральной оси по формуле (42) [СНиП II-25-80](#), п. 4.27, 4.28

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{Q \cdot S_{\text{пр}}}{I_{\text{пр}} \cdot \delta_{\text{ст}} \cdot n} = \frac{5197.2 \cdot 20105.82}{1290024.344 \cdot 1.2 \cdot 2} = 33.75 \text{ кгс/см}^2 < R_{\text{ф.ср.}} = 50 \text{ кгс/см}^2$$

Проверяем фанерную стенку на скалывание на уровне нейтральной оси по формуле (42) [СНиП II-25-80](#), п. 4.27, 4.28

$$\tau_{\text{ск}} = \frac{Q \cdot S_{\text{пр}}}{I_{\text{пр}} \cdot h_{\text{п}} \cdot n} = \frac{5197.2 \cdot 20105.82}{1290024.344 \cdot 23.1 \cdot 2} = 1,75 \text{ кгс/см}^2 < R_{\text{ф.ск.}} = 6 \text{ кгс/см}^2$$

где $n=2$ – число вертикальных клеевых швов;

Прочность стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений проверяем по формуле (45) [СНиП II-25-80](#), п. 4.30

$$\frac{\sigma_{\text{с т}}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{с т}}}{2}\right)^2 + \tau_{\text{с т}}^2} \leq R_{\text{ф.р.}\alpha}$$

$$1,425 + \sqrt{1,425^2 + 38,22^2} = 39.66 \text{ кгс/см}^2 < R_{\text{ф.р.}\alpha} = 50 \cdot 0.8 = 40 \text{ кгс/см}^2$$

где $R_{\text{ф.р.}\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α определяемое по графику рис. 17 прил. 5 [СНиП II-25-80](#);

$m_{\text{ф}}=0,8$, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры, стыкованной «на ус»;

$\sigma_{\text{с т}}$ – нормальное напряжение в стенке от изгиба;

$\tau_{\text{с т}}$ – касательные напряжения в стенке;

α – угол, определяемый из зависимости

$$\text{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{\text{с т}}}{\sigma_{\text{с т}}} = \frac{2 \cdot 38.21}{2.85} = 26.81$$

$$\alpha = 0,5 \arctg (2\tau_{\text{с т}}/\sigma_{\text{с т}}) = 0,5 \arctg (2 \cdot 38.21/2.85) = 43.93^\circ$$

$$\sigma_{\text{с т}} = M \cdot 0,5 \cdot h_{\text{ст}}/I_{\text{пр}} = \frac{1807000 \cdot 0.5 \cdot 38.8}{122825} = 2,85 \text{ кгс/см}^2$$

$$\tau_{\text{ст}} = \frac{Q \cdot S_{\text{пр}}}{I_{\text{пр}} \cdot \sum \delta_{\phi}} = \frac{5197.2 \cdot 2167.5}{122825 \cdot 1.2 \cdot 2} = 38.21 \text{ кгс/см}^2$$

Устойчивость стенки с продольным по отношению к оси элементом расположением волокон наружных слоев следует проверять на действие касательных и нормальных напряжений при условии

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta} > 50$$

где $h_{\text{ст}}$ – высота стенки между внутренними гранями полок;

δ – толщина стенки.

Так как $\frac{h_{\text{ст}}}{\delta} = \frac{85 - 2 \cdot 23.1}{1.2} = 32.33 < 50$ проверка стенки на местную устойчивость не требуется.

Проверим сечение на устойчивость плоской формы деформирования по формуле (33) п. 4.18 [СНиП II-25-80](#).

$$\frac{N}{\phi R_c F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M_d}{\phi_m R_{\text{и}} W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1,$$

в сечении 12 при совместном действии отрицательного изгибающего момента и продольной силы $M_{\text{max}} = -16.144 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_{\text{соот}} = -26.175 \text{ кН}$.

Покрывание из плит шириной 150 см раскрепляет верхнюю кромку арки по всей длине, откуда

$$l_p = 150 \text{ см} < 70 \cdot b^2 / (h m_0) = 70 \cdot 28.4^2 / (85 \cdot 1) = 664.2 \text{ см},$$

т.е. имеет место сплошное раскрепление при положительном моменте сжатой кромки, а при отрицательном – растянутой, следовательно, показатель степени $n = 1$ в формуле (33), [СНиП II-25-80](#).

Предварительно определяем:

а) коэффициент ϕ_m по формуле (23), п. 4.14, [СНиП II-25-80](#)

$$\phi_m = k \cdot b^2 K_{\phi} / (l_p h) = 140 \cdot 28.4^2 \cdot 1.13 / (3009.3 \cdot 85) = 0.49$$

Согласно [СНиП II-25-80](#), п. 4.14, к коэффициенту ϕ_m вводим коэффициенты $K_{\text{жм}}$ и $K_{\text{нм}}$. С учетом подкрепления внешней кромки при $m > 4$ $K_{\text{жм}} = 1$

$$K_{\text{нм}} = 0.142 l_p / h + 1.76 h / l_p + 1.4 \alpha_p = 0.142 \cdot 3009.3 / 85 + 1.76 \cdot 85 / 3009.3 + 1.4 \cdot 0.56 = 5.86;$$

$$\phi_m K_{\text{нм}} = 0.49 \cdot 5.86 = 2.87;$$

б) коэффициент ϕ по [СНиП II-25-80](#), п. 4.3, формула (8) для гибкости из плоскости

$$\phi = A / \lambda_y^2 = 3100 / 366.6^2 = 0.023$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 \cdot S}{0.289 \cdot b} = \frac{3009.3}{0.289 \cdot 28.4} = 366.6$$

Согласно [СНиП II-25-80](#), п. 4.18, к коэффициенту ϕ вводим коэффициент $K_{\text{нн}}$, который при $m > 4$ равен:

$$K_{\text{нн}} = 0.75 + 0.06 (l_p / h)^2 + 0.6 \alpha_p l_p / h = 0.75 + 0.06 (3009.3 / 85)^2 + 0.6 \cdot 0.56 \cdot 3009.3 / 85 = 87.85;$$

$$\phi K_{нН} = 0,023 \cdot 87,85 = 2,02$$

Подставив найденные значения в формулу (33) [СНиП II-25-80](#), получим

$$N/(F_{пр}\phi R_c) + M_d/(W_{пр}\phi_m R_{и}) = 2617,5/(1344 \cdot 2,02 \cdot 150) + 2077011,5/(30353,1 \cdot 2,87 \cdot 150) = 0,0064275 + 0,16 = 0,166 < 1.$$

Таким образом, условие устойчивости выполнено и раскрепления внутренней кромки в промежутке между пятой и коньковым шарниром не требуется.

Для увеличения жесткости конструкции введем ребра жесткости

$b_p \times h_p = 260 \times 100 \text{ л} = 388 \text{ мм}$, с шагом

$$a = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) L = \frac{3009,3}{10} = 300,93 \text{ см}$$

По концам полуарок (от торцов до первых стыков фанерной стенки) сечение выполняем сплошным дощатоклееным из 26 досок с устройством восьми пропилов шириной 0,5 мм, глубиной до 30 мм с расстоянием между ними в свету $90 \text{ мм} < 100 \text{ мм}$.

Верхний пояс проектируем из древесины II сорта, нижний – I сорта.

6. Расчет узлов арки

6.1 Расчет опорного узла

Опорный узел, соединяющий конец арки с фундаментом, решается с помощью стального башмака, состоящего из горизонтального опорного листа, двух вертикальных боковых фасонок и упорной диафрагмы между ними (Рис. 14).

Листовая сталь МА

рки ВстЗпсб-1. Опорный узел выполнен с применением цилиндрического шарнира. Марка стали для шарнира 16Г2АФ.

Действующее усилие на торце арки $N_0 = -157,365 \text{ кН}$, $Q_0 = 10,574 \text{ кН}$.

Определяем требуемый диаметр цилиндрического шарнира из условия сопротивления изгибу металла стержня:

$$\sigma = M/W = [N \cdot (h_{\text{оп.лист}}/2)^2 / h_{\text{оп.лист}}] / [\pi \cdot d^3 / 32] \leq R_y \gamma_n$$

$$d = \sqrt[3]{32 \cdot N \cdot (h_{\text{оп.лист}}/4) / \pi \cdot R_y \cdot \gamma_n} = \sqrt[3]{32 \cdot 157,365 \cdot (30/4) / (3,14 \cdot 37,5 \cdot 0,95)} = 7,9632 \text{ см}$$

где, $R_y = 37,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу стали марки 16Г2АФ.

Принимаем стержень шарнира $d = 90 \text{ мм}$ из стали марки 16Г2АФ.

Определяем толщину упорных листов для шарниров из условия сопротивления стали смятию.

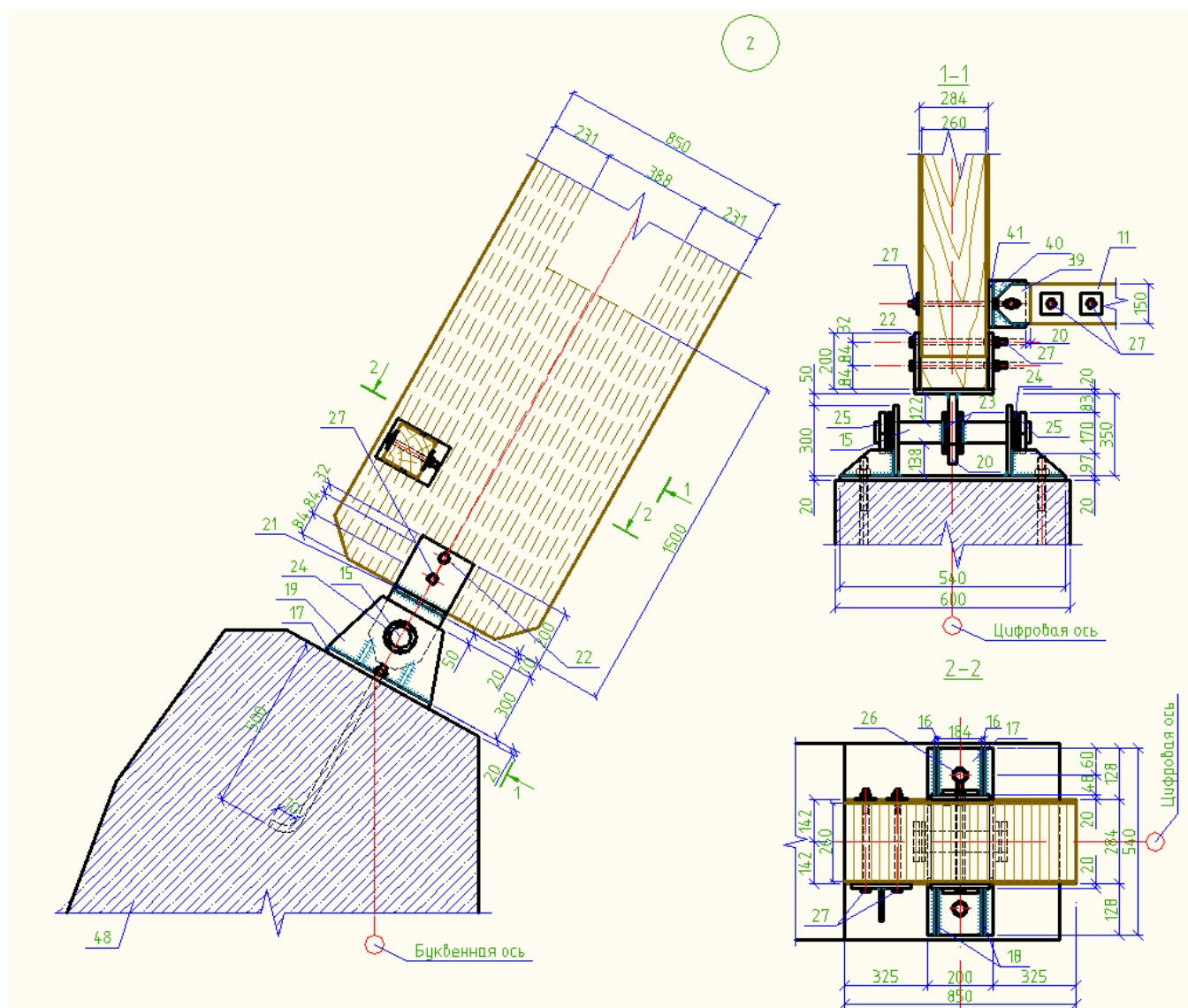


Рис. 14. Схема опорного узла.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом (в нашем случае стержень шарнира) по смятию элементов, рассчитывается по формуле:

$$N_{\text{см}} = R_{\text{см}} \cdot \gamma_b \cdot A_{\text{см}}$$

где, $R_{\text{см}}$ – расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами, для марки стали ВстЗпс6-1 $R_{\text{см}} = 420 \text{ МПа} = 42 \text{ кН/см}^2$,

γ_b – коэффициент условий работы соединения, для болтов грубой и нормальной точности $\gamma_b = 0.9$,

$A_{\text{см}}$ – площадь смятия.

Площадь смятия, в нашем случае, при 2-ух участках опирания (2 опорных столика для шарнира) и в предположении, что опирается на $1/4$ длины окружности стержня шарнира, равна:

$$A_{\text{см}} = n \cdot l_{\text{оп}} \cdot t_{\text{д}} = 2 \cdot 7.065 \cdot 1.2 = 16.956 \text{ см}^2$$

$$l_{\text{оп}} = (2 \cdot \pi \cdot R) \cdot 1/4 = 2 \cdot 3.14 \cdot 4.5 \cdot 1/4 = 7.065 \text{ см}$$

где, $n=2$ – число участков опирания,

$R = d/2 = 9/2 = 4.5 \text{ см}$.

Из вышеприведенных условий получаем выражение для определения толщины листа:

$$t_{\text{л}} = N / (R_{\text{см.м.}} \cdot \gamma_{\text{б}} \cdot n \cdot l_{\text{оп}}) = 157.365 / (34.5 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 7.065) = 0.359 \text{ см}$$

где, $R_{\text{см.м.}} = 345 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление стали марки Вст3псб6-1 местному смятию торцевой поверхности в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании.

Принимаем, из сортамента горячекатаной прокатной стали, большее значение $t_{\text{л}} = 12 \text{ мм}$ (Рис. 14).

Толщину для опорного листа, крепящего к арке, принимаем из условия равнозначной работы, то есть $2t_{\text{л}} = 2 \cdot 12 = 24 \text{ мм}$.

Размеры башмака определяем исходя из требований закрепления его к фундаменту и арке.

Размеры опорного листа башмак находим исходя из требований закрепления его анкерными болтами $\varnothing 20$ и ширины сечения арки:

$$b_{\text{оп.лист}} \geq b_{\text{ар}} + n_{\text{уч}} \cdot 2.5 \cdot d = 28.4 + 2 \cdot 2.5 \cdot 2 = 38.4 \text{ см}$$

Принимаем $b_{\text{оп.лист}} = 54 \text{ см} = 0.54 \text{ м} > 0.384 \text{ м}$ (Рис. 14).

$$h_{\text{оп.лист}} \geq n_{\text{б}} \cdot 2.5 \cdot d = 2 \cdot 2.5 \cdot 2 = 10 \text{ см}$$

где, $d = 2 \text{ см}$ – диаметр принятых анкерных болтов;

$n_{\text{уч}} = 2$ – число участков, на которые делят анкерные болты опорный лист в ширину.

Принимаем $h_{\text{оп.лист}} = 20 \text{ см} = 0.2 \text{ м} > 0.10 \text{ м}$ (Рис. 14).

Расстояние между осями цилиндрических нагелей вдоль волокон древесины S_1 , поперек волокон S_2 и от кромки элемента S_3 следует принимать не менее: для стальных нагелей $S_1 = 7d$, $S_2 = 3.5d$, $S_3 = 3d$ (по СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции», пункт 5.18).

Размеры двух фасонок принимаем:

$$b_{\text{фас}} \geq n_{\text{б}} \cdot 3.5d = 2 \cdot 3.5 \cdot 1.2 = 8.4 \text{ см}$$

$$h_{\text{фас}} \geq n_{\text{б}} \cdot 7d = 2 \cdot 7 \cdot 1.2 = 16.8 \text{ см}$$

Принимаем: $b_{\text{фас}} = 10 \text{ см} > 8.4 \text{ см}$, $h_{\text{фас}} = 20 \text{ см} > 16.8 \text{ см}$ (Рис. 14).

Площадь смятия равна: $A_{\text{см}} = h_{\text{оп.лист}} \cdot b_{\text{ар}} = 0.2 \cdot 0.284 = 0.0568 \text{ м}^2 = 568 \text{ см}^2$.

Расчетное сопротивление смятию:

$$R_{\text{см}}^* = R_{\text{см}} \cdot m_{\text{гн}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{н}} \cdot m_{\text{ст}} \cdot m_{\text{п}} / \gamma_{\text{п}} = 11 \cdot 1 \cdot 0.89 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 1.2 / 0.95 = 14.84 \text{ МПа}$$

Прочность торцевого сечения на смятие:

$$\sigma_{\text{см}} = N / A_{\text{см}} = 0.1574 \text{ МН} / 0.057 \text{ м}^2 = 0.9 \text{ МПа} < 14.84 \text{ МПа}$$

То есть, прочность торцевого сечения на смятие обеспечена.

Болты, крепящие стальной башмак к арке, воспринимают поперечную силу

$Q_0 = 10.574 \text{ кН}$, которая действует перпендикулярно продольным волокнам (Рис. 14).

Принимаем болты $\varnothing 12$ мм, которые работают как симметричные двухсрезные при толщине сечения арки $b_{ap}=28,4$ см (Рис. 14). В нашем случае угол смятия равен $\alpha=90^\circ$. С учетом диаметра болтов и угла смятия получим, что коэффициент учета угла смятия $k_\alpha=0.7$ (по СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции», таблица 19).

Несущая способность болта в одном срезе по изгибу:

$$T_u = 2.5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 2.5 \cdot 1.2^2 \cdot \sqrt{0.7} = 3.012 \text{ кН}$$

Несущая способность древесины по смятию:

$$T_{cm} = 0.5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0.5 \cdot 28.4 \cdot 1.2 \cdot 0.7 = 11.928 \text{ кН}$$

$c=b_{ap}=28,4$ см – ширина сечения, в котором находится болт.

Требуемое число болтов определяем исходя из наименьшего из несущих способностей:

$$n_{mp} = Q / (2T_{min}) = 10.574 / (2 \cdot 3.012) = 1.76$$

Принимаем 2 болта $\varnothing 12$ мм (Рис. 14).

Определяем толщину опорного листа.

Лист работает на изгиб от давления торца полуарки и реактивного давления фундамента. Силы $P_1=P_2$ приложены от края опорного листа на расстоянии $a=128+t_{уп.лист}/2=230+12/2=134$ мм. Длина торца: $l_1=2t_{уп.лист}=2 \cdot 1.2=2.4$ см. (Рис. 14). Длина листа: $l_2=b_{оп.лист}=54$ см (Рис. 14). Расчетная ширина сечения $b_p=1$ см.

Давление торца от лобового упора:

$$q_1 = \sigma_{cm} / b_p = [(N/2) / A_{уп.}] \cdot b_p = [(N/2) / (h_{оп.лист} \cdot t_{уп.лист})] \cdot b_p = [78682.5 / (20 \cdot 1.2)] \cdot 1 = 3278.44 \text{ Н/см}^2$$

Давление фундамента: $q_2 = q_1 \cdot l_1 / l_2 = 3278.44 \cdot 2.4 / 54 = 145.71 \text{ Н/см}^2$.

Изгибающий момент:

$$M = q_2 \cdot l_2^2 / 8 - q_1 \cdot a = (145.71 \cdot 54^2 / 8) - 3278.44 \cdot 13.4 = 9180.199 \text{ Н} \cdot \text{см} = 9.181 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Расчетное сопротивление стали опорного листа равно $R=240 \text{ МПа}=24 \text{ кН/см}^2$.

Требуемый момент сопротивления равен: $W_{тр}=M/R$.

Требуемая толщина опорного листа равна:

$$t_{оп.лист} = \sqrt{(6 \cdot M / R)} = \sqrt{(6 \cdot 9.181 / 24)} = 1.752 \text{ см}$$

где, $R_y=24 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу стали марки ВстЗпсб-1.

Принимаем ближайшее большее значение из сортамента прокатной стали $t_{оп.лист}=20$ мм (Рис. 14).

Расчет анкерных болтов.

Анкерные болты считаем исходя из условия сопротивления срезу металла болтов, так как болты в данной конструкции работают на срез.

Принимаем болты $\varnothing 20$ нормальной точности. Класс прочности болта примем 5.8, имеющий расчетное сопротивление срезу равное $R_{б.срез}=200 \text{ МПа}=20 \text{ кН/см}^2$ («Металлические конструкции» под редакцией Е.И. Беленя, Москва, «Стройиздат», 1986 г., таблица 6.1, стр. 113). Число срезающих плоскостей равна 1. Отверстия под болты нормальной точности в опорной плите на 3 мм больше, в нашем случае $d_{отв}=20+3=23$ мм. Коэффициент условий работы болтового соединения $\gamma_6=0.9$ – для болтов грубой и нормальной точности в многоболтовом соединении.

$$\text{Площадь сечения болта: } A_6 = \pi d^2 / 4 = 3.14 \cdot 2^2 / 4 = 3.14 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения болта нетто: $A_{б,нетто}=0.85A_б=0.85 \cdot 3.14=2.669 \text{ см}^2$.

Максимальная поперечная сила, перерезывающая болты, равна $Q=51.972 \text{ кН}$.

Несущая способность одного болта, имеющего один рабочий срез:

На срез: $N_{срез}=R_{б.ср.} \cdot A_{б.нетто} \cdot \gamma_{б}=20 \cdot 3.14 \cdot 1 \cdot 0.9=56.52 \text{ кН}$

На смятие листа: $N_{смят.}=R_{см.стали} \cdot \gamma_{б} \cdot t_{оп.листа} \cdot d=42 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 2=151.2 \text{ кН}$.

где, $R_{см.стали}=420 \text{ МПа}=42 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление местному смятию стали в болтовом соединении для марки стали ВстЗпс6-1.

Количество болтов на полулисте:

$$n=Q/(\gamma_n \cdot N_{\min})=51.972/(0.95 \cdot 56.52)=0.97$$

Так как необходимо симметричное расположение, то принимаем 2 анкерных болта $\varnothing 20$ (ГОСТ 24379.1-80*).

Длину анкерной в бетонный фундамент принимаем исходя из минимальных требований ГОСТ 24379.1-80*, равный $L=25d=25 \cdot 20=500 \text{ мм}$. Длину загнутой части анкера также принимаем из требований ГОСТ 24379.1-80*, равный для $\varnothing 20$ $l=70 \text{ мм}$ (ГОСТ 24379.1-80*, таблица 2).

6.2 Расчет конькового узла

Коньковый узел конструируем с помощью двух стальных креплений из упорного листа и двух фасонки с отверстиями для болтов (Рис. 15). Размеры фасонки и опорных листов в коньковом узле следующие: $h_{оп.лист}=38.2 \text{ см}$, $b_{оп.лист}=32.4 \text{ см}$, $h_{фас.}=22 \text{ см}$, $b_{фас.}=41 \text{ см}$ (Рис. 15).

Площадь смятия: $A_{см}=h_{оп.лист} \cdot b_{ар}=38.2 \cdot 28.4=1084.88 \text{ см}^2$.

Коньковый узел рассчитываем на действие максимального продольного усилия $N_{18}=-67.788 \text{ кН}$ и поперечной силы $Q_{18}=-51.972 \text{ кН}$.

Проверка торцового сечения полуарки на смятие.

Угол смятия равен $\alpha_{18}=28.901^\circ$ к волокнам древесины.

Расчетное сопротивление смятию под углом $\alpha_{18}=28.901^\circ$:

$$R_{см,\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_c}{R_{см,90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{11}{1 + \left(\frac{11}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 28.901^\circ} = 6.786 \text{ МПа} = 0.6786 \text{ кН/см}^2$$

Напряжения смятия в коньковом узле:

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A_{см}} = \frac{67.788 \text{ кН}}{1084.88 \text{ см}^2} = 0.06248 \text{ кН/см}^2 < 0.6786 \text{ кН/см}^2$$

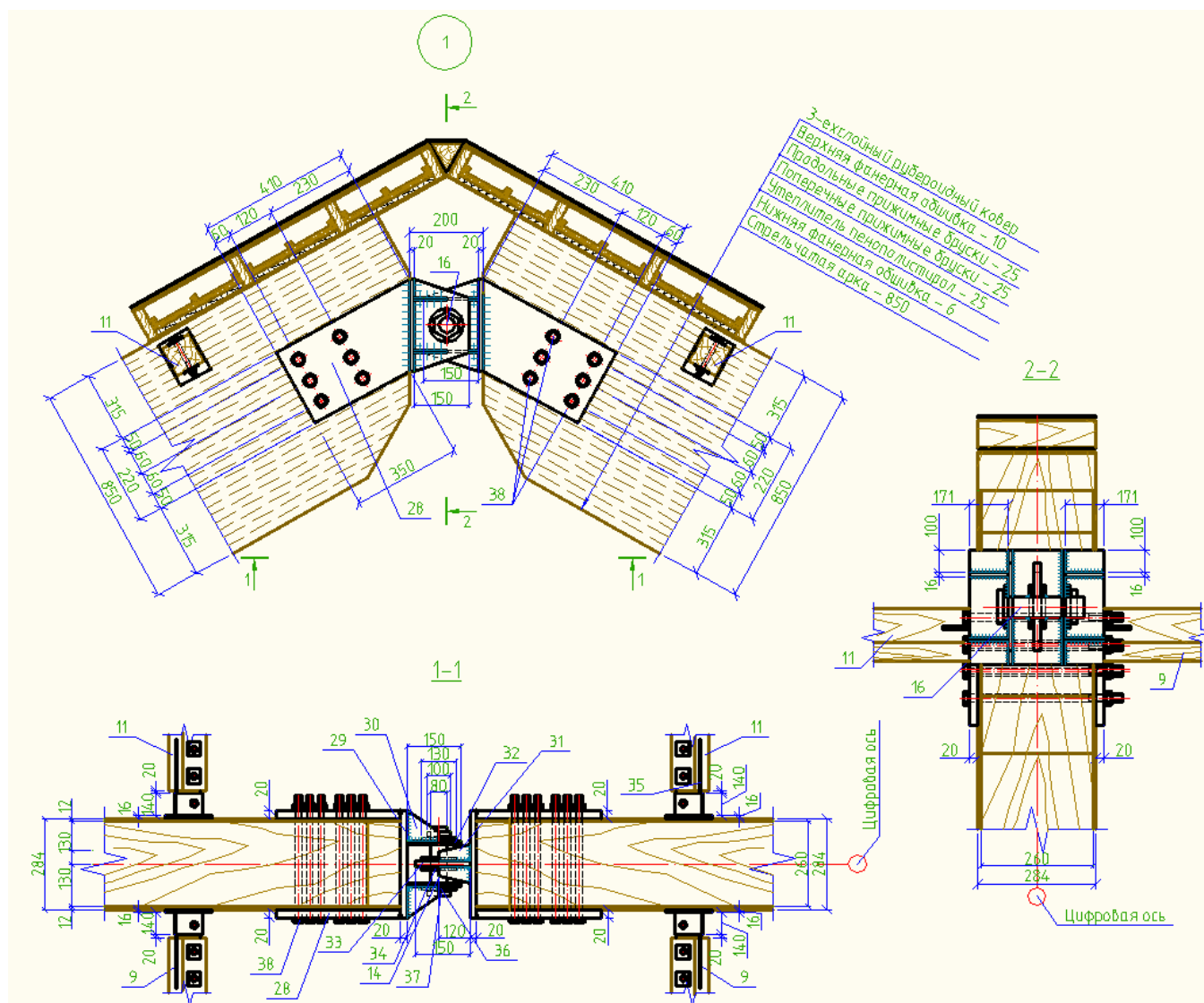


Рис. 15. Схема конькового узла.

Определение числа болтов, крепления конца полуарки к фасонкам.

Болты должны воспринимать на себя максимальное поперечное усилие, возникающее от действия $Q_{14} = -51,92$ кН в коньковом узле.

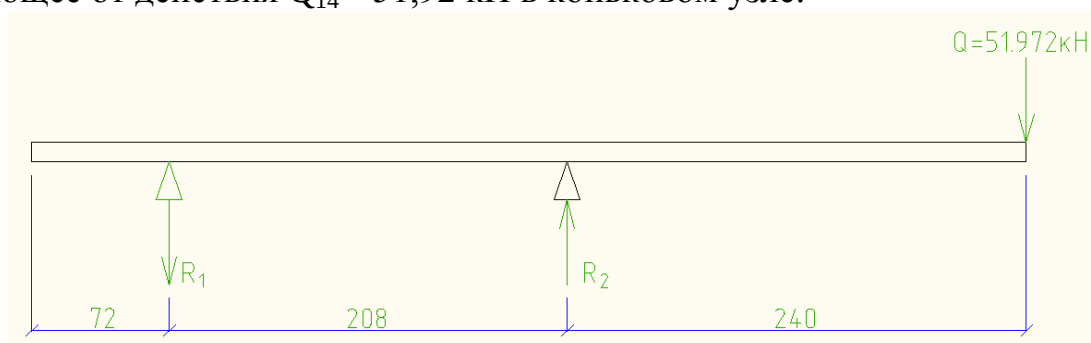


Рис. 16. Схема действия максимального поперечного усилия на болты в коньковом узле.

Определим реакции:

$$R_2 = \frac{51.972 \cdot (0.24 + 0.208)}{0.208} = 111.83 \text{ кН};$$

$$R_1 = -\frac{51.972 \cdot 0.24}{0.208} = 59.97 \text{ кН};$$

Принимаем болты $\varnothing 36$ мм.

Угол смятия древесины равен: $\alpha = 90^\circ - 28.901^\circ = 61.099^\circ$. При этом коэффициент учета угла смятия равен: $k_\alpha = 0.596$ (по СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции», таблица 19).

Несущая способность болта по изгибу:

$$T_u = 2.5d^2 \sqrt{k_\alpha} = 2.5 \cdot 3.6^2 \sqrt{0.596} = 25.01 \text{ кН}$$

Несущая способность древесины по смятию:

$$T_{cm} = 0.5cdk_\alpha = 0.5 \cdot 28.4 \cdot 3.6 \cdot 0.596 = 30.47 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов в месте действия реакции R_1 :

$$n_{mp1} = R_1 / (2T_{min}) = 59.97 / (2 \cdot 25.01 \cdot 0.95) = 1.3$$

Требуемое количество болтов в месте действия реакции R_2 :

$$n_{mp2} = R_2 / (2T_{min}) = 111.83 / (2 \cdot 25.01 \cdot 0.95) = 2.4$$

Принимаем кол-во болтов в месте действия R_1 , $n_{б1} = 3$ штуки $\varnothing 36$ мм (Рис. 15), в месте действия R_2 , $n_{б1} = 3$ штуки $\varnothing 36$ мм.

Усилие, воспринимаемое цилиндрическим шарниром:

$$N_{общ} = \sqrt{N^2 + Q^2} = \sqrt{67.788^2 + 51.972^2} = 85.418 \text{ кН}$$

Напряжение в шарнире:

$$\sigma = M / W = [N \cdot (l_{оп.} / 2)^2 / I_{оп.}] / [\pi \cdot d^3 / 32] \leq R_y \gamma_n$$

Определим диаметр шарнира:

$$d = \sqrt[3]{32 \cdot N_{общ} \cdot (l_{оп.} / 4) / \pi \cdot R_y \cdot \gamma_n} = \sqrt[3]{32 \cdot 85.418 \cdot (35.6 / 4) / (3.14 \cdot 37.5 \cdot 0.95)} = 6.014 \text{ см}$$

где, $R_y = 37.5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу стали марки 16Г2АФ.

Принимаем стержень шарнира $d = 80$ мм из стали марки 16Г2АФ.

7. Устройство связей по покрытию

Для повышения пространственной жесткости конструкций в зданиях и сооружениях больших пролётов принято устраивать горизонтальные и вертикальные связи жесткости. В качестве связей жёсткости могут выступать брусья, неравнополочные и равнополочные уголки, швеллеры, полосовая сталь и другие виды проката.

Связи бывают скатные (наклонные), вертикальные и горизонтальные.

В зданиях, каркас которых выполнен из деревянных конструкций, применяют в основном два вида связей:

1) связевые фермы, располагаемые вертикально, наклонно и горизонтально, поперек здания по наружному контуру несущих конструкций; в сочетании со связевыми фермами применяют продольные связи в виде элементов ограждающих конструкций (прогоны, настилы, панели);

2) продольные (вертикальные или наклонные) связи, плоскость которых располагается перпендикулярно плоскости несущих конструкций; эти связи закрепляют нижние пояса несущих конструкций.

В данном здании предусмотрены скатные связи в виде распорок и раскосов из деревянных брусев. Располагаем эти связи на торцах и в середине здания.

8. Защита деревянных конструкций от гниения

Клееные деревянные конструкции в зависимости от назначения должны быть защищены от увлажнения и биоповреждения.

Элементы несущих конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности окружающей среды 75% и более, должны подвергаться влагозащитной обработке различными лаками: ПФ-115, ПФ-113 и т. п.

Если влажность окружающей среды в период эксплуатации не превышает 75%, то защищаемые элементы могут быть обработаны ПФ-170. Торцы и места соприкосновения деревянных несущих конструкций с грунтом или конструкциями из других материалов и между собой обрабатываются антисептическими пастами

марок: 100, 150, 200, 300... или эпоксидной шпаклёвкой ЭП-00-10 согласно ГОСТ 10277-62.

Детали каркаса плиты и панелей, а так же поверхности обшивок, обращённые внутрь плит и панелей, подвергаются только поверхностной обработке указанными выше составами.

Кроме того, для защиты деталей каркаса можно применять фосфорнокислый алюминий с добавкой ($70-75\text{кг/м}^3$) фтористого натрия при условии пропитки деталей в ваннах с предварительным подогревом.

9. Защита деревянных конструкций от возгорания

Для замедления процесса разложения древесины при воздействии на него огня и предотвращения воспламенения продуктов разложения, а так же для устранения распространения пламени по поверхности деревянных элементов конструкций существуют ряд химических и конструктивных мероприятий.

Наилучший эффект защиты древесины достигается глубокой пропиткой её растворами огнезащитных солей после вакуума под давлением в автоклавах при расходе 80-100 кг сухой смеси на 1м^2 древесины.

Для получения раствора, обладающего одновременно огнезащитными и антисептическими свойствами, в состав добавляется фтористый натрий. Хорошие результаты даёт такая пропитка древесины в горячехолодных ваннах.

Деревянные конструкции, подверженные постоянному интенсивному воздействию пламени и искр, а так же лучистой теплоты, необходимо оградить несгораемыми экранами, препятствующими повышению температуры древесины свыше 50°C .

Для этой цели могут служить слой термоизоляционной штукатурки толщиной 1-1.5 см, нанесённый на поверхность деревянных элементов, обшивка деревянных поверхностей асбестовым картоном и другими огнезащитными листовыми материалами: облицовка их плитами из материала, обладающего огнестойкими свойствами.

Для защиты от возгорания конструкций следует применять в качестве заполнителя и для кровли несгораемые или трудносгораемые материалы.

Стены и перегородки рекомендуется с гладкой поверхностью без деревянных выступов внутри помещений; следует применять массивные конструкции из

брусьев, брёвен и клееных элементов с закругленными углами и тщательно простроганными и зашпаклёванными поверхностями.

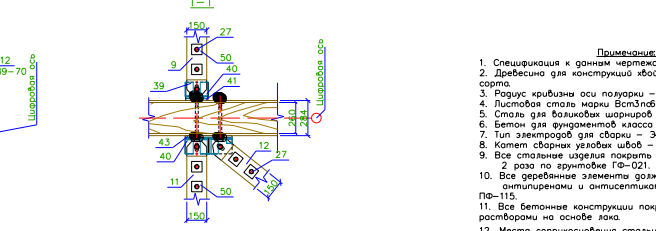
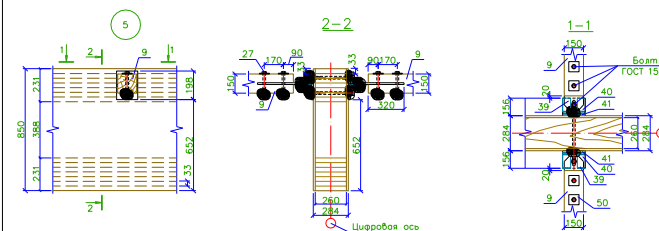
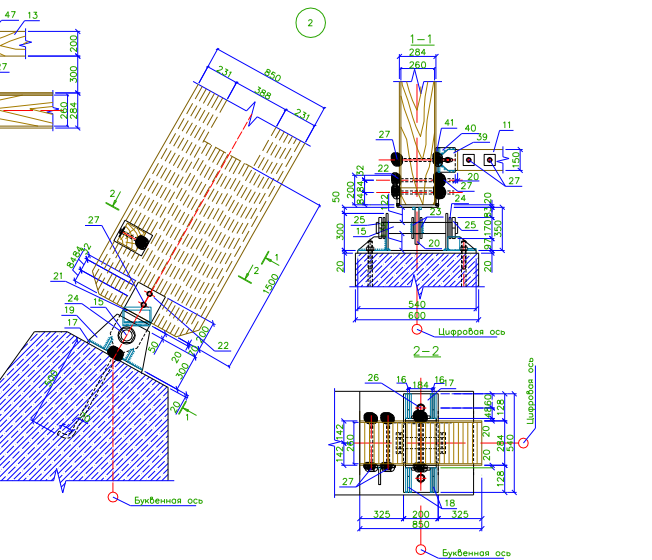
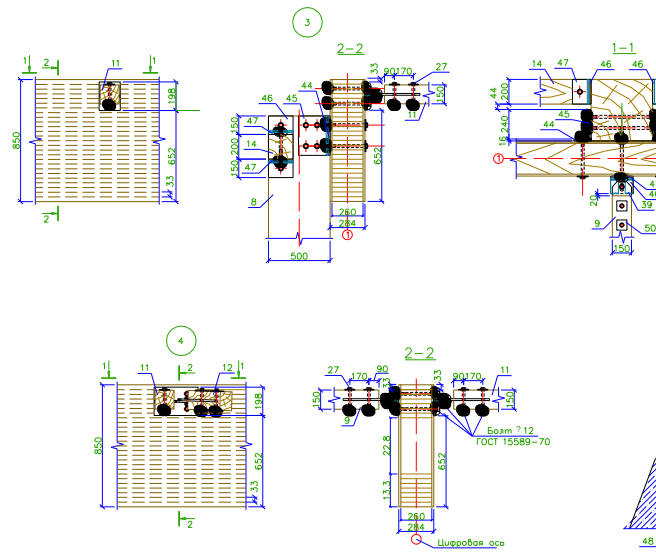
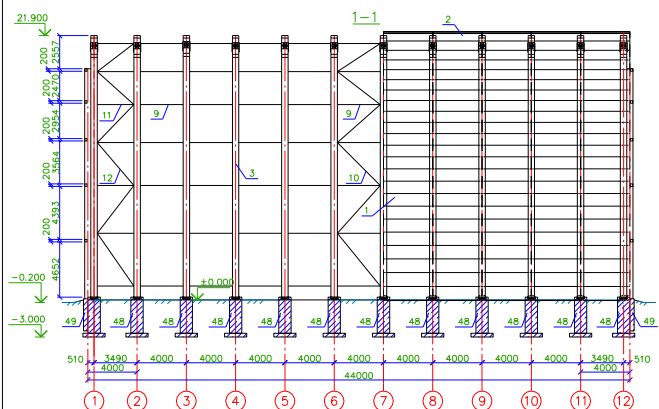
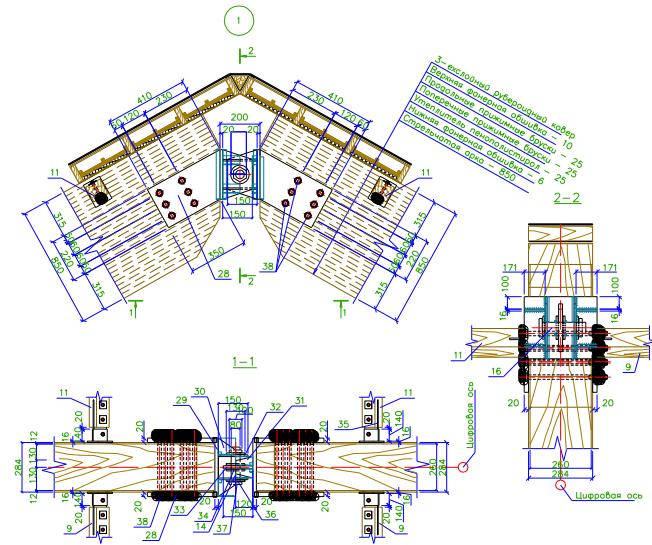
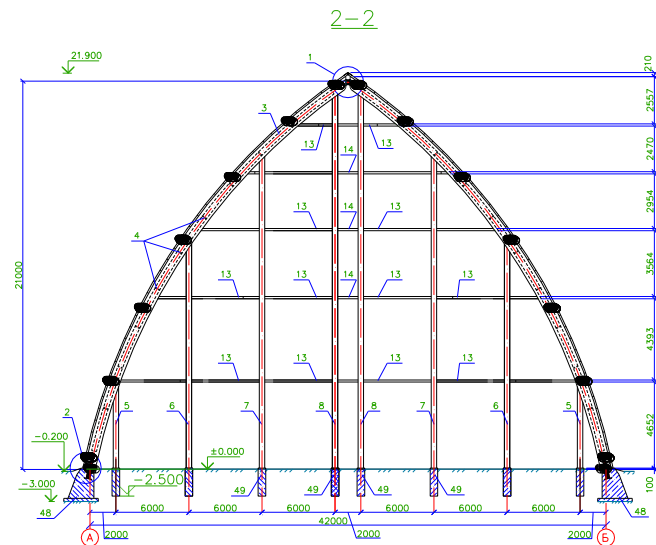
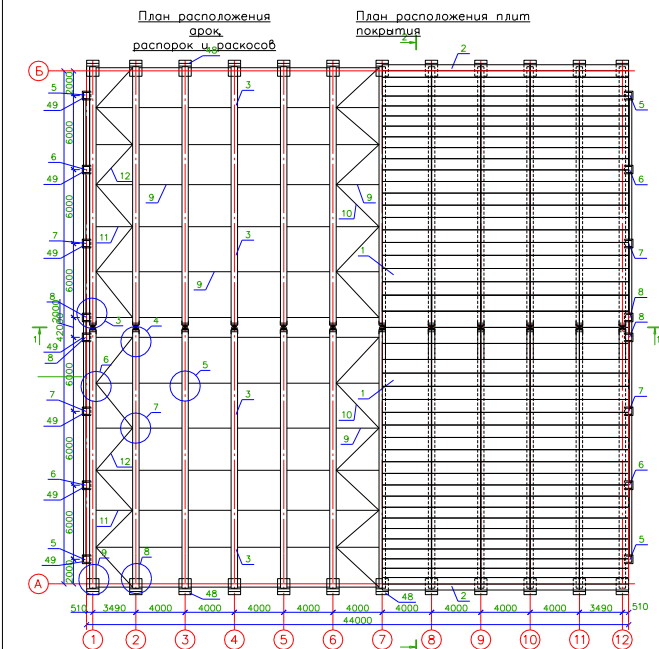
10. Защита металлических элементов и железобетонных конструкций от коррозии

Все металлические элементы, в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии», должны быть окрашены эмалью КО-174 (ТУ 6-02-576-87) за 2 раза по грунтовке ГФ-021 (ГОСТ 18186-79). Также, должны быть окрашены болты, гайки, шайбы и другие крепежные детали после закрепления их в проектное положение.

В зоне контакта металлического опорного листа с монолитным железобетонным фундаментом (зона контакта двух различных материалов) необходимо проставлять прокладку из толя (ТУ 21-27-05-68).

Из железобетона в данном проектном решении выполняются фундаменты: под основные несущие конструкции – стрельчатые арки, и под элементы дополнительной жесткости – фахверковые колонны. Все железобетонные конструкции, в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии», должны быть покрыты полимерными растворами на основе лака ХП-734 (ТУ 6-02-1152-82).

11. Пример графической части курсового проекта

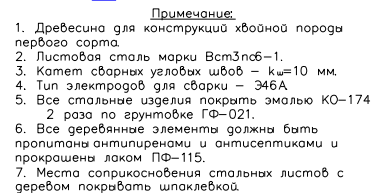


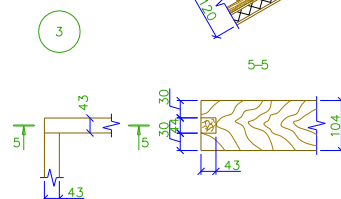
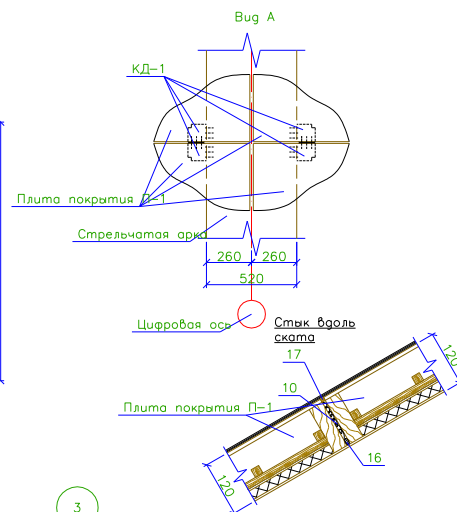
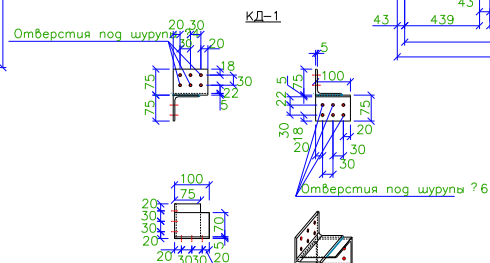
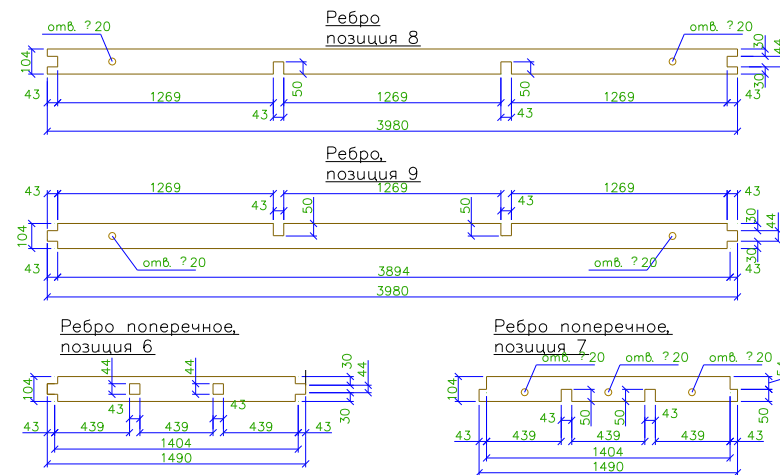
- Примечания:
1. Спецификация к данным чертежам на листе 3.
 2. Древесина для конструкции хвойной породы первого сорта.
 3. Радиус кривизны оси полуарки - $R=53,55$ м.
 4. Листовая сталь марки Всп3лб-1.
 5. Сталь для болтов марки 16Г2АВ.
 6. Бетон для фундаментов класса В40.
 7. Тип электродов для сварки - Э46А.
 8. Комплект сварных узлов швов - к-т 10 мм.
 9. Все стальные изделия покрыты эмалью КО-174.
 10. 2 раза по грунту ГФ-021.
 11. Все бетонные конструкции покрыты полимерными раскрасками на основе лака.
 12. Места соприкосновения стальных листов с деревом покрывать шпаклевкой.

Условные обозначения:

- Сварной узел шов
- Сварной шов
- Сварной монтажный шов
- Открытая обшивочная полка

Изм.	Кол.	Лист	Форм.	Полн.	Дата	Статус	Лист	Листов
Выполнил						РП	2	3
Проверил								

[illegible]



Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во на 1	Кол-во на 1 объект
		Плита покрытия П-1		506
		Сборочные единицы плиты П-1		
		Каркас ДК-1	1	506
1	ГОСТ 3916-69*	Фанерный лист ФСФ -1500х3980	1	506
2	ГОСТ 3916-69*	Фанерный лист ФСФ -1490х3980	10	506
3	ГОСТ 8486-86Е	Прижимные бруски продольные 25х25х269	27	13662
4	ГОСТ 8486-86Е	Прижимные бруски поперечные 25х25х139	18	9108
5	ГОСТ 15588-70*	Утеплитель пенополистирол 439х269х5, q=150 кг/м²	9	4554
		Каркас ДК-1		
		Сборочные единицы каркаса ДК-1		
6	ГОСТ 8486-86Е	Поперечное ребро ? 43х104х1490	2	1012
7	ГОСТ 8486-86Е	Поперечное ребро ? 43х104х1490	2	1012
8	ГОСТ 8486-86Е	Продольное ребро ? 43х104х3980	2	1012
9	ГОСТ 8486-86Е	Продольное ребро ? 43х104х3980	2	1012
10	ГОСТ 16381-77*	Минеральный войлок		
11	ГОСТ 8486-86Е	Разделительный брус поперечный 20х20, l=1500		460
12		Шуруп ?4, l=40 мм	24	12144
13		Шуруп ?6, l=60 мм	24	12144
		Крепежная деталь КД-1		
14		2 уголка стальные 75х75х5, l=100 мм между ? 75х75х5, l=100 мм	4	2024
15		Слой пергамина на мастике или полиэтиленовая пленка		
16		Пароизол		
17	ГОСТ 8486-86Е	Разделительный брус продольный 20х20, l=3980		506
18	ГОСТ 8486-86Е	Разделительный брус поперечный 20х20, l=1250		400

[illegible]

Список использованной литературы

1. «Примеры расчёта и конструирования плит покрытия» Устарханов О. М., Вишталов Р. И., Калиева М. Х., Сулейманов А. М. Махачкала, ДГТУ, 2005 г.
2. СНиП II-25-80. «Деревянные конструкции». Москва, «Стройиздат», 1982 г.
3. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. Москва, «Стройиздат», 1986 г.
4. СНиП II-23-81*. «Стальные конструкции». Москва, Госстрой России, 1988 г.
5. СНиП 2.01.07-85*. «Нагрузки и воздействия». Москва, Госстрой России, 2005 г.
6. ГОСТ 24379.1-80. «Болты фундаментные». Москва, Госстрой России, 2005 г.
7. СНиП 23-02-2003. «Тепловая защита зданий». Москва, Госстрой России, 2005 г.
8. СНиП 23-01-99. «Строительная климатология». Москва, Госстрой России, 2005 г.
9. МДС 31-4.2000. «Пособие по проектированию анкерных болтов для крепления строительных конструкций и оборудования». Москва, ЦНИИпромзданий, 2005 г.
10. «Проектирование и расчет деревянных конструкций: справочник» И. М. Гринь, Д.М. Бабушкин и др. Киев, «Будивельник», 1988 г.
11. «Справочник проектировщика: Деревянные конструкции» Отрешко А. И. Москва, 1957 г.
12. «Конструкции из дерева и пластмасс» В.А. Иванов. Киев, «Высшая школа», 1981 г.
13. «Конструкции из дерева и пластмасс» Г.Н. Зубарев, И.М. Лялин. Москва, «Высшая школа», 1980 г.
14. «Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования» Ю.В. Слискоухов и др. Москва, «Стройиздат», 1991 г.
15. «Конструкции из дерева и пластмасс» Г.Г. Карлсен. Москва, «Стройиздат», 1986 г.
16. «Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов: проектирование и расчет» И. М. Гринь. Киев, «Высшая школа», 1975 г.
17. «Конструкции из дерева и пластмасс» Ю. Н. Хромц. Москва, «Академия», 2008 г.
18. «Конструкции из дерева и пластмасс: Общий курс» Прокофьев А. С. Москва, «Стройиздат», 1996 г.
19. «Конструкции из дерева и пластмасс» Гаппоев М. М. Москва, 2004 г.
20. «Деревянные конструкции» Иванов В. Ф. Ленинград, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956 г.
21. «Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс» Шишкин В. Е. Москва, «Стройиздат», 1974 г.
22. «Конструкции из дерева и пластмасс» Арленинов Д. К. Москва, «АСВ», 2002 г.
23. «Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры» Шмидт А. Б., Дмитриев П. А. Москва, «Ассоциации строительных вузов», 2002 г.
24. «Атлас деревянных конструкций» К.-Г. Гётц, Д. Хоор, К. Мёлер, Ю. Наттерер. Москва, «Стройиздат», 1985 г.
25. «Проектирование и расчет конструкций из дерева и пластмасс» И. С. Борисова. Кострома, Костромской ГСХА, 2005 г.