



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
ОРЛОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ ТРАНСПОРТА  
И СТРОИТЕЛЬСТВА

---

Кафедра: «Строительные конструкции и материалы»

**В.И. Колчунов, О.А. Ветрова**

## **ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ АРКИ**

### **РАЗДЕЛ 3**

Методические указания по выполнению  
курсового проекта №2

Дисциплина – «Железобетонные и каменные конструкции»  
Специальность – 290300 «Промышленное и гражданское  
строительство»

**Печатается по решению редакционно-  
издательского совета ОрелГТУ**

**Орел 2002**

УДК 624.014

Автор: зав. кафедрой ПГС, доктор технических наук,  
профессор В.И. Колчунов  
ассистент О.А. Ветрова

Рецензент: доктор технических наук, профессор С.В. Сергеев

Методические указания предназначены для студентов 5-го курса очной формы обучения специальности 290300 "Промышленное и гражданское строительство" к курсовому проекту по железобетонным и каменным конструкциям «Одноэтажное промышленное здание», а также для использования настоящих методических указаний в расчетно-конструктивной части дипломного проектирования.

Редактор М.В. Одолеева  
Технический редактор Ю.Н. Рожнова

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение .....	4
1 Методические указания по проектированию арок покрытий .....	5
1.1 Область применения арок .....	5
1.2 Нагрузки .....	5
1.3 Определение усилий в арке .....	6
1.4 Изготовление и монтаж арки .....	8
2 Пример расчета предварительно-напряженной железобетонной арки пролетом 24 м .....	9
2.1 Данные для проектирования .....	9
2.2 Назначение основных размеров и определение геометрических характеристик арки .....	10
2.3 Определение нагрузок на арку .....	11
2.4 Статический расчет арки .....	13
2.5 Конструктивный расчет элементов арки .....	17
2.6 Конструирование элементов арки .....	31
3 Усиление арок при реконструкции .....	33
Литература .....	39

## **ВВЕДЕНИЕ**

При разработке второго курсового проекта у студентов 5 курса могут возникнуть различные проблемы, связанные с проектированием отдельных элементов поперечной рамы.

Особые затруднения обычно вызывает проектирование ригеля в виде двухшарнирной арки, так как методические разработки по этому вопросу отсутствуют.

Данный пример расчета двухшарнирной арки позволит студентам легче справиться с проектированием.

Помимо этих методических указаний, при работе над вторым курсовым проектом необходимо пользоваться источником [10]. В нем студенты найдут необходимые сведения и пояснения, касающиеся проектирования колонн и фундамента, а также графического оформления проекта.

# 1 МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ АРОК ПОКРЫТИЙ

## 1.1 Область применения арок

При проектировании промышленных зданий железобетонные арки могут быть использованы: 1) в качестве опор для панелей плоскостных покрытий; 2) в конструкциях оболочек в качестве диафрагм.

Железобетонные стропильные арки целесообразны для применения в покрытиях зданий при пролетах от 30 м и более. В промышленном строительстве применяют преимущественно двухшарнирные арки. В настоящее время арки в основном изготавливают сборными. Особое внимание уделяется конструированию стыков между сборными блоками (соединение при помощи закладных деталей или выпусков арматуры). При наличии подъемных механизмов достаточной грузоподъемности сборные двухшарнирные арки можно изготавливать в виде одного элемента.

Арки выполняют пологими со стрелой  $\leq 1/4 \ell$ , так как очертание оси для пологих арок может быть принято приближенно по дуге окружности. Это дает возможность упростить конструкцию, обеспечивает унификацию блоков сборных арок, упрощает производство работ.

Расчет двухшарнирной арки состоит из двух частей: статического расчета, т.е. определения усилий от внешних нагрузок (определяют изгибающий момент  $M$ , продольную силу  $N$  и поперечную силу  $Q$ ); конструктивного расчета, т.е. подбора сечений арки по найденным усилиям.

Сведения о расчете двухшарнирной арки имеются в [2, с. 431 – 434] и [7, с. 143 – 145].

## 1.2 Нагрузки

Расчет арок ведется на нагрузки от покрытия и массы арки, снеговую нагрузку и при наличии подвешного транспорта на сосредоточенные нагрузки. Величины нормативных нагрузок от панелей покрытия и массы арки принимаются по справочным данным.

Снеговая нагрузка и схемы ее расположения принимаются по указаниям норм [3].

Расчетные значения нагрузок определяют умножением нормативных величин на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузкам, значения которых для всех указанных нагрузок принимаются согласно указаний [3].

Постоянную нагрузку от кровли, панелей покрытия и массы арки относят к длительно действующей части нагрузки.

При проектировании арки следует учитывать возможные комбинации (сочетания) внешних нагрузок. В данном курсовом проекте рассматриваются два варианта основных сочетаний нагрузок: первый – арка загружена полностью панелями покрытия, кровлей и снеговой нагрузкой полной интенсивности по всему пролету; второй – арка загружена полностью панелями покрытия, кровлей и снеговой нагрузкой полной интенсивности на половине пролета.

### 1.3 Определение усилий в арке

Двухшарнирная арка с затяжкой – система с одним лишним неизвестным, за которое принимают распор  $H$ .

Распор арки воспринимается затяжкой. Для определения распора необходимо задаться сечениями арки и затяжки.

Поперечное сечение арки может быть принято прямоугольное, тавровое или двутавровое.

Если арка предусмотрена прямоугольного сечения, то предварительно можно назначить следующие размеры сечения: высоту  $h = (1/30 - 1/40) \cdot$  и ширину  $b = (0,4 - 0,5) \cdot h$ .

Размеры сечения железобетонной предварительно-напряженной затяжки определяют из условия размещения напрягаемой арматуры согласно требований [1] Напрягаемая арматура подбирается по величине распора при действии равномерно распределенной по всему пролету нагрузки. Предварительно величина распора может быть определена по формуле:

$$H = 0,9 \cdot \frac{p \cdot l^2}{8f}, \quad (1.1)$$

где  $p$  – суммарная нагрузка на 1 пог. м арки (постоянная + снеговая).

Задавшись сечением арки и затяжки, вычисляют все необходимые геометрические характеристики для них и определяют коэффициент податливости  $\chi$ , учитывающий упругое удлинение железобетонной затяжки. При предварительном определении величины распора этот коэффициент может быть принят равным 0,9 [4].

$$\chi = \frac{1}{1 + \frac{15J_b}{8f^2} \cdot \left( \frac{\eta}{A_b} + \frac{E_b}{E_s \cdot A_s} \right)}, \quad (1.2)$$

где  $J_b$  – момент инерции сечения арки в замке;

$A_b$  – площадь сечения арки в замке;

$E_b, E_s$  – модули упругости бетона арки и арматуры затяжки;

$A_s$  – площадь сечения арматуры затяжки;

$\eta$  – коэффициент, зависящий от отношения  $f/$  (табл. 1).

Таблица 1

$f/l$	1/8	1/7	1/6	1/5
$\eta$	0,9306	0,9110	0,8812	0,8434

После вычисления коэффициента  $\chi$  уточняют величину распора для различных видов нагрузки:

1) для равномерно распределенной постоянной нагрузки на всем пролете

$$H_g = -\frac{g \cdot l^2}{8f} \cdot \chi; \quad (1.3)$$

2) для равномерно распределенной снеговой нагрузки на всем пролете:

$$H_s = \frac{S \cdot l^2}{8f} \cdot \chi; \quad (1.4)$$

3) для равномерно распределенной снеговой нагрузки на половине пролета

$$H = 0,5 \cdot H_s. \quad (1.5)$$

По найденным величинам распора от всех видов нагрузки находят значения усилий в арке в трех сечениях: над опорой, в середине и в четвертях пролета.

Усилия  $M_x$ ,  $N_x$ ,  $Q_x$  определяют в сечениях арки по известным формулам строительной механики:

$$\text{изгибающие моменты } M_x = M_0 - H \cdot y; \quad (1.6)$$

$$\text{поперечные силы } Q_x = Q_0 \cdot \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi; \quad (1.7)$$

$$\text{продольные силы } N_x = H \cdot \cos \varphi + Q_0 \cdot \sin \varphi, \quad (1.8)$$

где  $M_x$ ,  $N_x$ ,  $Q_x$  – момент, поперечная сила, продольная сила в рассматриваемом сечении арки;

$M_0$  – изгибающий момент от заданной нагрузки в сечении простой балки с пролетом, равным пролету арки;

$H$  – величина распора от заданной нагрузки;

$y$  – ордината центра тяжести сечения;

$Q_0$  – поперечная сила в данном сечении балки;

$\varphi$  – угол наклона касательной к горизонту в рассматриваемом сечении.

Усилия в сечениях арки, вычисленные от различных загрузок, сводят в таблицу сочетаний, по которой устанавливают расчетные усилия для основных сочетаний нагрузок.

Верхний пояс арки рассчитывают как внецентренно сжатый элемент, затяжку и подвеску – как центрально растянутые элементы.

## 1.4 Изготовление и монтаж арки

Арка состоит из сборных элементов (блоки арки, подвески, затяжка).

Изготовление сборных железобетонных элементов арки производится в условиях завода ЖБИ в специальных опалубочных формах поточно-агрегатным способом.

Блоки сборной арки при сборке соединяют посредством ванной сварки выпусков рабочей арматуры с заделкой швов бетоном. Возможно также соединение блоков путем сварки закладных деталей.

Затяжка арки (в рассматриваемом примере) армируется проволочной арматурой, натягиваемой на упоры, и изготавливается в виде цельного элемента с опорными блоками. Это повышает надежность опорных узлов и обеспечивает хорошее заанкеривание растянутой арматуры в бетоне опорного узла.

Подвески арки крепят к затяжке и арке при помощи сварки стальных закладных деталей.

Ниже приведен числовой пример расчета стропильной железобетонной арки пролетом 24 м прямоугольного сечения. Расчет дан в объеме, предусмотренном для курсового проекта №2 специальности «Промышленное и гражданское строительство» для студентов V курса .

## **2 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ АРКИ ПРОЛОТОМ 24 М**

### **2.1 Данные для проектирования**

В примере показан расчет стропильной арки для покрытия однопролетного здания с сеткой колонн 24 х 12 м. Место строительства – Архангельск (I V снеговой район).

Предварительно-напряженная затяжка арки с натяжением арматуры на упоры выполняется из арматурных канатов класса К-7. При этой арматуре в соответствии с [1, табл. 8] класс бетона должен быть принят не ниже В-30.

Сведения о применяемых материалах: бетон тяжелый класса В-35 с  $R_b = 19,5$  МПа;  $R_{b,ser} = 25,5$  МПа;  $R_{bt} = 1,3$  МПа;  $R_{bt,ser} = 1,95$  МПа;  $E_b = 31000$  МПа с учетом тепловой обработки при атмосферном давлении [1, табл. 12, 13, 18];  $\gamma_{b2} = 0,9$  [1, табл.15]. Передаточная прочность бетона, при которой можно осуществлять его обжатие согласно[1], должна быть не ниже  $R_{bp} = 15,5$  МПа, а также не менее 50% прочности бетона  $R_{bp} = 0,5 \cdot 35 = 17,5$  МПа.

Рабочая напрягаемая арматура затяжки арки – канаты К-7 диаметром 15 мм с  $R_{sp} = 1080$  МПа;  $R_{sp,ser} = 1295$  МПа;  $E_s = 180000$  МПа.

Ненапрягаемая арматура принята из горячекатаной арматурной стали класса АIII с  $R_s = 365$  МПа;  $E_s = 200000$  МПа [1, табл. 22, 29].

## 2.2 Назначение основных размеров и определение геометрических характеристик арки

Расчетный пролет арки

$$\ell_o = 24 - 2 \cdot 0,025 - 2 \cdot 0,125 = 23,7 \text{ м},$$

где 0,025 – расстояние от разбивочной оси до торца арки;

0,125 – расстояние от торца арки до центра ее опоры.

Назначим стрелу подъема арки  $f = 1/7$  пролета (рисунок 1):  
 $f = 1/7 \cdot 23,7 \text{ м} = 3,38 \text{ м}.$

В данном примере расчета примем прямоугольное сечение арки:

высота сечения  $h = 1/40 \cdot \ell_o = 23700 / 40 = 600 \text{ мм};$

ширина сечения  $b = 0,5 \cdot 600 = 300 \text{ мм}.$

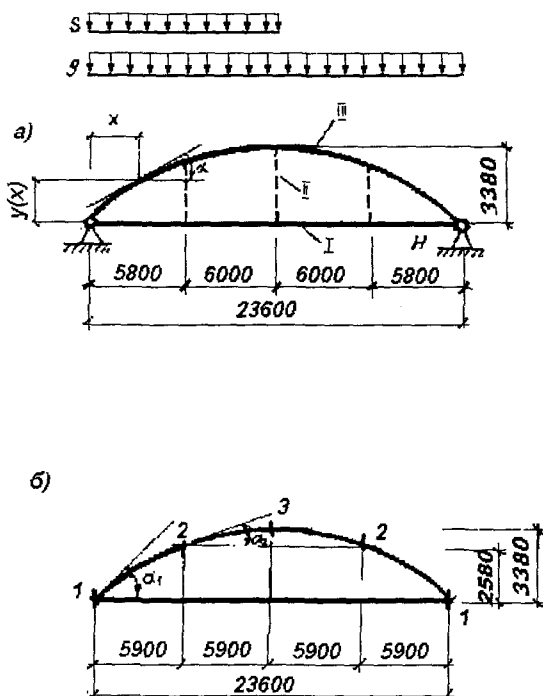


Рисунок 1 - Расчетная схема (а) и расчетные сечения (б) двухшарнирной арки: I- затяжка; II- подвеска; III- арка

Принимаем сечение арки 600×300 мм, сечение затяжки 300 ×300 мм.

Определим необходимые для расчета геометрические характеристики арки по формулам:

радиус арки

$$R = \frac{l_o^2 + 4f^2}{8f} = \frac{23,7^2 + 4 \cdot 3,38^2}{8 \cdot 3,38} = 25,24 \text{ м};$$

$$\sin \varphi = \frac{0,5 \cdot l_o - x}{R}; \cos \varphi = \sqrt{1 - \sin^2 \varphi}; y = f - R \cdot (1 - \cos \varphi).$$

Результаты вычислений по этим формулам для трех характеристик сечений арки: над опорой, в середине и четвертях пролета сведены в таблице 2.

Таблица 2 - Параметры расчетных сечений арки

Сечение	$x/l$	$x$ , м	$y$ , м	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$\varphi$
1	0	0	0	0,529	0,849	32°
2	1/4	5,90	2,58	0,265	0,964	15°20'
3	1/2	11,80	3,38	0	1	0

## 2.3 Определение нагрузок на арку

Постоянная:

а) от массы кровли :

$$g_n \cdot \gamma_f = 1,16 \cdot 1,3 = 1,5 \text{ кН/м}^2,$$

б) от массы панелей покрытия:

$$g_n \cdot \gamma_f = 0,99 \cdot 1,1 = 1,08 \text{ кН/м}^2.$$

Итого  $g_1 = 1,5 + 1,08 = 2,58 \text{ кН/м}^2$ .

Здесь и далее  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке принятый по [3].

в) от собственного веса арки с учетом влияния ее кривизны

$$g_2 = (0.6 \cdot 1.1 + 0.3) \cdot 0.3 \cdot 25 \cdot 1.1 = 7.92 \text{ кН/м.}$$

Расчетная постоянная нагрузка на 1 пог. м арки составит:

$$g = g_1 \cdot l_1 + g_2 = 2,58 \cdot 12 + 7,92 = 38,88 \text{ кН/м,}$$

где  $l_1$  – расстояние между арками ( шаг колонн).

Кратковременная снеговая нагрузка:

$$S_0 = 1500 \text{ Н/м}^2 \text{ для г.Архангельска (IV снеговой район) [3, табл. 4];}$$

$$\mu = 1 \text{ [3, табл. 5]; } \gamma_f = 1,4 \text{ [3, п. 5.7]; } v = 4 \text{ м/с [3, п. 5.5].}$$

$$k = 1.2 - 0.1v = 1.2 - 0.1 \cdot 4 = 0.8.$$

Расчетная снеговая нагрузка на 1 пог. м арки составит:

$$S = S_0 \cdot l_1 \cdot k \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1,5 \cdot 12 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,40 \cdot 0,95 = 20,16 \text{ кН/м.}$$

Полная равномерно распределенная нагрузка на арку будет равна:

$$p = S + g = 20,16 + 38,8 = 58,96 \text{ кН/м} = 59 \text{ кН/м.}$$

Определение площади арматуры затяжки, момента инерции и коэффициента податливости арки.

Площадь сечения арматуры предварительно-напряженной затяжки арки может быть определена по величине распора. Приближенное значение величины распора от полной нагрузки определяется по формуле (1.1):

$$H = 0,9 \cdot \frac{(g + S) \cdot l_o^2}{8f} = 0,9 \cdot \frac{59 \cdot 23,7^2}{8 \cdot 3,38} = 1103,0 \text{ кН.}$$

Площадь сечения арматуры определяется как для центрально растянутого элемента и составит:

$$A_s = \frac{H}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{1103 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 1080} = 888 \text{ мм}^2,$$

где  $\gamma_{s6}$  – коэффициент условий работы арматуры, применяемый для высокопрочной арматуры. Для арматуры класса К-7  $\gamma_{s6} = 1,15$  [1, п. 3.13]. По сортаменту [2, приложение VIII] принимаем 7Ø15 К-7 с  $A_s = 990 \text{ мм}^2$ .

Момент инерции для сечения верхнего пояса арки:

$$J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 60^3}{12} = 540000 \text{ см}^4.$$

Коэффициент, учитывающий упругие деформации затяжки определяется по формуле (1.2):

$$\chi = \frac{1}{1 + \nu};$$

где  $\nu = \frac{15 \cdot J_b}{8f^2} \left( \frac{\eta}{b \cdot h} + \frac{E_b}{E_s \cdot A_s} \right);$

$$\nu = \frac{15 \cdot 540000}{8 \cdot 3,38^2 \cdot 10000} \cdot \left( \frac{0,911}{30 \cdot 60} + \frac{31000}{210000 \cdot 9,9} \right) = 0,138;$$

$$\chi = \frac{1}{1 + \nu} = \frac{1}{1 + 0,138} = 0,878.$$

## 2.4 Статический расчет арки

Статический расчет арки производится в соответствии с расчетной схемой, представленной на рис. 1 при загрузлении арки постоянной и кратковременной (снеговой) нагрузками.

Для определения усилий в сечениях арки необходимо рассчитать величину распора в затяжке от каждой нагрузки отдельно.

Распор в затяжке арки от постоянной нагрузки на всем пролете:

$$H_f = \chi \cdot \frac{g \cdot l_o^2}{8f} = 0,878 \cdot \frac{38,88 \cdot 23,7^2}{8 \cdot 3,38} = 709 \text{ кН}.$$

Распор в затяжке арки от снеговой нагрузки на всем пролете:

$$H_s = \chi \cdot \frac{S \cdot l_o^2}{8f} = 0,878 \cdot \frac{20,16 \cdot 23,7^2}{8 \cdot 3,38} = 367,7 \text{ кН}.$$

Распор в затяжке арки от снеговой нагрузки на половине пролета:

$$H = 0,5 \cdot H_s = 183,8 \text{ кН}.$$

Величины усилий в сечениях арки определяются по формулам строительной механики [8].

**Усилия от собственного веса кровли и конструкции:**

при весе  $g = 38,88 \text{ кН/м}$  и распоре  $H_g = 709 \text{ кН}$ .

**В сечении 1** ( $y_1 = 0$ ;  $x_1 = 0$ ).

Опорная реакция равнопролетной простой балки составит:

$$Q_{b1} = 0,5 \cdot g \cdot \ell_o = 0,5 \cdot 38,88 \cdot 23,7 = 460,7 \text{ кН.}$$

Продольная сила в сечении арки:

$$N_1 = H_g \cdot \cos\varphi_1 + Q_{b1} \cdot \sin\varphi_1 = 709 \cdot 0,849 + 460,7 \cdot 0,529 = 845,6 \text{ кН.}$$

Поперечная сила в сечении арки:

$$Q_1 = Q_{b1} \cdot \cos\varphi_1 - H_g \cdot \sin\varphi_1 = 460,7 \cdot 0,849 - 709 \cdot 0,529 = 16,1 \text{ кН.}$$

Момент в сечении арки  $M_1 = 0$ .

**В сечении 2** ( $y_2 = 2,58 \text{ м}$ ;  $x_2 = 5,9 \text{ м}$ )

Поперечная сила в равнопролетной простой балке:

$$Q_{b2} = 0,5 \cdot Q_{b1} = 0,5 \cdot 460,7 = 230,35 \text{ кН.}$$

Продольная сила в сечении арки:

$$N_2 = H_g \cdot \cos\varphi_2 + Q_{b2} \cdot \sin\varphi_2 = 709 \cdot 0,964 + 230,35 \cdot 0,265 = 744,5 \text{ кН.}$$

Момент в сечении арки:

$$M_2 = 0,5 \cdot g \cdot x_2 \cdot (\ell - x_2) - H_g \cdot y_2 = 0,5 \cdot 38,88 \cdot 5,9 \cdot (23,7 - 5,9) - 709 \cdot 2,58 = 212 \text{ кНм.}$$

Поперечная сила в сечении арки:

$$Q_2 = Q_{b2} \cdot \cos\varphi_2 - H_g \cdot \sin\varphi_2 = 230,35 \cdot 0,964 - 709 \cdot 0,265 = 34,1 \text{ кН.}$$

**В сечении 3** ( $y_3 = 3,38 \text{ м}$ ;  $x_3 = 11,8 \text{ м}$ ).

Поперечная сила в равнопролетной простой балке  $Q_{b3} = 0$ .

Продольная сила в сечении арки  $N_3 = H = 709 \text{ кН}$ .

Момент в сечении арки:

$$M_3 = \frac{g \cdot \ell^2}{8} - H_g \cdot y_3 = \frac{38,8 \cdot 23,7^2}{8} - 709 \cdot 3,38 = 327,8 \text{ кНм}$$

Поперечная сила в сечении арки  $Q_3 = 0$ .

**Усилия от снеговой нагрузки на всем пролете.**

При расчетной снеговой нагрузке  $S = 20,1 \text{ кН/м}$  и распоре  $N_s = 367,7 \text{ кН}$  опорная реакция равнопролетной простой балки ( $Q$ ), продольная сила ( $N$ ), момент ( $M$ ) и поперечная сила ( $Q$ ) в сечениях арки соответственно составят:

**В сечении 1** ( $y_1 = 0$ ;  $x_1 = 0$ )

$$Q_{b1} = 0,5 \cdot S \cdot \ell_o = 0,5 \cdot 20,1 \cdot 23,7 = 238,2 \text{ кН};$$

$$N_1 = H_s \cdot \cos\varphi_1 + Q_{b1} \cdot \sin\varphi_1 = 367,7 \cdot 0,849 + 238,2 \cdot 0,529 = 438,1 \text{ кН};$$

$$M_1 = 0;$$

$$Q_1 = Q_{b1} \cdot \cos\varphi_1 - H_s \cdot \sin\varphi_1 = 238,2 \cdot 0,849 - 367,7 \cdot 0,529 = 7,7 \text{ кН}.$$

**В сечении 2** ( $y_2 = 2,58 \text{ м}$ ;  $x_2 = 5,9 \text{ м}$ )

$$Q_{b2} = 0,5 \cdot Q_{b1} = 0,5 \cdot 238,2 = 119,1 \text{ кН};$$

$$N_2 = H_s \cdot \cos\varphi_2 + Q_{b2} \cdot \sin\varphi_2 = 367,7 \cdot 0,964 + 119,1 \cdot 0,265 = 386,0 \text{ кН};$$

$$M_2 = 0,5 \cdot S \cdot x_2 \cdot (\ell - x_2) - H_s \cdot y_2 =$$

$$= 0,5 \cdot 20,1 \cdot 5,9 \cdot (23,7 - 5,9) - 367,7 \cdot 2,58 = 106,7 \text{ кНм};$$

$$Q_2 = Q_{b2} \cdot \cos\varphi_2 - H_s \cdot \sin\varphi_2 = 119,1 \cdot 0,964 - 367,7 \cdot 0,265 = 17,3 \text{ кН}.$$

**В сечении 3** ( $y_3 = 3,38 \text{ м}$ ;  $x_3 = 11,8 \text{ м}$ )

$$Q_{b3} = 0. N_3 = H = 367,7 \text{ кН};$$

$$M_3 = \frac{S \cdot l^2}{8} - H_s \cdot y_3 = \frac{20,1 \cdot 23,7^2}{8} - 367,7 \cdot 3,38 = 163,0 \text{ кНм}.$$

$$Q_3 = 0.$$

**Усилия от снеговой нагрузки на левой половине пролета.**

При расчетной снеговой нагрузке  $S = 20,1 \text{ кН/м}$  и расборе  $N_s = 183,74 \text{ кН}$  опорная реакция равнопролетной простой балки ( $Q_{b1}$ ), продольная сила ( $N_1$ ), момент ( $M_1$ ) и поперечная сила ( $Q_1$ ) в сечениях арки соответственно составят:

**В сечении 1** ( $y_1 = 0$ ;  $x_1 = 0$ ).

$$Q_{b1} = \frac{20,1 \cdot 11,8 \cdot 23,7 \cdot 0,75}{23,7} = 177,7 \text{ кН}$$

$$N_1 = H \cdot \cos\varphi_1 + Q_{b1} \cdot \sin\varphi_1 = 183,74 \cdot 0,849 + 177,7 \cdot 0,529 = 250 \text{ кН}.$$

$$M_1 = 0.$$

**В сечении 2** ( $y_2 = 2,58 \text{ м}$ ;  $x_2 = 5,9 \text{ м}$ )

$$Q_{b2} = Q_{b1} - S \cdot x_2 = 177,7 - 20,1 \cdot 5,9 = 59,1 \text{ кН}.$$

$$N_2 = H \cdot \cos\varphi_2 + Q_{b2} \cdot \sin\varphi_2 = 183,74 \cdot 0,964 + 59,1 \cdot 0,265 = 192,7 \text{ кН}.$$

$$M_2 = Q_{b1} \cdot x_2 - \frac{S \cdot x_2^2}{2} - H \cdot y_2 = 177,7 \cdot 5,9 - 20,1 \cdot 5,9^2 \cdot 0,5 - 183,74 \cdot 2,58 = 224,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

**В сечении 3** ( $y_3 = 3,38 \text{ м}$ ;  $x_3 = 11,8 \text{ м}$ ).

$$N_3 = H = 183,74 \text{ кН};$$

$$M_3 = Q_{b1} \cdot x_3 - \frac{S \cdot x_3^2}{2} - H \cdot y_3 = 177,7 \cdot 11,8 - 20,1 \cdot 11,8^2 \cdot 0,5 - 183,74 \cdot 3,38 = 76,46 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

**Усилия от снеговой нагрузки на правой половине пролета**  
при расчетной снеговой нагрузке  $S = 20,1 \text{ кН/м}$  и распоре  $N_s = 183,74 \text{ кН}$  опорная реакция равнопролетной простой балки ( $Q_{b1}$ ), продольная сила ( $N_i$ ), момент ( $M_i$ ) и поперечная сила ( $Q_i$ ) в сечениях арки соответственно составят:

**В сечении 1** ( $y_1 = 0$ ;  $x_1 = 0$ ).

$$Q_{b1} = \frac{20,1 \cdot 23,7 \cdot 23,7}{23,7 \cdot 8} = 59,5 \text{ кН}$$

$$N_1 = H \cdot \cos \varphi_1 + Q_{b1} \cdot \sin \varphi_1 = 183,74 \cdot 0,849 + 59,5 \cdot 0,529 = 187,3 \text{ кН}.$$

$$M_1 = 0.$$

**В сечении 2** ( $y_2 = 2,58 \text{ м}$ ;  $x_2 = 5,9 \text{ м}$ ).

$$Q_{b2} = Q_{b1} = 59,5 \text{ кН}.$$

$$N_2 = H \cdot \cos \varphi_2 + Q_{b2} \cdot \sin \varphi_2 = 183,74 \cdot 0,964 + 59,5 \cdot 0,265 = 192,8 \text{ кН}.$$

$$M_2 = Q_{b1} \cdot x_2 - H \cdot y_2 = 59,5 \cdot 5,9 - 183,74 \cdot 2,58 = -122,9 \text{ кНм}$$

**В сечении 3** ( $y_3 = 3,38 \text{ м}$ ;  $x_3 = 11,8 \text{ м}$ ).

$$Q_{b3} = Q_{b2} = Q_{b1} = 59,5 \text{ кН}$$

$$N_3 = H = 183,74 \text{ кН}.$$

$$M_3 = M_0 - H \cdot y = 59,5 \cdot 11,8 - 183,74 \cdot 3,38 = 81,05 \text{ кНм}.$$

Результаты статического расчета арки сведены в таблице 3. По этим данным, в соответствии с [1] составлена таблица сочетаний нагрузок подбора для сечений арки (таблица 4).

Таблица 3 - Расчетные усилия в сечениях арки

Наименование нагрузок	Сечение					
	I		II		III	
	$N_1, \text{кН}$	$M_1,$	$N_2, \text{кН}$	$M_2, \text{кНм}$	$N_3, \text{кН}$	$M_3,$
1 Постоянная (вес арки, панелей)	845,6	0	744,5	212	709	327,8
2 Снеговая по всему пролету	438,1	0	386,0	106,7	367,7	163,0
3 Снеговая на левой половине арки	250	0	192,7	224,5	183,7	76,46
4 То же, на правой половине арки	187,3	0	192,8	-122,9	183,7	81,05

Примечание: поперечные силы ввиду их незначительной величины не вычислялись.

Таблица 4 - Усилия в сечениях арки от сочетаний нагрузок

Сочетание нагрузок								
по всему пролету (1+2)			на левой половине пролета (1+3)			на правой половине пролета(1+4)		
Вид усилия								
H, кН	M <sub>x</sub> , кНм	N <sub>x</sub> , кН	H, кН	M <sub>x</sub> , кНм	N <sub>x</sub> , кН	H, кН	M <sub>x</sub> , кНм	N <sub>x</sub> , кН
1076,7	0	1283,7	892,7	0	1095,6	892,7	0	1032,9
1076,7	318,7	1130,5	892,7	436,5	936,7	892,7	89,1	937,3
1076,7	490,8	1076,7	892,7	404,2	892,7	892,7	408,8	892,7

Результаты статического расчета арки являются основой для конструктивного расчета отдельных элементов конструкции.

## 2.5 КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРКИ

### 2.5.1 Затяжка арки (прочность, трещиностойкость)

Затяжка рассчитывается как центрально растянутый элемент по наибольшему распуру Н от сочетания постоянной и кратковременной на всем пролете нагрузок. В данном случае  $N = 1076,7$  кН (см. таблицу 4).

При эксплуатации в закрытом помещении к трещиностойкости конструкций предъявляются требования 3-й категории, т. е. допускается раскрытие трещин кратковременное  $\alpha_{\text{кр}1} = 0,3$  мм, и длительное  $\alpha_{\text{кр}2} = 0,2$  мм [1, табл. 2]. Но учитывая, что арка сборная и затяжка изготавливается отдельно, а потом производится монтаж изготавливаемых элементов, необходимо обеспечить прочность затяжки при ее изготовлении, т.е. в момент обжатия бетона (с учетом первых потерь).

Размеры затяжки должны быть учтены по технологическим соображениям при изготовлении, а не только с учетом эксплуатационных требований.

На основании опыта проектирования можно принять размеры затылки 300 х 300 мм.

Затяжка армируется напрягаемой арматурой.

Требуемая для обеспечения прочности площадь арматуры равна

$$A_{sp} = \frac{H}{\gamma_{s6} \cdot R_s}$$

$$A_{sp} = \frac{1076700}{1,15 \cdot 1080} = 866,9 \text{ мм}^2$$

Принимается арматура 7Ø15 К-7 с  $A_{sp} = 9,9 \text{ см}^2$ .

В соответствии с рекомендациями [1, табл. 8] принят класс бетона В-35 с передаточной прочностью бетона  $R_{bp} = 17,5 \text{ МПа}$  [1, п. 2.6].

Натяжение арматуры производится механическим способом на упоры. Начальное предварительное напряжение  $\sigma_{sp}$  для проволочной арматуры должно находиться в пределах  $0,31 \cdot R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,95 \cdot R_{s,ser}$  [1, п. 1.23, формула 1]. Принято  $\sigma_{sp} = 0,95 \cdot R_{s,ser} = 0,95 \cdot 1295 = 1230 \text{ МПа}$ .

Для проверки трещинообразования необходимо знать потери напряжения в арматуре, вычисление которых производится по [1, табл. 5].

Первые потери:

1) от релаксации напряжения арматуры:

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{sp} = \left( 0,22 \cdot \frac{1230}{1295} - 0,1 \right) \cdot 1230 = 132,8 \text{ МПа};$$

2) от температурного перепада:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа};$$

3) от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{3,5}{24000} \cdot 180000 = 15 \text{ МПа},$$

где  $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot d = 1,25 + 0,15 \cdot 15 = 3,5 \text{ мм}$ ;  $d$  – диаметр арматуры;

4) от деформации стальной формы  $\sigma_4 = 30 \text{ МПа}$ ;

5) от быстронатекающей ползучести  $\sigma_5$ ;

Усилие обжатия бетона с учетом потерь напряжения арматуры

$$P_{o1} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_5) =$$

$$= 9,9 \cdot (1230 - 132,8 - 81 - 15 - 30) \cdot 0,1 = 961 \text{ кН}.$$

Напряжение обжатия бетона

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{o1}}{A_b} = \frac{961000}{300 \cdot 300} = 10,6 \text{ МПа}.$$

Для определения быстронатекающей ползучести [1, табл. 5] требуется вычислить отношение  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{10,6}{17,5} = 0,61 < 0,680$ ,  
 $\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,68$ , тогда быстронатекающая ползучесть:

$$\sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \cdot 0,85 = 40 \cdot \frac{10,6}{17,5} \cdot 0,85 = 20,7 \text{ МПа}.$$

Вторые потери:

6) от усадки бетона, подвергнутого тепловой обработке  $\sigma_8 = 35$  МПа;

7) от ползучести бетона  $\sigma_9$  (вычисляется с учетом всех первых потерь ( $\sigma_1 - \sigma_6$ ) в зависимости от отношения  $\sigma_{bp}/R_{bp}$ .

Суммарная величина первых потерь  $\sigma_{los1}$ .

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 132,8 + 81 + 15 + 30 + 20,7 = 279,5 \text{ МПа}.$$

Напряжение обжатия бетона  $\sigma_{bp} = P_{o1}/A_b$ , где  $P_{o1}$  – усилие обжатия бетона с учетом всех первых потерь составит:

$$P_{o1} = 9,9 \cdot (1236 - 279,5) \cdot (0,1) = 941,4 \text{ кН},$$

$$\sigma_{bp} = \frac{9414}{30 \cdot 30} = 10,4 \text{ МПа}.$$

Отношение  $\sigma_{bp}/R_{bp} = 10,4/17,5 = 0,59 < 0,75$ , и тогда в соответствии с [1, табл. 5] вычисляется  $\sigma_9$ :  $\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,59 = 75,2 \text{ МПа}.$

Суммарные потери преднапряжения

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 279 + 35 + 75,2 = 389,2 \text{ МПа}.$$

Усилие, при котором образуются трещины в стадии эксплуатации, определяется по [1, формула 1.23].

$$\begin{aligned} N_{crc} &= R_{bt,ser} \cdot (A_b + 2 \cdot \alpha \cdot A_{sp}) + P_{o2} \\ N_{crc} &= 1,95 \cdot (900 + 2 \cdot 6,4 \cdot 9,9) + 8180 = \\ &= 10159 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 1015,80 \text{ кН}, \end{aligned}$$

$$\text{где } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{180000}{31000} = 5,8.$$

$$H_{ser} = \frac{H}{\gamma_f} = \frac{709}{1,1} + \frac{367,7}{1,4} = 644 + 262 = 906 \text{ кН} < N_{crc}.$$

$$P_{o2} = 9,9 \cdot (1230 - 389,2) \cdot 0,1 = 832,4 \text{ кН} = 8324 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2.$$

Вывод: трещиностойкость затяжки обеспечена. Сечение затяжки показано на рисунке 2.

### Проверка прочности затяжки в момент ее изготовления.

Максимальное обжатие возникает при первых потерях в предварительно напряженной арматуре, как следует из предыдущего расчета.

$$P_{01} = 941,4 \text{ кН.}$$

К этому моменту кубиковая прочность бетона 17,5 МПа, а  $R'_b = 9,75 \text{ МПа}$ .

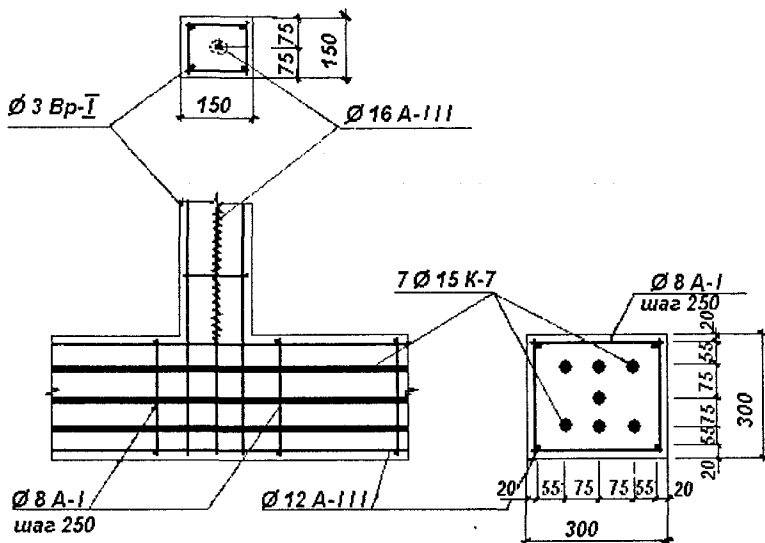


Рисунок 2 - Затяжка и подвеска арки

Прочность затяжки в момент передачи усилия предварительного обжатия должна быть больше усилия обжатия бетона  $P_{01}$ , т.е. должно соблюдаться условие:

$$P_{01} \leq A_b \cdot R'_b \cdot \gamma_{b2} + A_{s1} \cdot R_{sc1},$$

где  $A_{s1}$  – площадь ненапрягаемой арматуры затяжки 4Ø12 АIII с  $A_{s1} = 4,52 \text{ см}^2$ ;  $R_{sc1} = 365 \text{ МПа}$ ;

$$941,4 \text{ кН} < 30 \cdot 30 \cdot 9,75 \cdot (0,1) \cdot 1,0 + 4,52 \cdot 365 \cdot (0,1) = 877,5 + 164,9 = 1042,4 \text{ кН.}$$

Следует учесть еще одно требование [1, табл. 7]: сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия  $\sigma_{bp}$  не должны превышать значений (в долях от передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ ), указанных в этой таблице.

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{oi}}{A_b} = \frac{941,4 \cdot 10}{900} = 10,4 \text{ МПа}; \text{ отношение } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 10,4/17,5 = 0,59$$

$< 0,85$ , т.е. условие выполнено.

**Вывод:** прочность затяжки при ее изготовлении обеспечена<sup>1)</sup>, так как сечение затяжки (с учетом ненапрягаемой арматуры) воспримет усилие, которое превышает усилие обжатия с учетом первых потерь.

## 2.5.2 Верхний пояс арки

Конструктивный расчет верхнего пояса арки производится на внецентренное сжатие. Определяется длина дуги арки  $S$ . При отношении  $f'/ = 1/7$  значение  $S = 1,05 \cdot 24 = 25,2$  м.

Сечение верхнего пояса арки принято  $b \cdot h = 300 \cdot 600$  мм; расчетная длина верхнего пояса  $\ell_o = 0,54 \cdot S = 0,54 \cdot 25,2 = 13,60$  м [1, табл. 33].

<sup>1)</sup>В рассматриваемом примере выполнен расчет затяжки с натяжением на упоры; в случае, если необходимо запроектировать затяжку натяжением на бетон, то следует руководствоваться указаниями [7, с. 148 – 154].

Из таблицы 4 расчетных усилий арки выбираем самые неблагоприятные сочетания. При расчете по прочности на воздействие продольной сжимающей силы должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет  $e_a$ . Его значение в соответствии с требованиями [1] принимается не менее  $e_{a1} = h/30$ ;  $e_{a2} = \sqrt[3]{600}$ . Случайный эксцентриситет должен быть сравнен с  $e_o = M/N$  и в расчете принят больший.

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, определяют по [1, формула 21]:  $\varphi_1 = 1 + \beta \cdot \frac{M_1}{M}$ .

**Сечение 1.** Максимальная продольная сила  $N_1 = 1283,7$  кН, в том числе от длительной нагрузки  $N_1 = 845,6$  кН (см. табл. 3 и 4, сочетание 1 + 2). Так как  $M = 0$ , то коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, определяют по формуле:

$$\varphi_l = 1 + \frac{N_l \cdot (0,5 \cdot h - a)}{N \cdot (0,5 \cdot h - a)}; \quad (2.1)$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{845,6(0,5 \cdot 60 - 4)}{1283,7(0,5 \cdot 60 - 4)} = 1,6$$

случайный эксцентриситет  $e_{a1} = h/30 = 60/30 = 2$  см или  $e_{a2} = \ell/600 = 1360/600 = 2,26$  см (принимается для расчета, как максимальный).

Условная критическая сила прямоугольного сечения определяется по [1, формула 58]:

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h^3}{l_u^2} \cdot \left[ \frac{1}{3 \cdot \varphi_l} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \mu \cdot \alpha \cdot \left( \frac{h_0 - \alpha'}{h} \right)^2 \right], \quad (2.2)$$

где  $\mu$  – коэффициент армирования;  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 200000/31000 = 6,4$ ;

$\delta_e$  – коэффициент, принимаемый равным  $\frac{e_0}{h}$ , но не менее  $\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}$ ;  $R_b$  в МПа, см. [1, п. 3.6].

Вычисляется  $\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{2,26}{60} = 0,03$  и сравнивается с  $\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{1360}{60} - 0,01 \cdot 19,5 \cdot 0,9 = 0,10$ ; для расчета принимается большее из двух значений, т.е.  $\delta_e = 0,10$ ;

Подставляя значения расчетных параметров, входящих в формулу (2.2) получим:

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 31000 \cdot 30 \cdot 60^3 \cdot 100}{1360^2 \cdot 1000} \cdot \left[ \frac{1}{3 \cdot 1,6} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,10} + 0,1 \right) + 0,002 \cdot 6,4 \cdot \frac{52^2}{60^2} \right] = 2498,0 \text{ кН/м}$$

где  $\mu$  принято в первом приближении по конструктивному минимуму [1, табл. 38];  $A_s + A_s' = \min \mu \cdot A_b = 2 \cdot 0,002 \cdot 30 \cdot 56 = 7,2 \text{ см}^2$ .

По таблице сортамента арматуры принимается 6Ø14 АIII с  $A_s = 9,03 \text{ см}^2$ ; кроме того, в соответствии с [1, п. 5.18] по середине высоты сечения арки конструктивно устанавливается 2Ø12 АIII.

По [1, формула 19] вычисляется коэффициент  $\eta$ , учитывающий влияние прогиба на значение эксцентриситета продольного усилия:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (2.3)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1283,7}{2498,0}} = 2,05,$$

$$e = e_0 \cdot \eta + h_0/2 - a \quad (2.4)$$

$$e = 2,05 \cdot 2,26 + 28 - 4 = 28,6 \text{ см.}$$

При симметричном армировании величина относительной высоты сжатой зоны бетона определяется по формуле:

$$\xi = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_{b2} \cdot b \cdot h_0}; \quad (2.5)$$

$$\xi = \frac{13930}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56} = 0,43;$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяется по формуле:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SCU}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (2.6)$$

где  $\sigma_{SR}$ - напряжение в арматуре, для стали класса А-III  $\sigma_{SR}=R_s=365$  Мпа,  $\sigma_{SCU}$ - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, при  $\gamma_{b2} < 1$   $\sigma_{SCU}=500$ Мпа,  $\omega = 0,85 - 0,008R_b$

$$\xi_R = \frac{0,694}{1 + \frac{365}{500} \left( 1 - \frac{0,694}{1,1} \right)} = 0,54;$$

При  $\xi = 0,43 < \xi_R = 0,54$ , имеет место случай внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом, в этом случае площадь арматуры определяется по формуле:

$$A_s = A_s' = N \cdot [e - h_0 \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)] / R_{sc} \cdot (h_0 - a') \quad (2.7)$$

$$A_s = A_s' = \frac{13930 \cdot [28,9 - 56 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,47)]}{365 \cdot 52} < 0.$$

Арматура по расчету не требуется. В соответствии с требованиями [1, гл. 5] арматуру устанавливают конструктивно.

**Сечение 2.** Наиболее неблагоприятными для конструкции сочетаниями усилий в этом сечении являются (1 + 2 и 1 + 3, см. табл.4):

1-е сочетание  $M_x = 436,5 \text{ кНм}$ ;  $N = 936,7 \text{ кН}$ ;

2-е сочетание  $M_x = 318,7 \text{ кНм}$ ;  $N = 1130,5 \text{ кН}$ .

Произведем расчет подбора арматуры на оба эти сочетания.

Для 1-го сочетания нагрузок

$$e_o = \frac{M_x}{N_x} = \frac{43700}{936} = 46;$$

$$N_{\ell} = 744,5 \text{ кН}; M_{\ell} = 212,0 \text{ кНм}; e_0 = M_{\ell} / N_{\ell} = 28,4 \text{ см};$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{N_{\ell}(e_0 + 0,5h - a)}{N(e_0 + 0,5h - a)} \quad (2.8)$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{744,5(28,4 + 26)}{936,7(46,6 + 26)} = 1,59$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{46,6}{60} = 0,76; \delta_{e, \min} = 0,10;$$

принимаем  $\delta_e = 0,76$ ;

Далее расчет продолжают методом последовательных приближений, задавая различные значения коэффициента армирования, например  $\mu = 0,024$ . Подставляя в формулу (2.2) значения расчетных коэффициентов получаем:

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 31000 \cdot 30 \cdot 60^3}{1360^2 \cdot 10} \cdot \left[ \frac{1}{3 \cdot 1,59} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,76} + 0,1 \right) + 0,024 \cdot 6,4 \cdot \frac{52^2}{60^2} \right] = 2830,7 \text{ кН};$$

Для определения коэффициентов  $\eta$ ,  $e$ ,  $\xi$  воспользуемся формулами (2.3),(2.4),(2.5):

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{936,7}{2830,7}} = 1,49; e = 1,49 \cdot 46,6 + 28 - 4 = 93,6 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{9367}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56} = 0,31 < \xi_R = 0,54.$$

С целью экономии арматуры расчетное армирование в сечении 2 принимаем несимметричным, расчет арматуры в этом случае производим по формулам для сжатых элементов с несимметричным армированием [6]:

$$A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{R_{sc} \cdot (h_o - a')} = \frac{9367 \cdot 93,6 - 0,394 \cdot 0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56^2}{365 \cdot (56 - 4)} =$$

$$= 11,9 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o - N}{R_{sc}} + A'_s = \frac{0,54 \cdot 0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56 - 9367}{365} + 11,9 =$$

$$= 29,9 \text{ см}^2$$

Для бетонов класса В-30 и ниже принимают  $\alpha_R = 0,4$  и  $\xi = 0,55$ .

$\mu = (A_s + A'_s) / (b \cdot h) = (29,9 + 11,9) / (30 \cdot 60) = 0,023 < 0,024$  на 4% < 5%. Если расхождение больше 5% принимается другой коэффициент армирования, подставляется в формулу (2.2) и расчет производится еще раз.

Для 2-го сочетания нагрузок

$$e_o = \frac{M_x}{N_x} = \frac{31870}{1130,5} = 28,1 > e_{a2} = 2,26 \text{ см};$$

$N = 744,5 \text{ кН}; M = 212 \text{ кНм}.$

Значение  $N$ ,  $M$ ,  $e_o$  то же, что и при 1-м сочетании нагрузок;

Коэффициент  $\varphi_t$  определяется по формуле (2.8):

$$\varphi_t = 1 + \frac{744,5 \cdot (28 + 26)}{1130,5 \cdot (28 + 26)} = 1,65;$$

$$\delta_c = \frac{e_0}{h} = \frac{28}{60} = 0,46; \delta_c < \delta_{c, \min} = 0,10;$$

принимается для расчета  $\delta_c = 0,46$ ;  $\mu = 0,018$ .

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 31000 \cdot 30 \cdot 60^3}{1360^2 \cdot 10} \cdot \left[ \frac{1}{3 \cdot 1,65} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,46} + 0,1 \right) + 0,018 \cdot 6,4 \cdot \frac{52^2}{60^2} \right] = 2540 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1130,5}{2540}} = 1,81;$$

$$e = 1,81 \cdot 28 + 28 - 4 = 74,5 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{11305}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56} = 0,38 < \xi_R = 0,54;$$

$$A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{R_{sr} \cdot (h_o - a')} = \frac{11305 \cdot 69,3 - 0,394 \cdot 0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56^2}{365 \cdot (56 - 4)} =$$

$$= 10,1 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o - N}{R_{sr}} + A'_s = \frac{0,54 \cdot 0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56 - 11305}{365} + 10,1 =$$

$$= 22,7 \text{ см}^2$$

$$\mu = (A_s + A'_s) / (b \cdot h) = (22,7 + 10,1) / (30 \cdot 60) = 0,018 = 0,018.$$

Армирование следует принять по 1-му сочетанию нагрузок. По сортаменту арматуры [2, таблица приложения 6] принято армирование: для сжатой арматуры 6Ø16 А-III с  $A'_s = 12,06 \text{ см}^2$ ; для растянутой – 2Ø16 А-III с  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$  и 8Ø22 А-III с  $A_s = 30,41 \text{ см}^2$ ; в середине высоты сечения устанавливаются дополнительно 2Ø12 А-III.

**Сечение 3.** Максимальная продольная сила и изгибающий момент имеют место при загрузении по схеме (1 + 2, см. табл. 3);

$N_x = 1076,7 \text{ кН}$ ;  $M_x = 490,8 \text{ кНм}$ , в том числе  $N_\ell = 709 \text{ кН}$ ;  $M_\ell = 327,8 \text{ кНм}$ ;

$$e_0 = \frac{49080}{1076,7} = 45,5 \text{ см}; e_\ell = \frac{32780}{709} = 46,2 \text{ см};$$

$$\varphi_t = 1 + \frac{709 \cdot (46,2 + 52 \cdot 0,5)}{1076,7 \cdot (45,5 + 52 \cdot 0,5)} = 1,67;$$

$$\delta_c = \frac{e_{\eta}}{h} = \frac{45,2}{60} = 0,75;$$

для расчета принимаем  $\delta_c = 0,75$ , задавшись,  $\mu = 0,0275$ , найдем критическую силу по формуле (2.2):

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 31000 \cdot 30 \cdot 60^3}{1360^2 \cdot 10} \cdot \left[ \frac{1}{3 \cdot 1,67} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,75} + 0,1 \right) + 0,035 \cdot 6,4 \cdot \frac{52^2}{60^2} \right] = 3089,5 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1076,7}{3089,5}} = 1,53; e = 1,53 \cdot 45,5 + 28 - 4 = 93,8 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{10767}{0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56} = 0,36 < \xi_R = 0,54;$$

$$A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot \gamma_{h2} \cdot R_h \cdot b \cdot h_o^2}{R_{sc} \cdot (h_o - a')} = \frac{10767 \cdot 93,8 - 0,394 \cdot 0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56^2}{365 \cdot (56 - 4)} =$$

$$= 18,97 \text{ см}^2;$$

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_h \cdot \gamma_{h2} \cdot b \cdot h_o - N}{R_{sc}} + A'_s = \frac{0,54 \cdot 0,9 \cdot 19,5 \cdot 30 \cdot 56 - 10767}{365} + 18,97 =$$

$$= 33,05 \text{ см}^2;$$

$$\mu = (A_s + A'_s) / (b \cdot h) = (33,05 + 18,97) / (30 \cdot 60) = 0,028 > 0,0275.$$

Расхождение  $1,8\% < 5\%$ .

Примем для армирования арки в сечении 3 сжатую арматуру 6Ø16 А-III с  $A'_s = 12,06 \text{ см}^2$  и 2Ø22 А-III с  $A_s = 7,6 \text{ см}^2$ , и растянутую арматуру 2Ø16 А-III с  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$  и 8Ø22 А-III с  $A_s = 30,41 \text{ см}^2$ ; по середине высоты сечения устанавливаем 2Ø12 А-III согласно конструктивным требованиям [1].

Поперечное армирование арки производится конструктивно, ввиду незначительной величины поперечной силы.

Принимается поперечная арматура Ø4 Вр-1 с шагом не более 20 диаметров рабочей арматуры [1, п. 5.22].

Армирование арки в сечениях 1, 2, 3 верхнего пояса показано на рисунке 3.

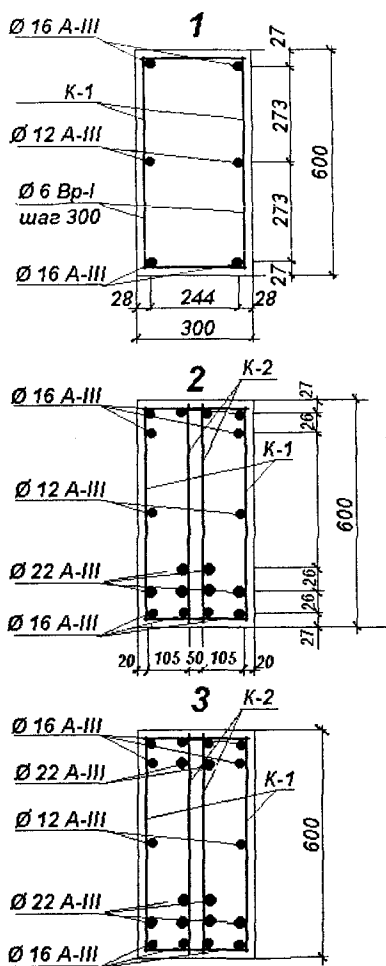


Рисунок 3 - Армирование верхнего пояса арки (сечения 1,2,3)

### 2.5.3 Опорный узел

Конструирование опорного узла (рисунок 4) производится следующим образом. Высоту опорного узла принимаем 80 см. Через

опорный узел проходит предварительно напряженная арматура К-7, для которой длина зоны передачи напряжений в соответствии с требованиями [1, п. 2.29] равна:

$$L_p = \left( \omega_p \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) \cdot d, \quad (2.9)$$

где  $\omega_p = 1,00$ ;  $d = 15$  мм;  $\lambda_p = 25$ , тогда

$$L_p = \left( 1,00 \cdot \frac{1123}{17,5} + 25 \right) \cdot 1,5 = 156,5 \text{ см.}$$

Зона анкеровки преднапряженной арматуры не должна выходить за пределы опорного узла.

Хомуты в узле Ø10 А-I установлены с шагом до 100 мм. На основании исследований они могут быть проверены расчетом из условия обеспечения прочности по линии возможного отрыва АВ [2], а также из условия обеспечения прочности на изгиб в наклонном сечении по [2].

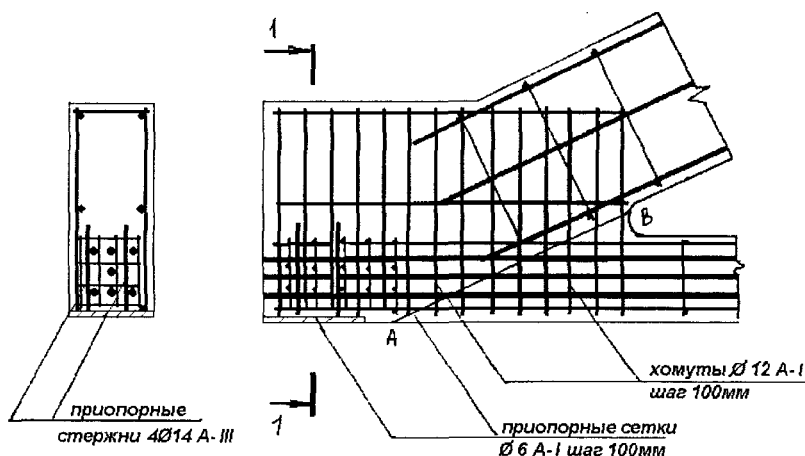


Рисунок 4 - Опорный узел арки

Окаймляющая арматура узла принята конструктивно Ø10 АI с  $A_s = 0,78 \text{ м}^2$  по [2, формула XIII.50]. В местах опирания – закладная

деталь с анкерными приопорными стержнями 4Ø14АIII, воспринимающими 20% усилия рабочей арматуры. Кроме того, в приопорном узле устанавливаются дополнительные приопорные сетки Ø6 АI с ячейками 50 x 50 мм в количестве не менее четырех штук с шагом не более 100 мм.

### 2.5.4 Подвеска арки

Пролет, с которого передается нагрузка на каждую подвеску  $\ell_1 = 24 / 4 = 6$  м.

Задаемся сечением подвески 150 x 150 мм; продольная растягивающая сила, равная весу подвески и участка затяжки арки длиной  $\ell_1 = 6$  м, определится по формуле:

$$N = \gamma_f \cdot V \cdot (A_b \cdot \ell_1 + A_{b1} \cdot \ell_2), \quad (2.10)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$V$  – объемный вес железобетона;

$A_b$  – площадь бетона затяжки;

$A_{b1}$  – площадь бетона подвески;

$\ell_2$  – длина подвески.

Подставляя значения, входящих в формулу параметров, получим:

$$N = 1,1 \cdot 25 \cdot (6 \cdot 0,3^2 + 0,15^2 \cdot 3,38) = 16,94 \text{ кН (169 МПа} \cdot \text{см}^2\text{)}.$$

Необходимое расчетное сечение арматуры класса А-III:

$$A_s = N / R_s = 169 / 365 = 0,46 \text{ см}^2;$$

конструктивно принимаем 1Ø16 АIII с  $A_s = 2,01 \text{ см}^2$ .

Примером армирования подвески (см. рисунок 2) может быть армирование ее одним стержнем с обвивкой его проволокой [7], а также установка тяжа без обетонирования, но с покрытием специальным антикоррозийным составом.

Ширина раскрытия трещин в соответствии с действующими нормами [1, формула 44] определяется по :

$$a_{\text{крс}} = \delta \cdot \varphi \cdot \eta \cdot \sigma_s / E_s \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad (2.11)$$

где  $\delta = 1,2$  (для растянутых элементов);

$\varphi = 1,5$  – с учетом длительности действия нагрузки;

$\eta = 1,0$  для стержневой арматуры периодического профиля;

$\sigma_s = N/A_s = 169/2,01 = 84 \text{ МПа};$

$\mu = A_s/A_{b1} = 2,01/225 = 0,008;$

$d = 16 \text{ мм};$

$E_s = 200000 \text{ МПа};$

$a_{\text{ср}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 84/200000 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{16} = 0,045 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм} [1, \text{табл. 2}].$

Вывод: трещиностойкость подвески обеспечена.

## 2.6. Конструирование элементов арки

Закончив расчет, приступают к конструированию арки. В соответствии с расчетом продольное армирование затяжки осуществляется напрягаемой арматурой  $\varnothing 15$  К-7. Арматура устанавливается симметрично относительно продольной оси, чтобы избежать внецентренного обжатия элемента.

Верхний пояс арки армируется плоскими каркасами К-1 и К-2 (рисунок 5), которые объединяются в пространственный монтажной арматурой  $\varnothing 6$  Вр-1 с шагом 1000-1500 мм.

На основании [1 п.5.22] поперечная арматура должна охватывать крайние продольные стержни. При этом расстояния между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должно быть не более 600мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

При назначении диаметра продольных и поперечных стержней необходимо учитывать условия технологии сварки во избежание пережога более тонких стержней. Соотношение диаметров указанных стержней принимается в соответствии с указаниями [2 и 6].

Защитный слой бетона для продольных стержней принимается не менее диаметра стержня и не менее 20 мм, в соответствии с указаниями [1 п.п. 5.4 и 5.5].

Расстояния от концов ненапрягаемой арматуры до торца элемента принимают не менее 15 мм.

Минимальная толщина защитного слоя бетона для поперечных стержней каркасов и хомутов составляет не менее диаметра стержня и не менее 15 мм в соответствии с указаниями [1 п. 5.6].

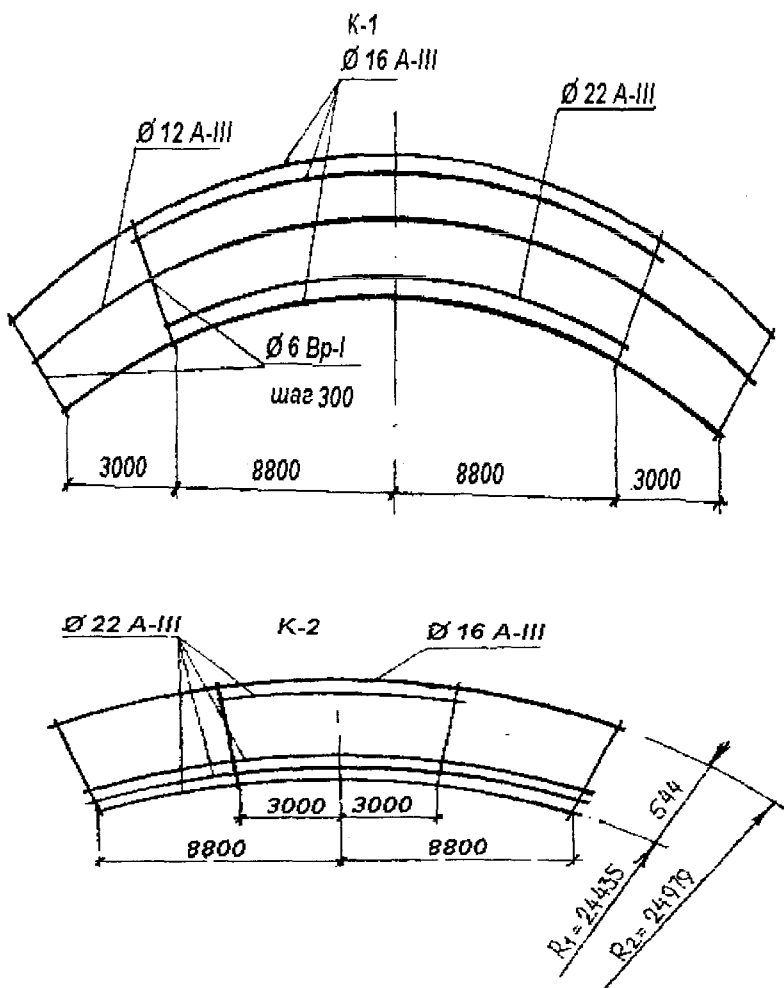


Рисунок 5 - Плоские каркасы К-1 и К-2

Расстояние в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой арматуры либо напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры, а также между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов должны приниматься не менее наибольшего диаметра стержней в соответствии с указаниями [1 п. 5.12].

### 3 УСИЛЕНИЕ АРОК ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ

Усиление при реконструкции ранее эксплуатировавшихся бетонных и железобетонных конструкций арок выполняется в соответствии с указаниями п. 6\*[1].

Проверочные расчеты существующих конструкций арок необходимо производить при изменении действующих на них нагрузок, объемно-планировочных решений и условий эксплуатации, а также при обнаружении дефектов и повреждений в конструкциях с целью установления, обеспечивается ли несущая способность и пригодность к нормальной эксплуатации конструкций в изменившихся условиях их работы. При этом должен проводиться статический расчет, приведенный в п.2.4.

Конструкции арок, не отвечающие требованиям поверочного расчета, подлежат усилению.

При проектировании усиливаемых конструкций следует исходить из необходимости выполнения работ с кратковременной остановкой производства или без нее.

Поверочные расчеты существующих конструкций арок, а также расчет и конструирование усиливаемых конструкций необходимо производить на основе проектных материалов, данных по изготовлению и возведению этих конструкций и их натурных обследований.

При отсутствии в конструкциях дефектов и повреждений, снижающих несущую способность, а также при отсутствии недопустимых прогибов конструкций и раскрытия в них трещин поверочные расчеты допускается выполнять исходя из проектных данных о геометрических размерах сечений конструкций, классе (марке) бетона по прочности, классе арматурной стали, армировании и расчетной схеме арки.

В случаях, когда требования расчетов по проектным материалам не удовлетворяются либо при отсутствии проектных материалов, а также при наличии дефектов и повреждений, снижающих несущую способность конструкции, недопустимых прогибов конструкции или раскрытия в них трещин, следует производить поверочные расчеты с учетом данных натурных обследований конструкций.

На основании натурных обследований должны быть установлены: геометрические размеры сечений арки, армирование

конструкции, прочность бетона и вид арматуры, прогибы и ширина раскрытия трещин, дефекты и повреждения, нагрузки, статическая схема арки.

Усиление конструкций следует предусматривать лишь в тех случаях, когда существующие конструкции не удовлетворяют поверочным расчетам по несущей способности или требованиям нормальной эксплуатации. Не следует усиливать несущие конструкции, если:

- их фактические прогибы превышают предельно допустимые в соответствии с п. 1.20[1], но не препятствуют нормальной эксплуатации конструкции и не изменяют ее расчетную схему;

- имеются отступления от требований раздела 5 [1], но конструкция эксплуатировалась длительное время, а ее обследование не выявило повреждений, вызванных этими отступлениями.

Расчет и конструирование усиливаемых конструкций следует выполнять с учетом данных натуральных обследований.

Усиление сжатого верхнего пояса арки может выполняться железобетонными обоймами, рубашками и одно- или двухсторонними наращиваниями, металлическими обоймами, металлическими предварительно напряженными распорками или шпренгельными системами (рисунок 6).

Минимальная толщина обоем, рубашек и наращивания принимается 6 см, класс бетона не менее В25.

Рабочую арматуру в обоймах, рубашках и наращиваниях следует принимать диаметром 12 – 25 мм, поперечную арматуру в наращиваниях, применяемую для крепления рабочей арматуры к усиливаемому элементу, 10 – 25 мм.

В местах устройства обоем или наращиваний для обеспечения лучшего сцепления старого и нового бетонов необходимо околоть поверхностный слой бетона в тех местах, где устанавливается дополнительная рабочая арматура, а там, где будут установлены хомуты и сетки, достаточно сделать насечку бетонной поверхности усиливаемой конструкции. Перед бетонированием подготовленную бетонную поверхность за 1 – 1,5 ч до бетонирования смачивают водой (перед укладкой бетона поверхность должна быть влажной, но не мокрой, со следами открытой воды).

Консистенция бетона для конструкции усиления принимается с осадкой конуса 5 – 10 см. Бетон рекомендуется готовить на обычном портландцементе.

Металлические обоймы применяются для усиления центрально- и внецентренно сжатых элементов. Они состоят из ветвей, соединенных между собой планками. Ветви обойм выполняются из профильной стали, а планки (хомуты) – из листовой или арматурной стали классов А-I, А- II, А- III.

Ветви металлических обойм могут устанавливаться по всей длине элемента с упором в узлы конструкции или только на ослабленном участке. Соединительные планки (хомуты) и ветви могут быть предварительно напряженными и без предварительного напряжения.

Величина предварительного напряжения в хомутах принимается конструктивно в пределах 6-10 кН/см<sup>2</sup> и в расчетах не учитывается.

Упорные устройства распорок необходимо обеспечить стабильно без смещений и упирать в узлы конструкций.

Упорные устройства конструкции усиления состоят из отрезков профильной стали, усиленной ребрами жесткости, из уголков и швеллеров.

Упорные планки должны плотно примыкать к упорным устройствам, а на период монтажа распорки вверху и снизу связывают специальными монтажными крепежными болтами.

Усилению подлежит верхний пояс арки в случае, если поперечные трещины в этом элементе сквозные и имеют уклон к продольной оси элемента не меньше 60°. При угле наклона больше 60° трещины уменьшают несущую способность пояса не более чем на 20% и усиление производят на основании поверочного расчета с учетом фактических свойств бетона, арматуры и указанного ослабления.

Усиление растянутых железобетонных элементов затяжки и подвесок арки рекомендуется проводить металлическими затяжками (рисунок 7 ). Наиболее эффективны предварительно напряженные затяжки. Предварительное это можно создавать механическим, термомеханическим и электротермическим способами. Выбор того или иного способа определяется условиями производства работ и наличием необходимого оборудования.

Затяжки усиления следует выполнять из арматурной стали классов А-I, А- II, А- III и А-IV, круглого и периодического

профиля, диаметром от 12 до 36 мм, а в отдельных случаях – из профильной стали.

При напряжении затяжек гайками участки затяжек с резьбой следует выполнить из коротышей диаметром на 4 мм большим напрягаемого стержня.

Натяжные гайки по высоте должны составлять не менее полутора диаметров наконечника по нарезанной части. Между гайками и упорами необходимо поставить шайбы. Гайки и шайбы следует изготавливать из твердых сталей, чтобы избежать смещения.

Анкерные устройства затяжек усиления должны быть простой технологической конструкции, достаточно жесткими и несмещаемыми.

Анкерные устройства затяжек на промежуточных узлах верхнего и нижнего поясов рекомендуется крепить к конструкциям обжимными болтами диаметром 16–20 мм. Величину усилия в каждом болте следует принимать не менее 1т. Натяжные болты должны быть диаметром не менее 10 мм.

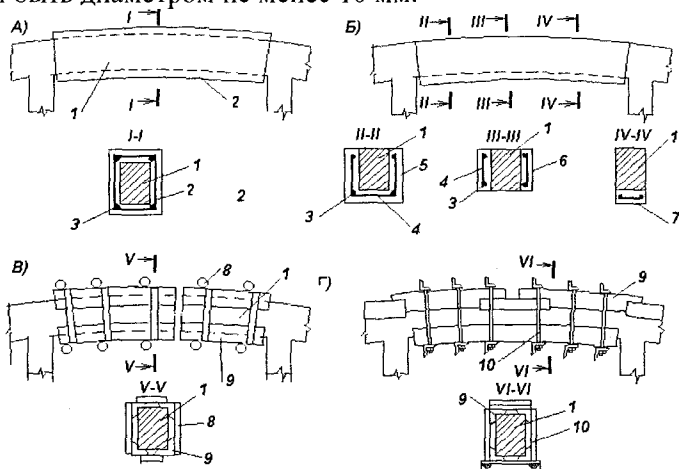


Рисунок 6 - Усиление сжатых элементов

А – железобетонными обоймами; Б- железобетонными рубашками (сечение II-II), двусторонним наращиванием (сечение III-III), односторонним наращиванием (сечение IV-IV); В – металлическими обоймами с напряженными хомутами без упора в узлы; Г- металлическими обоймами с напряженными хомутами; 1-усиливаемые элементы; 2-железобетонная обойма; 3,4- продольная и поперечная арматура; 5- железобетонная рубашка; 6-двустороннее наращивание; 7- одностороннее наращивание; 8-напряженные хомуты; 9- уголки; 10- напряженные хомуты.

Опорные пластины анкерных устройств рекомендуется принимать толщиной 12–24 мм. При больших усилиях в затяжках жесткость опорных пластин необходимо учитывать постановкой ребер жесткости.

Анкерные устройства рекомендуется ставить на выравнивающий слой цементного раствора класса не менее В25.

Предварительное напряжение затяжек следует проводить после набора раствором прочности не менее 70%, т.е. не ранее семи суток после его укладки.

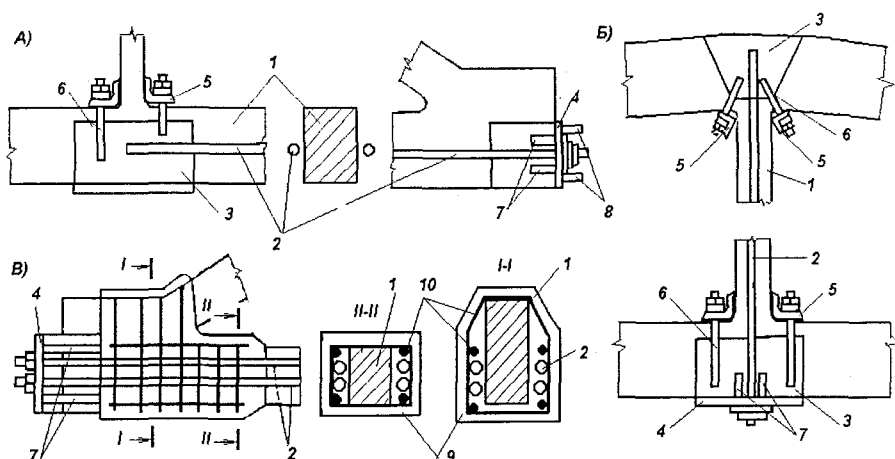


Рисунок 7 - Усиление растянутых элементов

А- усиление затяжки; Б- усиление подвесок; В- деталь крепления затяжек с последующим обетонированием опорного узла; 1- усиливаемый элемент; 2- затяжки; 3,4-боковые и опорные пластины; 5-уголки; 6-стяжные болты; 7-упорные пластины; 8-ребра жесткости; 9-бетон класса В25; 10-дополнительная продольная и поперечная арматура.

Предварительное натяжение стержней затяжек усиления должно создавать в них напряжение не менее 70% их расчетного сопротивления. Контроль величины усилия в затяжках осуществляется по общему удлинению.

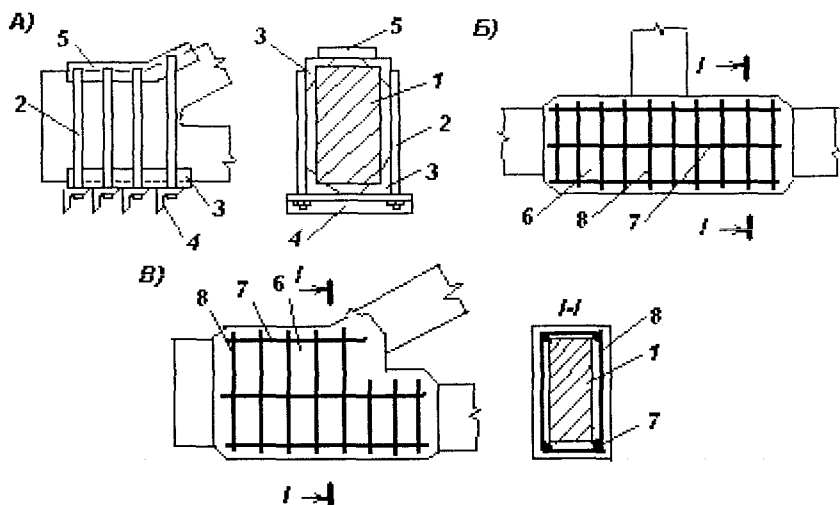


Рисунок 8 - Усиление опорного и промежуточного узлов

А-напряженными затяжками; Б,В-железобетонными обоймами; 1- усиливаемый элемент; 2- напряженные затяжки; 3,4- упорные уголки; 5-металлические пластины; 6-цементный раствор; 7,8-продольная и поперечная арматура железобетонной обоймы.

Усиление опорных и промежуточных узлов выполняется металлическими напряженными затяжками, в отдельных случаях они могут усиливаться с помощью металлических и железобетонных обойм (рисунок 8).

При значительном повреждении сжатых и растянутых поясов восстановление их производится после установки под узлы арки временных подпорок. Усиление арок производят металлическими элементами.

## ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.03.01 – 84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Минстрой России.- М.: ГПЦПП, 1996.
2. Байков В. Н., Сигалов Э. И. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991 – 728 с.
3. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия.–М.: ГПЦПП, 1996.
4. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий.–М.: Стройиздат, 1979.
5. Бондаренко В. М., Судницын А. И., Назаренко В. Г.. Расчет железобетонных и каменных конструкций: Учебное пособие/ Под ред. Бондаренко В. М.– М.: Высшая шк., 1988.
6. Попов Н. Н., Забегаев А. В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций,–М.: Стройиздат; 1989.
7. Бондаренко В. М., Судницын А. И. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Высшая школа, 1984. – 174 с.
8. Снитко Н. К. Строительная механика: Учебник для вузов. – М.: Высш. шк., 1986.
9. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений/НИИСК.- М.:Стройиздат,1989.-104с.
10. Методические указания и задание к курсовому проекту № 2 по курсу «Железобетонные и каменные конструкции», 1997.