

## Содержание

<b>1. Конструктивные особенности здания</b> .....	2
<b>2. Опыт применения и особенности бескаркасных арочных сводов</b> .....	4
<b>3. Геометрические схемы рассчитываемых арочных сводов</b> .....	4
<b>4. Сбор нагрузок</b> .....	7
4.1. Собственный вес гофрированных конструкций. ....	7
4.2. Снеговая нагрузка. ....	7
4.3. Ветровая нагрузка. ....	9
4.4. Дополнительная нагрузка на конструкции здания. ....	11
<b>5. Статический расчет</b> .....	12
5.1. Расчетная модель. ....	12
5.2. Результаты статического расчета. ....	16
<b>6. Прочностные расчеты, расчет на устойчивость</b> .....	18
6.1. Прочность листа. ....	21
6.2. Прочность болтовых соединений. ....	21
6.3. Местная и общая устойчивость. ....	23
<b>7. Выводы и рекомендации</b> .....	23
<b>8. Список литературы</b> .....	23

## 1. Конструктивные особенности здания

Здание бескаркасное, прямоугольное в плане с поперечным сечением в виде бесшарнирной арки.

Поверхности (стены, покрытие) выполнены сборными из стальных холодногнутых гофрированных листовых элементов. Сборка элементов производится с нахлестом на болтовых соединениях. Элементы различаются на прямые и поворотные и имеют ширину в один шаг гофры (см. рис. 1.1).

Максимальная длина элементов ограничена длиной стального листа-заготовки и составляет, как правило, 6 метров. Радиус загиба поворотного элемента 3 м. Для изготовления гофрированных элементов применяется листовая оцинкованная сталь группы ХП (ГОСТ 14918-80) марки О8ПС (ГОСТ 16593-97, группа прочности К270В) толщиной 1.0; 1.2; 1.5 мм. Предел текучести  $\sigma_T=230$  МПа.

Болтовые соединения выполняются на болтах по ISO 8100 — винт с шестигранной фланцем (пресс-шайбой), высокопрочный полной метрической резьбой. Класс по прочности 8.8.

Торцы арочного свода могут быть как закрытыми стеной из различных материалов, так и оставленными сквозными. Торцевые стены оказывают разгружающее воздействие на складчатый свод и не учитываются в настоящем отчете ввиду разнообразия их конструкций и способов примыкания к своду.

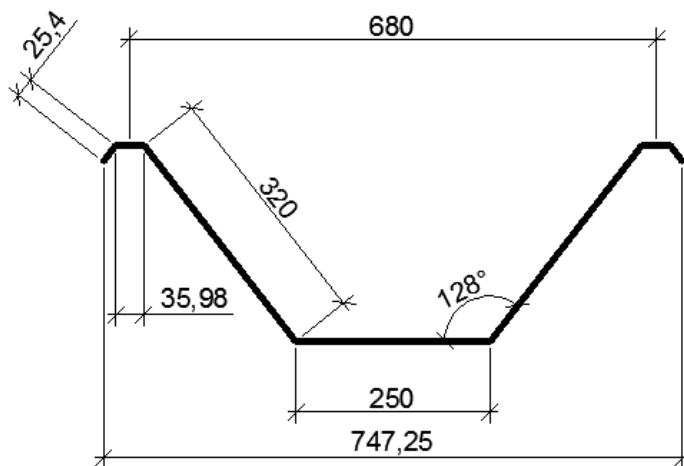


Рис. 1.1. Поперечное сечение элементарной арки. Размеры в мм.

Укрупнительная сборка включает в себя объединение на болтах нескольких гофрированных элементов в элементарную арку.

Основные конструктивные параметры арки:

- пролет;
- условная высота (за типоразмер высоты условно принято расстояние от верха фундамента до середины дуги сопряжения стен и покрытия);
- толщина гофрированного листа.

Маркировка зданий из гофрированного листа, принятая в настоящем отчете.

LL – Н.Н – [Т.Т] – [аА], где

LL – пролет арки, м;

Н.Н – условная высота арки (расстояние от верха фундамента до середины дуги сопряжения стен и покрытия), м;

Т.Т – [необязательный параметр] – толщина гофрированного листа, мм;

А – [необязательный параметр] – угол отклонения прямолинейных участков стен свода от вертикали, в градусах.

Например, марка 06 – 3.0 – 1.0 – а0 соответствует арке с пролетом 6 м, условной высотой 3м и толщиной листа 1 мм и вертикальными прямолинейными участками стен.

Длина здания в расчетах принята равной 18 м.

Выполнены расчеты прочности и устойчивости зданий со следующими параметрами сводов:

Пролет арки L, м.	Высота H, м.	Толщина листа t, мм.		
		1.0	1.2	1.5
6	3	√		
9	4.5	√		
12	4.5		√	
	6		√*	√
15	6			√
18	6			X

√ - прочность и устойчивость обеспечена.

X – прочность не может быть обеспечена без специальных конструктивных мероприятий.

\* - вариант без утепления и подшива.

## **2. Опыт применения и особенности бескаркасных арочных сводов**

Проектирование и расчет арочных сводов имеют ряд особенностей, обусловленных в первую очередь тонкостенностью профилей, их повышенной деформативностью, несимметричностью сечений, начальными несовершенствами формы, гофрировкой полки и стенок профиля при его вальцовке и другими факторами. Известно, что в тонкостенных гнутых элементах профиля возможны потеря местной устойчивости граней и частичное их выключение из работы. В результате геометрические характеристики этих профилей (эффективная площадь поперечного сечения, моменты сопротивления и инерции) снижаются в зависимости от уровня сжимающих напряжений и соотношения ширины и толщины сжатых граней.

После местной потери устойчивости гнутые профили, как правило, продолжают работать в закритической стадии.

Для расширения возможностей указанных конструкций в условиях России, в том числе при увеличенных пролетах, было предложено использовать два слоя холодногнутого профиля, объединяемых по высоте.

Впервые такое конструктивное решение предложено ЦНИИСК, который совместно с Моспроектом-4 и Спецтрестом № 4 Госстроя РФ участвовал в разработке проекта покрытия бассейна для дворовых территорий из быстровозводимых конструкций.

В соответствии с заданием арки из двух слоев холодногнутого профиля в настоящем отчете не рассматриваются.

В настоящее время ЦНИИСК им. Кучеренко для уточнения величин геометрических и жесткостных характеристик профилей подготовлено проведение экспериментальных исследований натуральных образцов тонколистовых профилей при различных силовых воздействиях. Кроме того, предусмотрены натурные испытания фрагмента арочного здания из двух слоев тонколистовых профилей на различные схемы нагружения, чтобы определить прочность, общую и местную устойчивость, а также надежность конструкции и коэффициент запаса несущей способности системы бескаркасных конструкций арочных сводов из холодногнутого тонколистового стального профиля в условиях строительства на территории РФ.

## **3. Геометрические схемы рассчитываемых арочных сводов**

Геометрия арки обусловлена технологическим требованием к радиусугиба станка и требуемой по заданию условной высотой здания. Расчету подлежат 5 типов зданий с геометрией поперечника, показанной на рис. 3.1÷3.5.

Кроме указанных типов в соответствии с заданием определен максимально возможный пролет арки для здания с условной высотой 6 м и толщиной листа 1.5 мм.

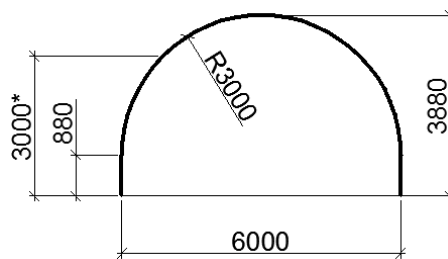


Рис. 3.1. Геометрическая схема арочного свода 06–3.0–а0 Схема №1.

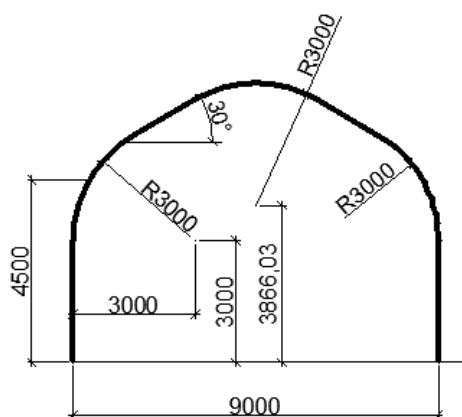


Рис. 3.2. Геометрическая схема арочного свода 09–4.5–а0 Схема №2.

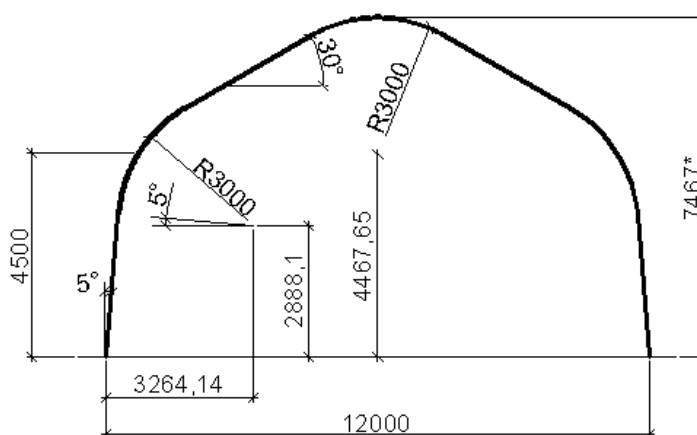


Рис. 3.3. Геометрическая схема арочного свода 12–4.5–а5 Схема №3.

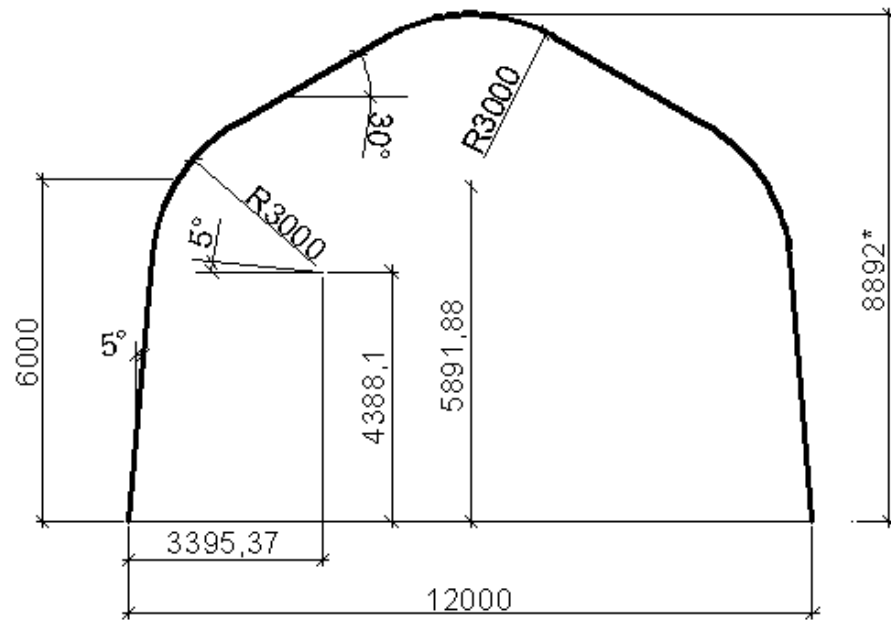


Рис. 3.4. Геометрическая схема арочного свода 12–6.0–а5 Схема №4.

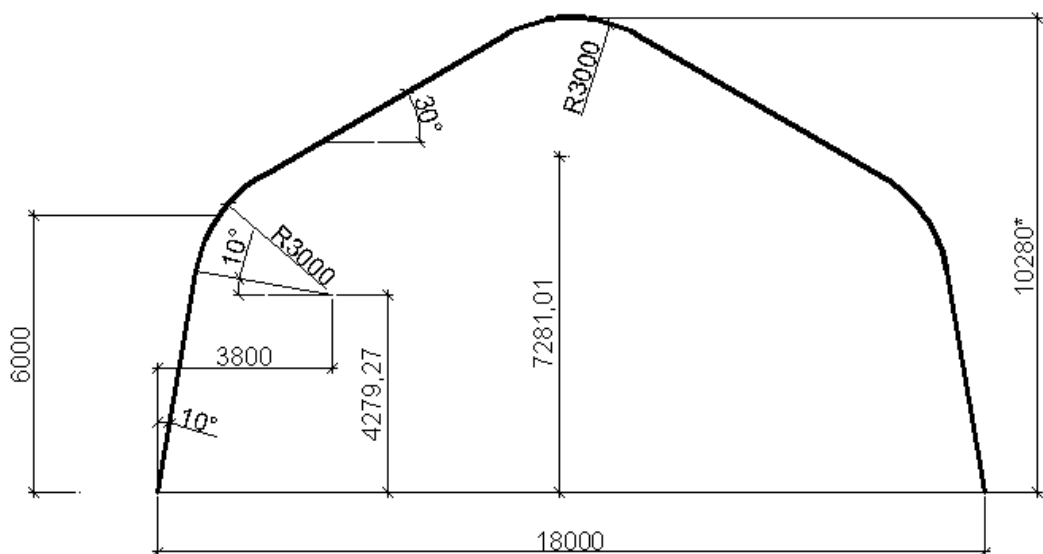


Рис. 3.5. Геометрическая схема арочного свода 18–6.0–а10 Схема №5.

Расчет выполнен для следующих условий:

- район снеговой нагрузки – V;
- район ветровой нагрузки – I;
- здание отдельно стоящее, не являющееся пристроем;
- тип местности по [1] – «А» (открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, лесостепи, тундра);
- фундаменты здания обеспечивают равномерную осадку по каждой из сторон арки;
- сейсмичность – не более 6 баллов.

## 4. Сбор нагрузок

Расчетные модели содержат расчетные значения нагрузок для расчета по I группе предельных состояний (при  $\gamma_f > 1$ ).

### 4.1. Собственный вес гофрированных конструкций.

Учтён автоматически в соответствии с геометрическими и физическими характеристиками материала.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1.1$  (в отличие от значения 1.05, принимаемого для металлических конструкций в соответствии с [1], здесь принято повышенное значение, учитывающее перехлест листовых элементов при сборке элементарной арки).

### 4.2. Снеговая нагрузка.

а) Здание с пролетом свыше 9 м.

Нормативное значение снеговой нагрузки:

$$S_0 = 0.7 c_e c_t \mu S_g,$$

$$S_g = 3.2 \text{ кПа (табл. 10.1 [1])}$$

$$c_e = 1$$

$$c_t = 1$$

$$S_0 = 0.7 * 1 * 1 * \mu * 3.2 = 2.24 * \mu \text{ кПа}$$

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1.4$

Уклон скатов крыши составляет  $30^\circ$ . В соответствии с п. Г.1[1] учтены варианты 1 и 2 загроужения снеговой нагрузкой.

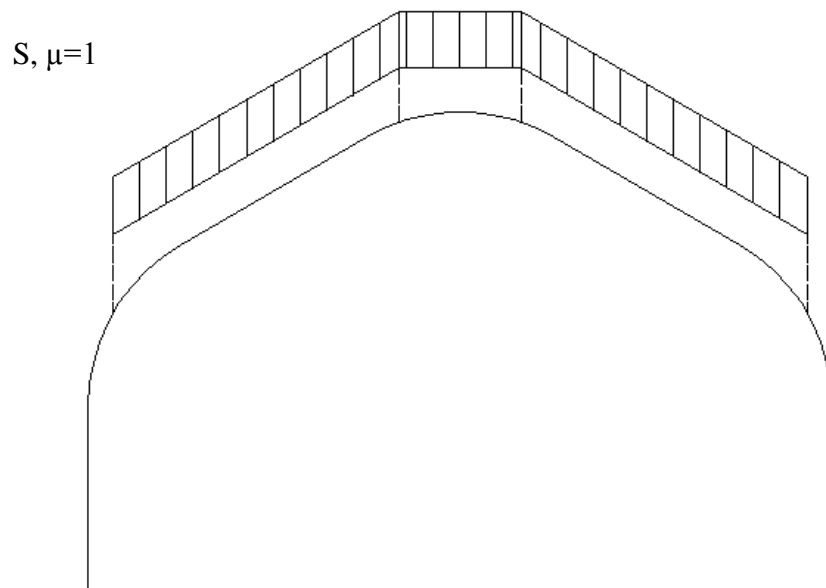


Рис. 4.1. Схема приложения снеговой нагрузки при  $L > 9$  м. Вариант 1.

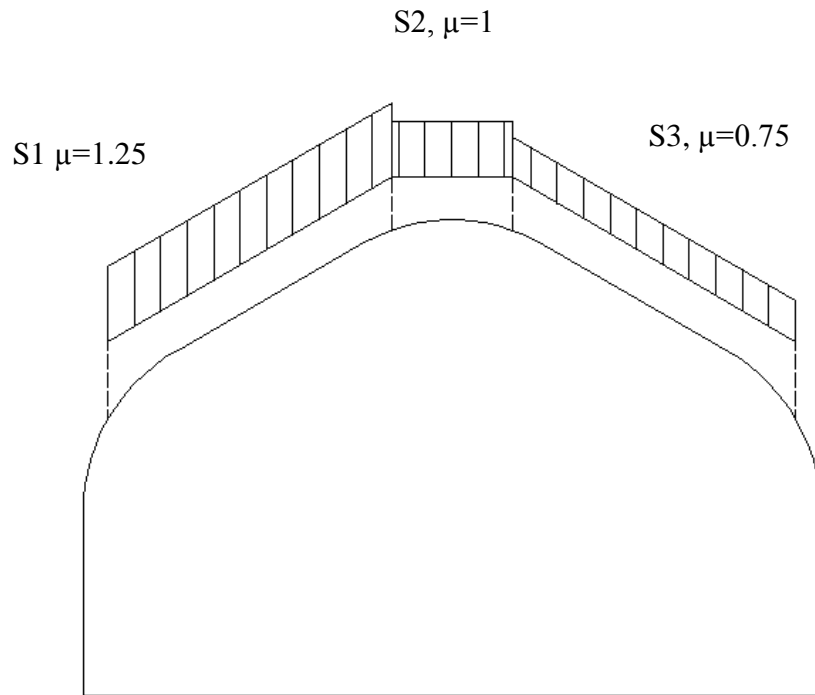


Рис. 4.2. Схема приложения снеговой нагрузки при  $L > 9$  м. Вариант 2.

б) Здание с пролетом 9 м и менее.

Арка здания имеет круговое или близкое к круговому очертание. Снеговая нагрузка действует по схемам Г.2.1 [1].

Нормативное значение снеговой нагрузки:

$$S_0 = 0.7 c_e c_t \mu S_g,$$

$$S_g = 3.2 \text{ кПа (табл. 10.1 [1])}$$

$$c_e = 1$$

$$c_t = 1$$

$$S_0 = 0.7 * 1 * 1 * \mu * 3.2 = 2.24 \text{ кПа}$$

$$\mu_1 = \cos(1.5\alpha);$$

$$\mu_2 = 2\sin(3\alpha);$$

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1.4$



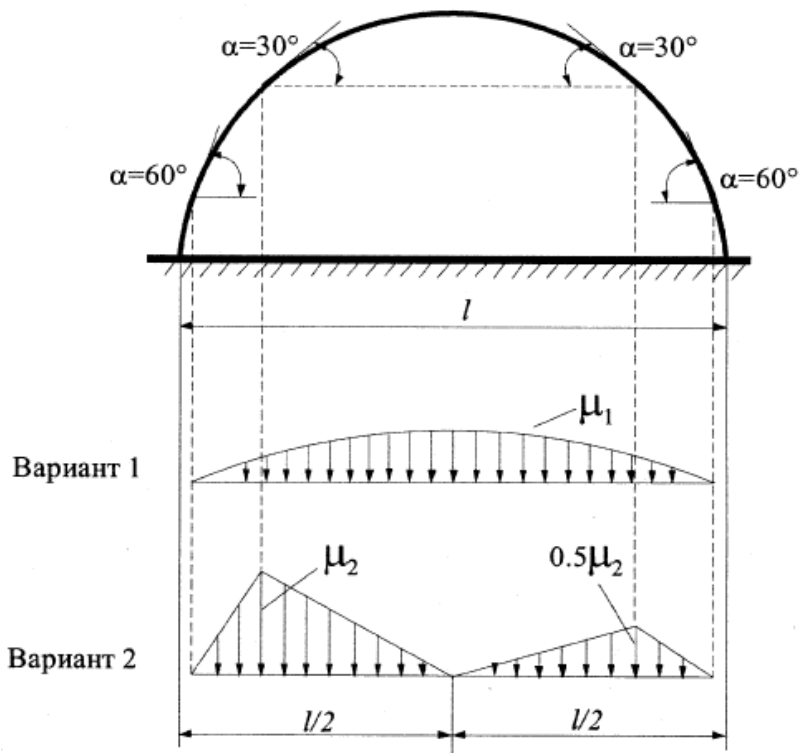


Рис. 4.3. Схемы приложения снеговой нагрузки для арок  $cL \leq 9$  м.

#### 4.3. Ветровая нагрузка.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки:

$$w_m = w_0 k(z_e) c$$

$$w_0 = 0.23 \text{ кПа (табл. 11.1 [1])}$$

$$k(5) = 0.75$$

$$\text{Коэффициент надежности по нагрузке } \gamma_f = 1.4$$

а) Здание с пролетом свыше 9 м.

В соответствии с п. Д.1.2. [1] учтены 2 варианта действия ветровой нагрузки на покрытие здания.

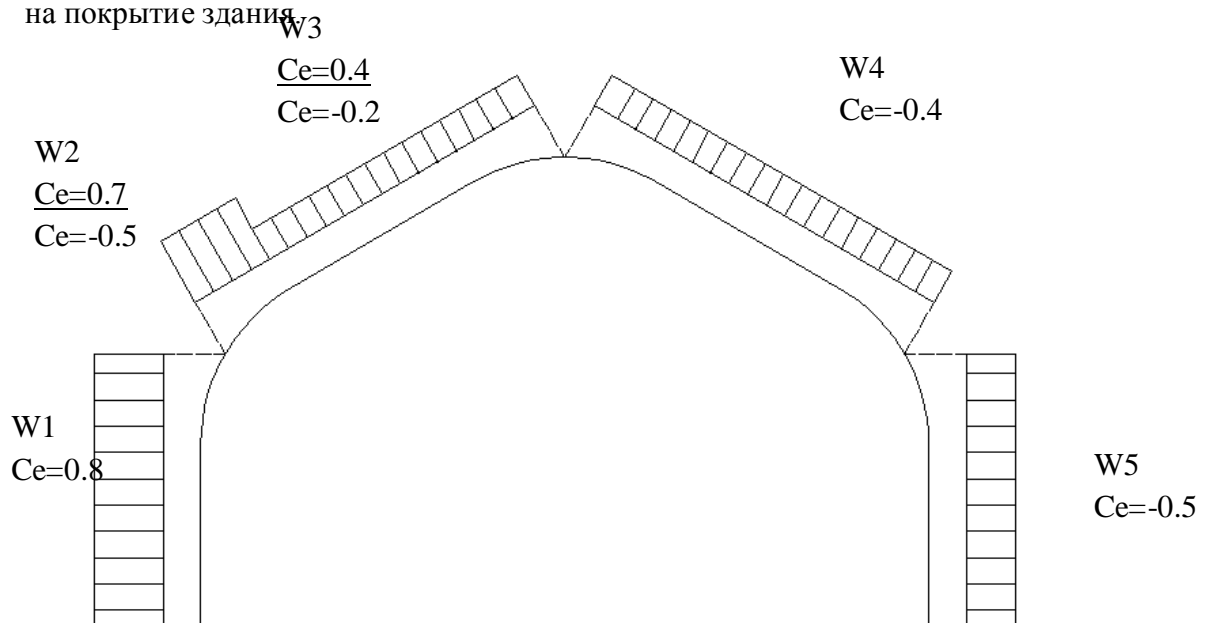


Рис. 4.4. Схема приложения ветровой нагрузки.

$C_e > 0$  при давлении ветра на поверхность здания.

б) Здание с пролетом 9 м и менее.

Ветровая нагрузка действует по схеме Д.1.3 [1].

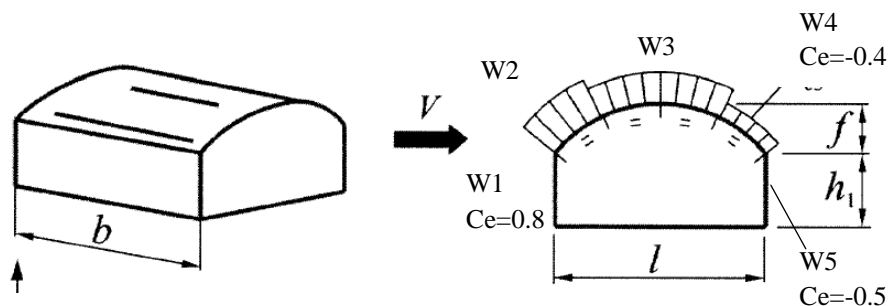


Рис. 4.4. Схема приложения ветровой нагрузки

Значения ветровых нагрузок для всех схем сведены в таблицу:

		k(z)	c1	W1 кПа	k(z)	c2	W2 кПа	k(z)	c3	W3 кПа	k(z)	c4	W4 кПа	k(z)	c5	W5 кПа
Схема 1	z, м	5			5			5			5			5		
	Нормативная	0.75	0.8	0.138	0.75	0.8	0.138	0.75	-1.2	-0.207	0.75	-0.4	-0.069	0.75	-0.5	-0.086
	Расчетная			0.19			0.193			-0.29			-0.1			-0.12
Схема 2	z, м	5			5			5			5			5		
	Нормативная	0.75	0.8	0.138	0.75	0.6	0.104	0.75	-1.1	-0.190	0.75	-0.4	-0.069	0.75	-0.5	-0.086
	Расчетная			0.19			0.145			0.266			-0.1			-0.12
Схема 3	z, м	5			5			5			5			5		
	Нормативная	0.75	0.8	0.138	0.75	0.7	0.121	0.75	0.4	0.069	0.75	-0.4	-0.069	0.75	-0.5	-0.086
	Расчетная			0.19		-0.5	-0.086		-0.2	-0.035			-0.1			-0.12
Схема 4	z, м	5			7.1			8.2			8.0			5		
	Нормативная	0.75	0.8	0.138	0.90	0.7	0.145	0.94	0.4	0.087	0.93	-0.4	-0.086	0.75	-0.5	-0.086
					-0.5	-0.104		-0.2	-0.043							



## 5. Статический расчет

Статический расчет зданий выполнен в ПК «Лира-САПР 2013» методом конечных элементов.

Результатом расчета являются:

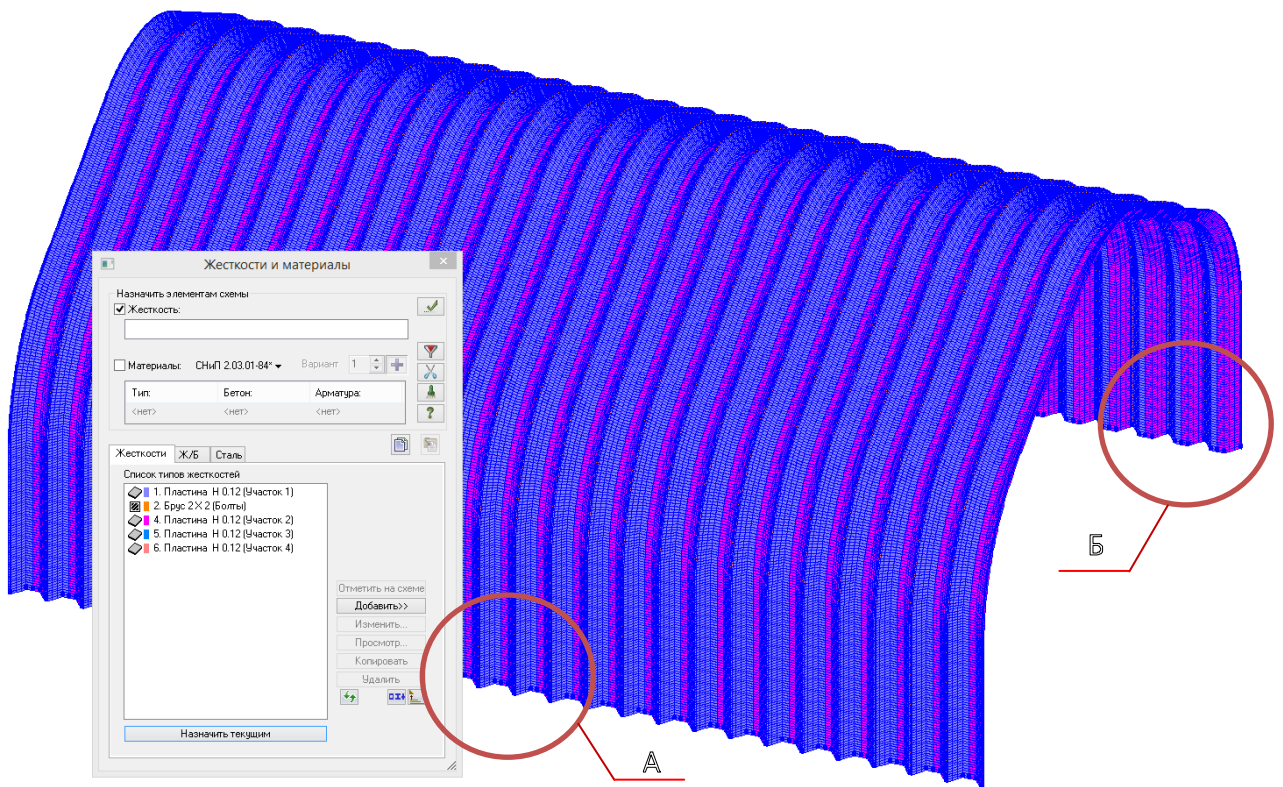
- главные и эквивалентные напряжения в пластинчатых конечных элементах;
- усилия в соединительных элементах (болтах);
- расчетные деформации и перемещения здания;
- нагрузки на фундамент;
- формы потери общей и местной устойчивости, коэффициенты запаса устойчивости.

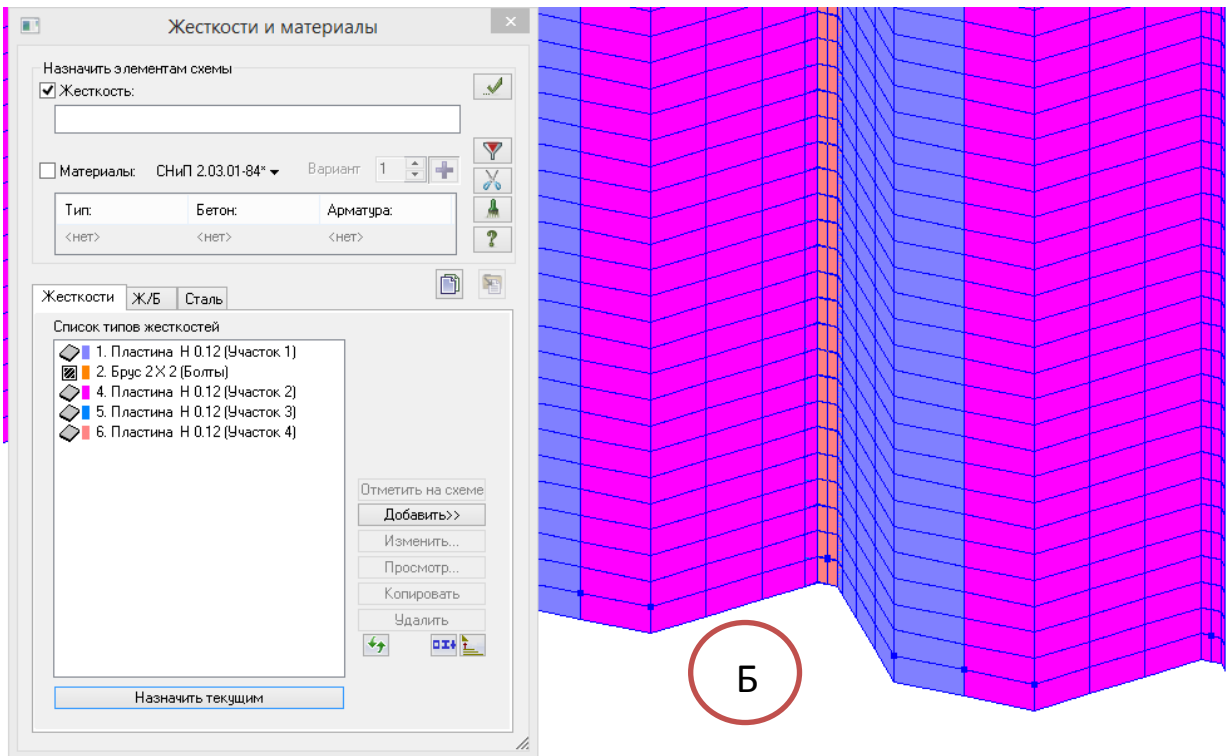
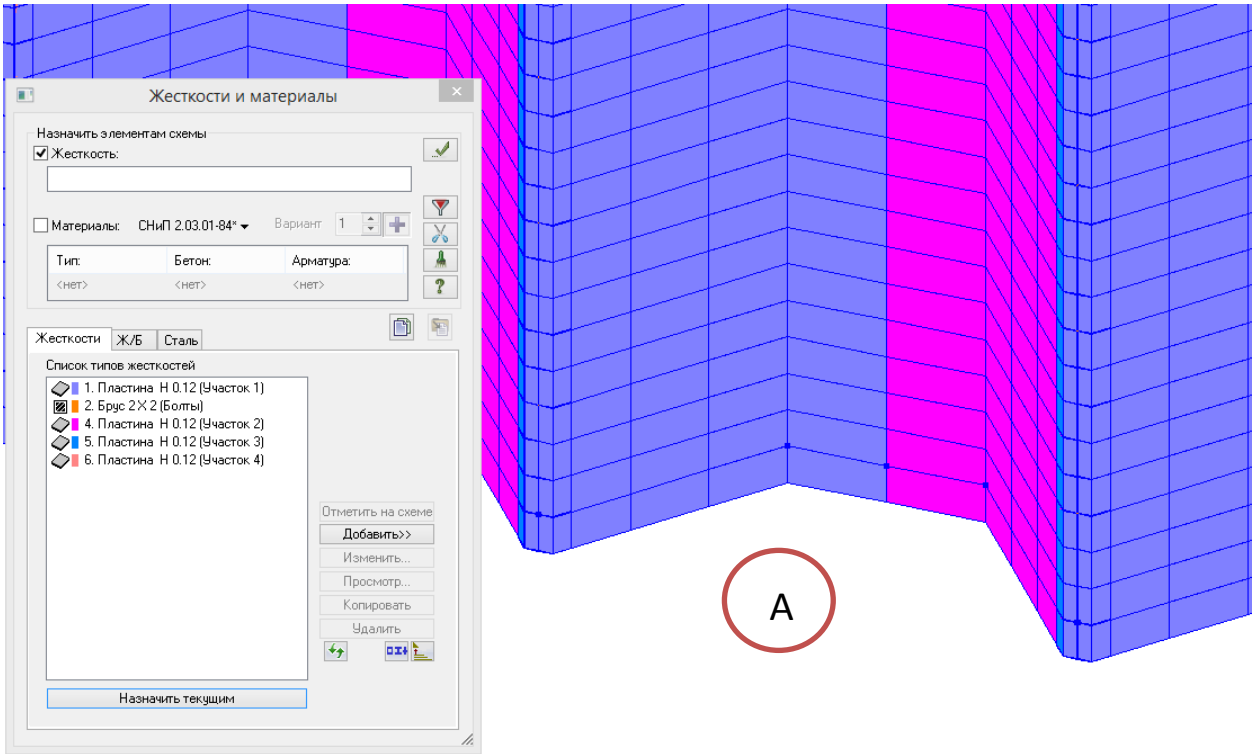
### 5.1. Расчетная модель.

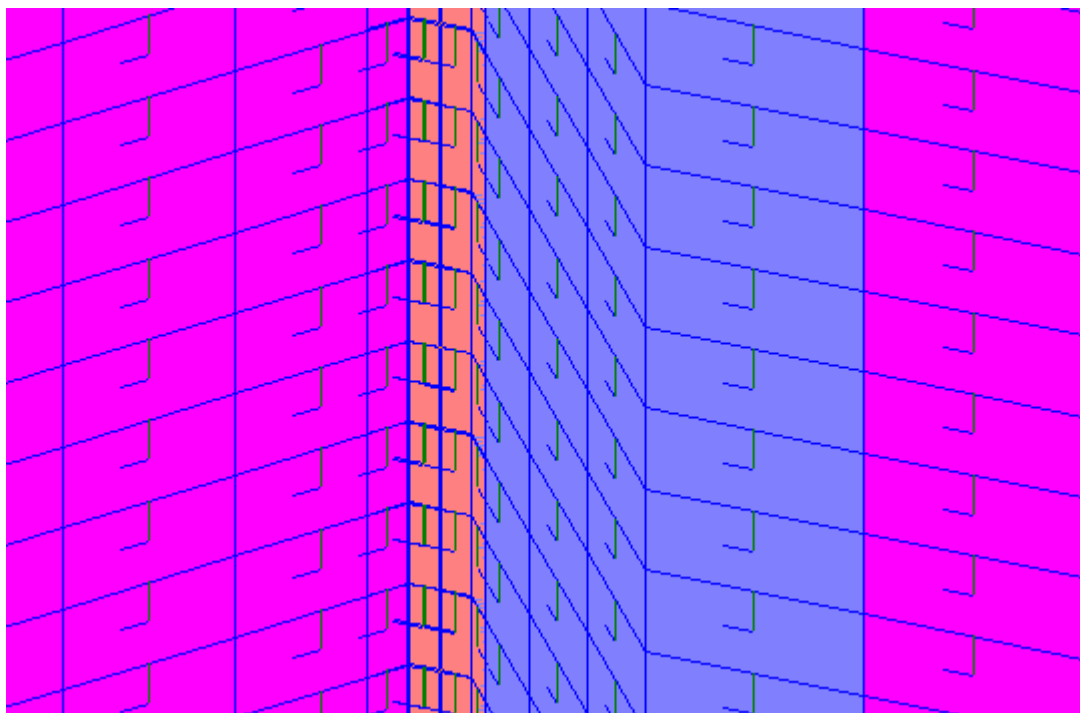
Для каждой схемы здания создана соответствующая пространственная расчетная модель.

Расчетная модель состоит из пластинчатых прямоугольных (тип 44) и стержневых (тип 10) конечных элементов.

Общий вид расчетной модели (на примере Схемы № 3):







Направление локальных осей

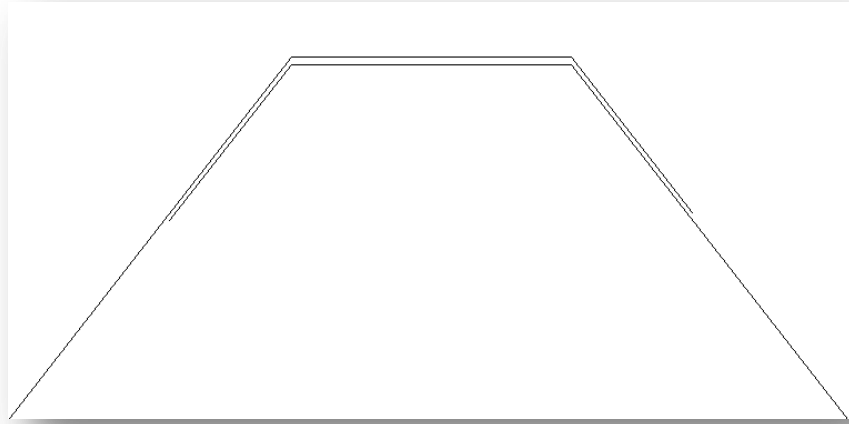
Защемление в фундаменте моделируется заданием неподвижных шарнирных опор по внутренним и наружным гребням гофра, что конструктивно соответствует фактическому узлу опирания на фундамент.

Перемещения фундамента не учтены в расчете. Наиболее соответствующий расчету тип фундамента – фундаментная плита. В случае применения иного типа фундамента следует выполнить оценку перемещений и поворотов фундамента от нагрузок, указанных в настоящем отчете.

Расчетные модели не учитывают конструктивную нелинейность в части взаимного опирания гофрированных листов элементарных арок в зоне перехлеста – в запас местной устойчивости. Объединение элементарных арок осуществляется стержневыми элементами, моделирующими работу болтов, и расположенными в узлах внутреннего гребня с базовым шагом вдоль гребня 200мм.

Податливость продольного соединения гофрированных элементов элементарных арок не учитывалась ввиду наличия конструктивной возможности передачи стыком изгибающих моментов в обоих направлениях.

Влияние торцевых стен на работу свода не учитывалось в запас прочности. Ветровая нагрузка, действующая на торцевые стены, учтена в виде распределенной по контуру арки реакции, приходящей со стены.



. Схема перехлеста листов смежных элементарных арок.

Загрузки, присутствующие в расчетной модели:

- 1 – Собственный вес свода.
- 2 – Снеговая нагрузка. Вариант 1.
- 3 – Снеговая нагрузка. Вариант 2.
- 4 – Ветровая нагрузка. Направление вдоль оси X. Вариант 1.
- 5 – Ветровая нагрузка. Направление вдоль оси X. Вариант 2.
- 6 – Ветровая нагрузка. Направление навстречу оси X. Вариант 1.
- 7 – Ветровая нагрузка. Направление навстречу оси X. Вариант 2.
- 8 – Ветровая нагрузка. Направление вдоль оси Y.
- 9 – Нагрузка от утеплителя.
- 10 – Нагрузка от подшива.

## 5.2. Результаты статического расчета.

Анализ эпюр эквивалентных напряжений и схем деформирования конструкции показал, что при пролете свода  $L > 9$  м. наблюдается концентрация сжимающих напряжений в наружной (узкой) волне гофра в зоне заделки пят арок в фундамент (рис.). Длина зоны «перенапряжения» составляет до 0.9 м. В целях оптимизации расхода металла рекомендуется выполнять усиление наружной волны опорной зоны свода дополнительным листовым элементом, что позволит в ряде случаев уменьшить толщину листа свода на один шаг.

Другим конструктивным мероприятием, снижающим опорные напряжения в наружной волне гофра является выполнение стен свода наклонными с отклонением от вертикали на угол от 5 до 10 градусов (см. рис. 5.1).

Для иллюстрации эффекта от придания наклона стенам свода на рис. 5.1 показаны эквивалентные напряжения в своде 12 – 6.0 – 1.5, одна стена которого (ближняя на рисунке) имеет отклонение от вертикали 5 градусов), а вторая – вертикальная.

ЛИТЕРА  
6  
Мозаика эквивалентных напряжений NEQ4  
Средний слой  
Единица измерения - МПа

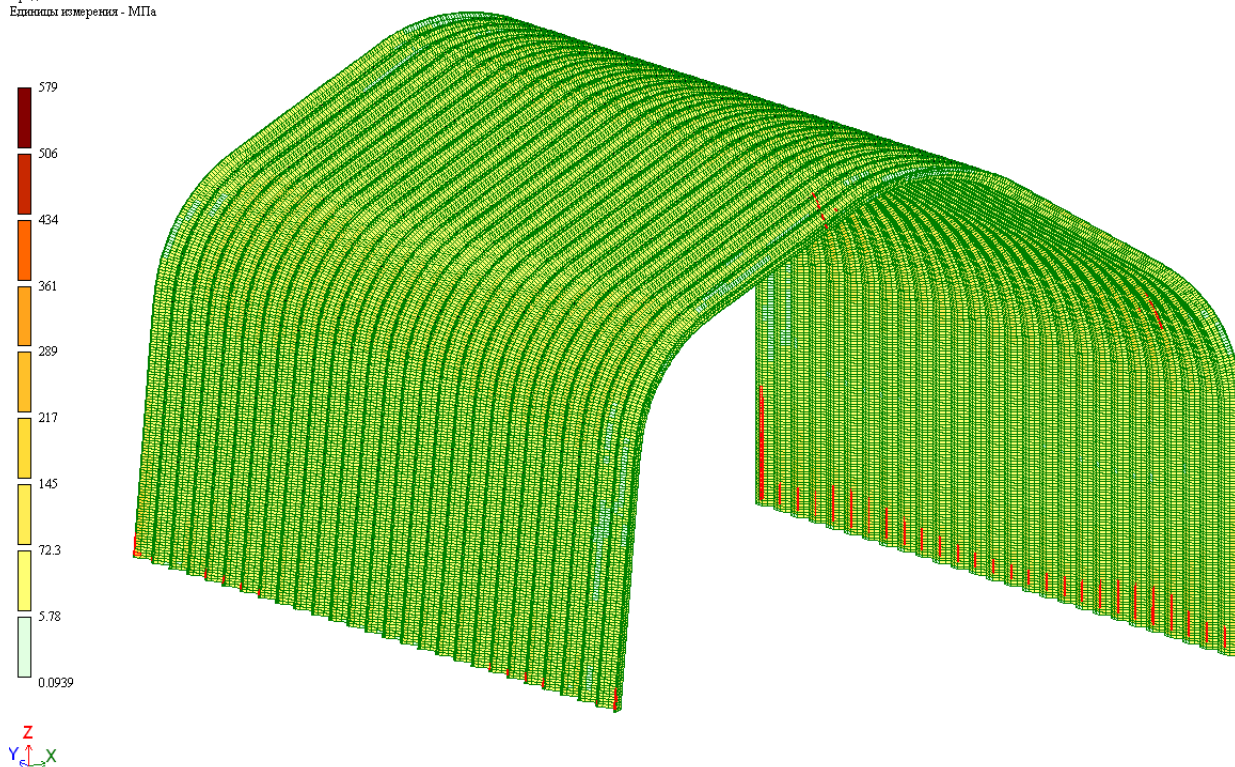


Рис. 5.1. Эквивалентные напряжения в своде 12 – 6.0 – 1.5 с одной вертикальной и одной наклонной стеной. Красным выделены конечные элементы, в которых не соблюдается условие прочности.

Вне зон концентрации напряжений уровень эквивалентных напряжений значительно ниже критерия прочности и в среднем составляет 20% от допустимого (см. рис.5.2).

Сочетание указанных мероприятий позволяет достичь максимально возможного пролета для сводов рассматриваемой конструкции.

В настоящем отчете исследуются своды без усиления опорного участка листа.



Основные результаты расчетов для схем с минимальной толщиной листа, удовлетворяющей требованиям прочности и общей устойчивости, сведены в таблицу 5.1.

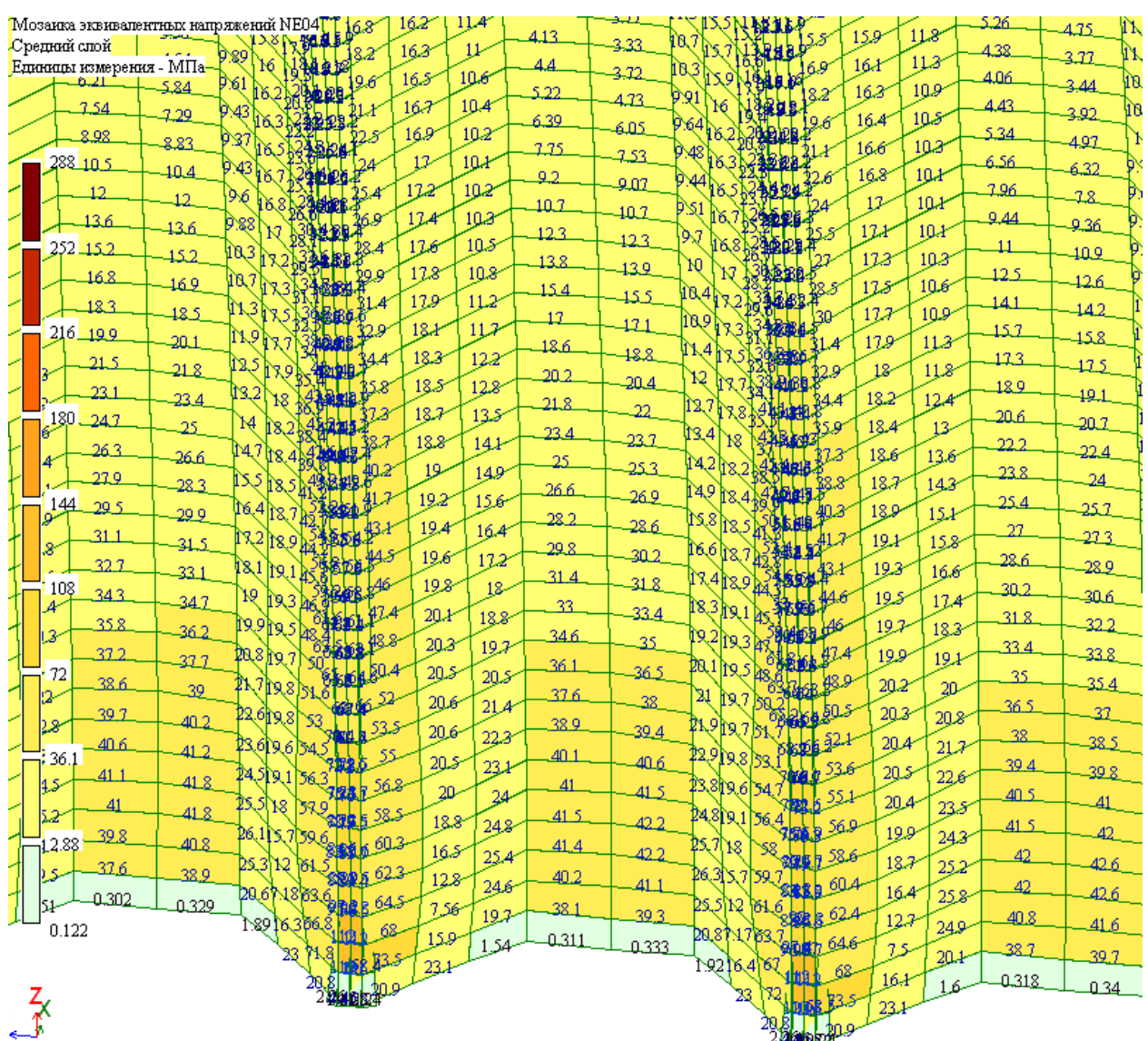


Рис. 5.2. Эпюра эквивалентных напряжений в своде 09 – 4.5 – 1.0. Прямолинейный участок, размер конечного элемента вдоль оси Z – 50 мм.

Характер деформирования арочных сводов при расчетном сочетании нагрузок показан на рис.5.6.

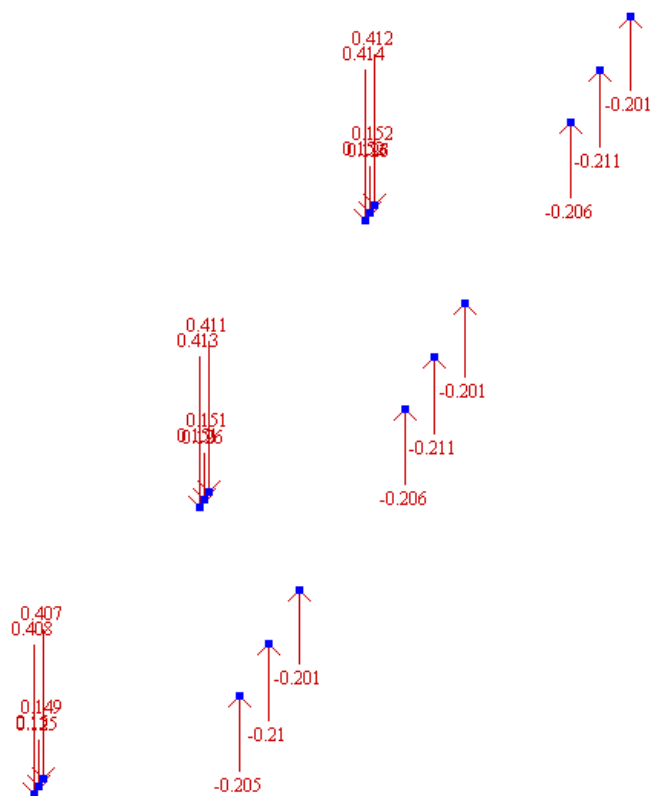


Рис. 5.3. Фрагмент расчетной модели.  
Опорные реакции свода 06-3.0-1.0, кН. при  $\gamma_f > 1$ .

Таблица 5.1.

Схема	Мак эквив. напряжение $N_e$ , МПа	Перемещение верха арки, мм		Вертик. нагрузка на фонд. $q_z$ , кН/мп	Гориз. нагрузка на фонд. $q_y$ , кН/мп	Опорный момент $M_{оп}$ , кНм/мп	Коэфф. общей устойчивости
		$ \delta z $	$ \delta x $				
Схема №1 06-3.0-1.0-a0	93.4	6.0	1.4	10.69	4.38	25.54	более 3
Схема №2 09-4.5-1.0-a0	226	30.5	7.06	15.81	4.5	8.03	более 3
Схема №3 12-4.5-1.2-a5	230	31.3	3.1	21.08	12.3	23.07	более 3
Схема №4* 12-6.0-1.2-a5	225	34.6	16.6	16.56	9.1	10.7	более 3
Схема №4 12-6.0-1.5-a5	209	49.8	12.36	22.25	10.34	10.9	более 3
Схема №5 18-6.0-1.5-a10	537	--	--	--	--	--	--
Схема №6 15-6.0-1.5-a10	230	53.8	10.3	47.4	46.6	63.75	более 3

\* свод без утепления и подшива.

Расчет сводов 18–6.0–1.5–a5 и 18–6.0–1.5–a10 показал наличие значительного превышения критерия прочности даже без учета веса утепления и подшива изнутри свода.

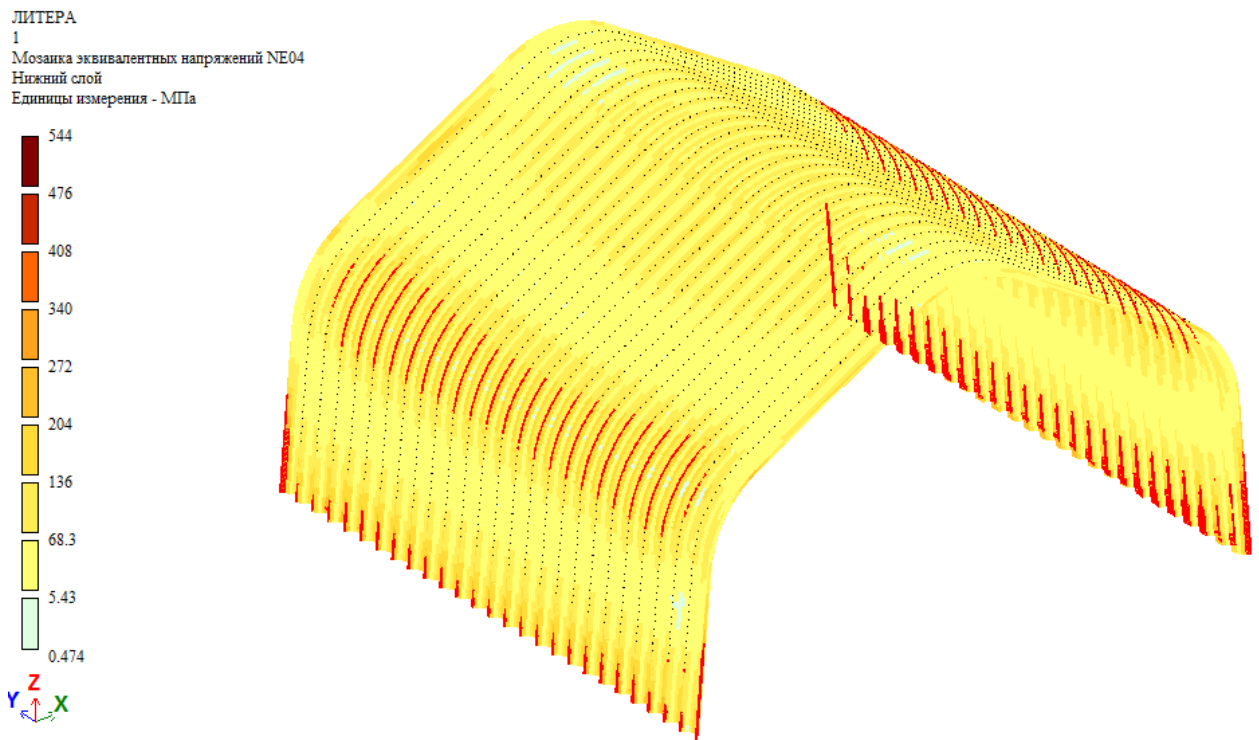


Рис. 5.4. Эпюра расчетных эквивалентных напряжений в своде 18–6.0–1.5–a5 без учета веса утепления и подшива изнутри свода. Красным отмечены разрушенные конечные элементы.

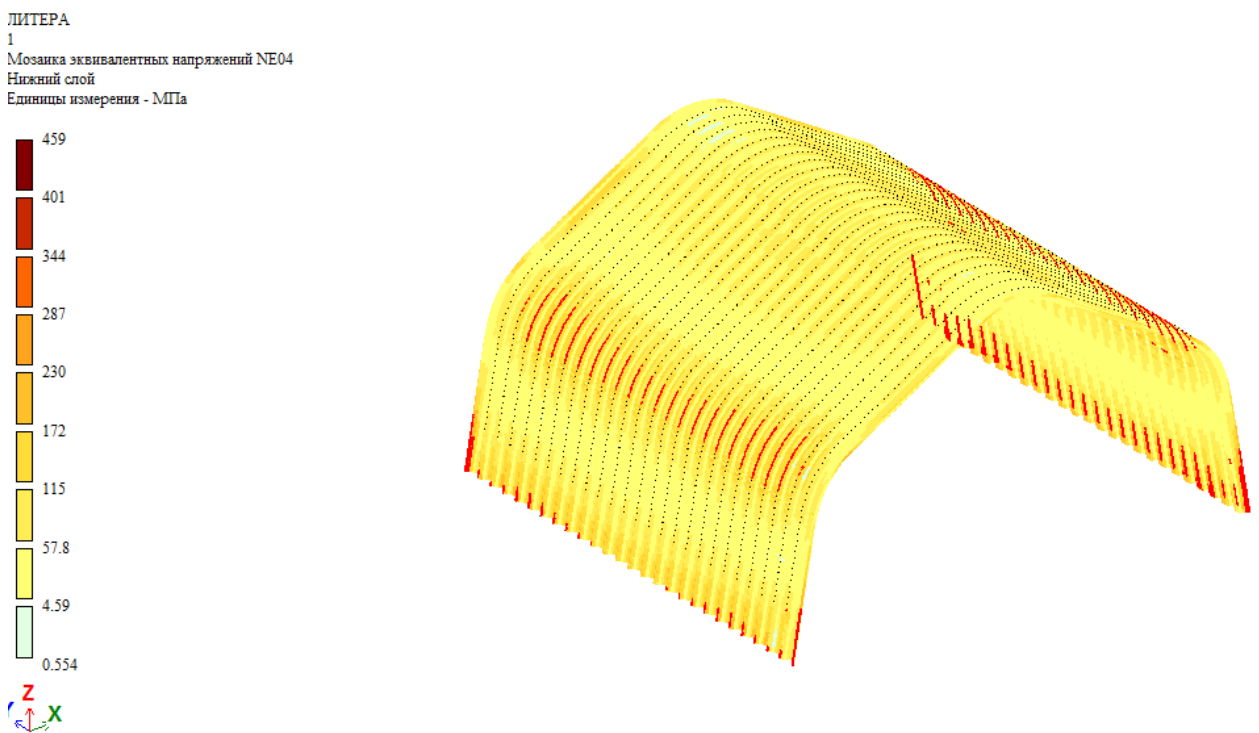


Рис. 5.5. Эпюра расчетных эквивалентных напряжений в своде 18–6.0–1.5–a10 без учета веса утепления и подшива изнутри свода. Красным отмечены разрушенные конечные элементы.

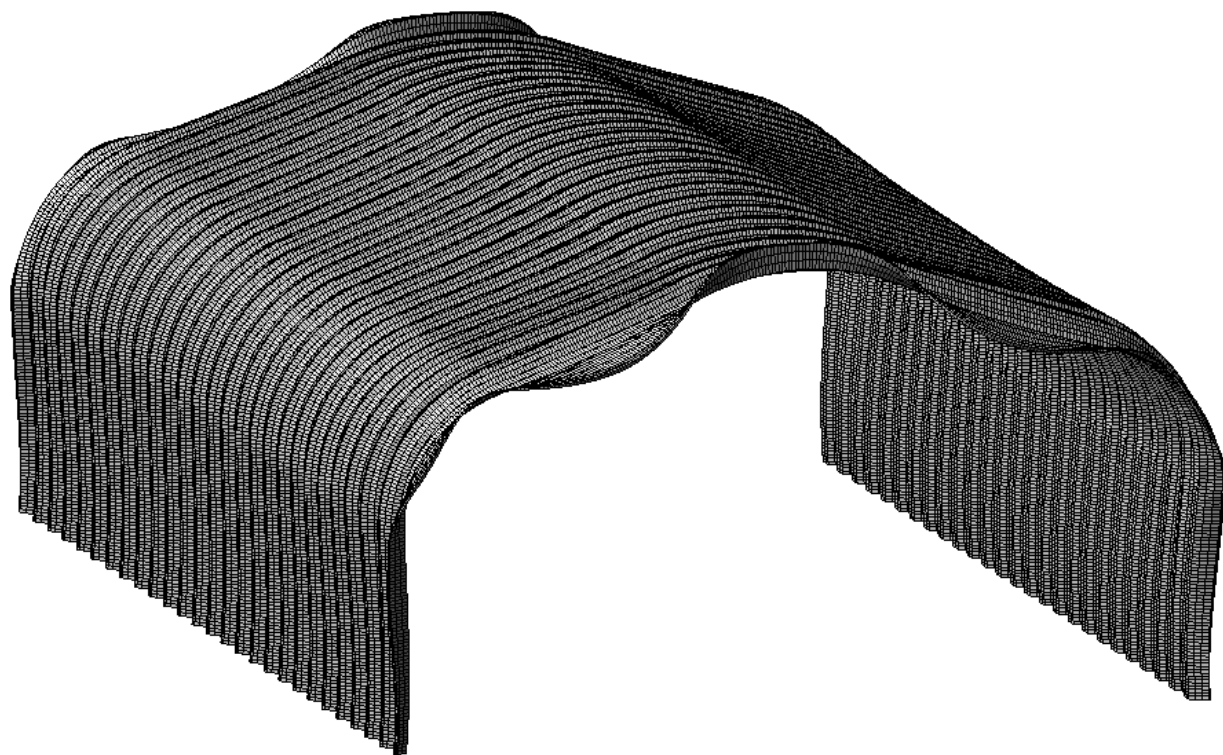


Рис 5.6. Характер деформирования арочных сводов на примере свода 12–4.5–1.2–а5

## 6. Прочностные расчеты, расчет на устойчивость

### 6.1. Прочность листа.

По значениям эквивалентных напряжений, полученных из статического расчета, выполняется проверка критерия прочности п. 7.1.1 [2]:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1.$$
$$N/A_n \leq R_u \gamma_c / \gamma_u$$

Для стали О8ПС (ГОСТ 8045)  $R_y=230$  МПа,  $R_u=360$  МПа.

Диаграмма деформирования стали не имеет площадки текучести. Расчет производим по временному сопротивлению разрыву  $R_u$ .

$$\gamma_u = 1.3 \text{ (п. 4.3.2 [2])}$$

$$\gamma_c = 1 \text{ (табл.1 [2]).}$$

С учетом положений, указанных в разделе 2 настоящего отчета (наличие конструктивной нелинейности, начальных несовершенств листовых профилей, возникновение местных потерь устойчивости участков листов, отсутствие данных испытания свода из данного вида профиля), в запас прочности примем коэффициент условий работы снижающим расчетное сопротивление стали на 20%:  $\gamma_c = 1/1.2=0.83$ . При подтверждении расчетных значений результатами натурных испытаний фрагмента свода данной конструкции допускается принимать  $\gamma_c = 1$ .

Итоговый критерий прочности:

$$N_e \leq 360/1.3/1.2=230 \text{ МПа.}$$

Эквивалентные напряжения приняты по теории Хенки-Губер-Мизеса:

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}}$$

### 6.2. Прочность болтовых соединений.

Для болтов класса прочности 8.8  $R_{bun}=830$  МПа,  $R_{bs}=330$  МПа.

Расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами (класс точности В):  $R_{bp}=475$  МПа.

Распределение сдвигающих усилий в болтовых соединениях элементарных арок показано на рис. на примере свода 09–4.5–1.0–а0. Наибольшие значения достигаются в зонах поворотных листовых элементов. На прямолинейных участках арки сдвиг в болтовых соединениях затухает до ничтожных значений. Шаг болтовых соединений, указанный в таблице 5.1 соответствует максимальному сдвигающему усилию и должен быть выдержан в пределах поворотных участков.

На прочих участках размер шага болтов устанавливается из условия местной устойчивости кромки гофры в предположении достижения в ней уровня напряжений 20% от критерия прочности. Минимальный шаг болтовых соединений объединения элементарных арок – 300 мм.

Конструктивно обусловлено, что при сборке элементарной арки ее элементы объединяются болтами в 16 точек. При этом напряжение смятия в болтовом значительно меньше допустимого  $N_b$  для всех рассмотренных схем.

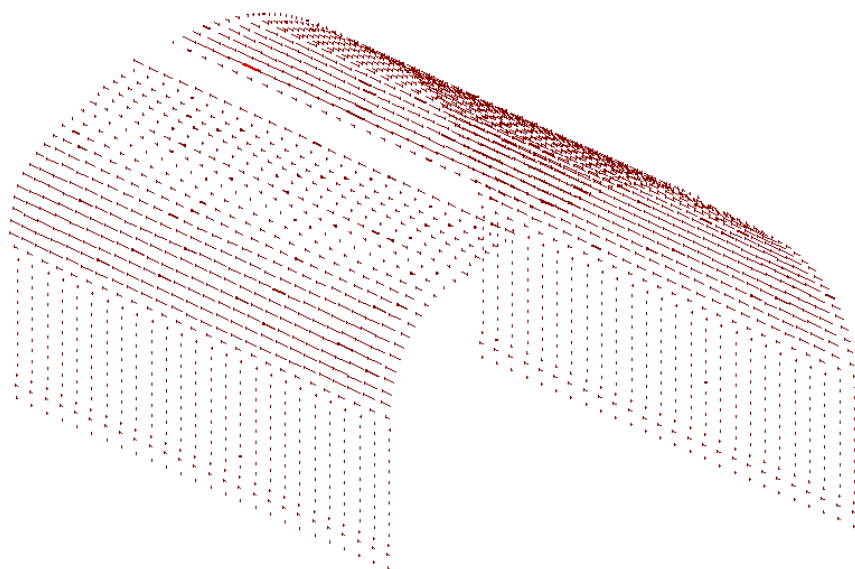
В таблице 6.1 приведена расчетная несущая способность на смятие в болтовом соединении при диаметре болта 12 мм.

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d \Sigma t$$

Таблица 6.1

Толщина листа, мм	$N_b$ , кН
1.0	4.05
1.2	4.86
1.5	6.08

Элора Qy  
Единицы измерения - кН





 Минимальное усилие -0.626843  
 Максимальное усилие 0.49389

Рис. 6.1. Распределение сдвигающих усилий в болтовых соединениях на примере свода 09–4.5–1.0–а0.

### 6.3. Местная и общая устойчивость.

Расчет устойчивости выполнен численно в ПК «ЛИРА САПР 2013». Установлено, что потеря общей устойчивости не происходит при коэффициенте запаса устойчивости 3 и менее.

Местная устойчивость стенок и кромок гофры обеспечивается установкой болтовых стяжек с указанным в разделе 6.2 шагом. Возможна также потеря местной устойчивости по крайним элементарным аркам свода. Данный эффект не оказывает влияния на прочность и устойчивость конструкции в целом.

## 7. Выводы и рекомендации

По результатам статрасчета и выполненных проверок установлена требуемая толщина листа, шаг болтов, расчетные нагрузки на фундаменты.

Установлено, что для свода из данного типа гнутого профиля предельный пролет составляет 15 м. Применение специальных конструктивных мероприятий позволит увеличить пролет и уменьшить толщину листа.

В качестве конструктивных мероприятий рекомендуется рассмотреть:

- применение накладных листов усиления в опорной зоне свода;
- усовершенствование опорного узла, при котором крепление к фундаменту осуществляется не только по гребням волн гофра, но и по остальным граням волн;
- применение дублирующего профиля (как накладкой, так и контр-волной) в зонах концентрации напряжений (поворотные и опорные участки).

Прочностные расчеты выполнены с учетом понижающего коэффициента 1.2, учитывающего совокупность малоопределенных факторов, негативно влияющих на работу конструкции. Исследование работы конструкции проведением испытаний натурального фрагмента позволит точнее оценить влияние несовершенств и более эффективно использовать сопротивление материала свода.

## 8. Список литературы

1. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».
2. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».
3. П.Г. Еремеев, Д.Б. Киселев и др. «Натурные испытания фрагмента арочного свода из холодногнутого тонколистовых стальных профилей», 2005 г.
4. П.Г. Еремеев, Д.Б. Киселев «К проектированию бескаркасных конструкций арочных сводов из холодногнутого тонколистовых стальных профилей», 2004 г.
5. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*).